

В.В. АВАКЯН

**ПРИКЛАДНАЯ ГЕОДЕЗИЯ:
ТЕХНОЛОГИИ ИНЖЕНЕРНО-
ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ**

*Рекомендовано УМО вузов РФ по образованию
в области геодезии и фотограмметрии в качестве
учебного пособия для студентов высших учебных заведений
направления «Прикладная геодезия»*

**Москва
Инфра-Инженерия
2016**

УДК 528. 48 (075.8)

ББК 26.1я73

А 18

Рецензенты:

- Начальник отдела специальных и научных работ ОАО «ГСПИ»ГК «РОСАТОМ» **ЖИДКОВ А.А.**
- Заведующая кафедрой инженерной геодезии Национального университета «Львівська політехніка», проф., д.т.н. **КОСТЕЦКАЯ Я.М.**

Авакян В.В.

А 18

Прикладная геодезия: технологии инженерно-геодезических работ. — 2-е изд. — М.: Инфра-Инженерия, 2016. — 588 с.

ISBN 978-5-9729-0110-4

В учебном пособии изложены методы, техника и технология производства инженерно-геодезических работ при изысканиях и строительстве инженерных сооружений, гражданских зданий, гидротехнических, подземных и других объектов строительства. Отражены перемены, связанные с внедрением новых средств измерений, спутниковых геодезических приёмников, электронных тахеометров, цифровых нивелиров, а также программных средств вычислений и обработки результатов измерений. Приведенные технологии соответствуют актуализированным редакциям действующих нормативных актов.

Пособие носит учебный характер и предназначено для студентов учреждений высшего профессионального образования, обучающихся по направлению «Прикладная геодезия», но также может быть полезно для других категорий учащихся и производственников, выполняющих инженерно-геодезические работы.

© Авакян В.В., 2016

© Издательство "Инфра-Инженерия", 2016

ISBN 978-5-9729-0110-4

СОДЕРЖАНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ	6
1. ВВЕДЕНИЕ	
1.1. Предмет и задачи прикладной геодезии.....	7
1.2. Связь прикладной геодезии с другими науками.....	8
1.3. Инженерно-геодезические работы для строительства.....	9
1.4. Проект инженерного сооружения и нормативные документы.	14
2. ОПОРНЫЕ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ СЕТИ	
2.1. Общие сведения и историческая справка.....	17
2.2. Классификация и технические характеристики геодезических сетей.....	21
2.3. Методы построения плановых опорных геодезических сетей.....	31
2.4. Построение опорных сетей спутниковыми методами.....	43
2.5. Системы координат и поверхность относимости в инженерно-геодезических работах.....	46
2.6. Высотные опорные инженерно-геодезические сети.....	48
2.7. Тригонометрическое нивелирование.....	56
2.8. Проектирование и оценка проектов высотных сетей.....	60
2.9. Уравнивание нивелирных сетей.....	64
2.10. Системы счёта высот.....	68
2.11. Приборы для геометрического нивелирования.....	70
3. СВЕДЕНИЯ О СПУТНИКОВЫХ МЕТОДАХ ИЗМЕРЕНИЙ В ГЕОДЕЗИИ	
3.1. Системы координат в спутниковой геодезии.....	75
3.2. Спутниковые радионавигационные системы.....	88
3.3. Обработка результатов спутниковых измерений.....	105
3.4. Проектирование и построение спутниковых геодезических сетей.....	113
3.5. Закрепление пунктов спутниковой геодезической сети.....	120
3.6. Геодезическое спутниковое оборудование и полевые работы.....	122
4. ГОРОДСКАЯ ПОЛИГОНОМЕТРИЯ	
4.1. Проектирование и оценка точности проектов полигонометрии.....	132
4.2. Закрепление пунктов полигонометрии.....	140
4.3. Привязка и координирование ственных знаков.....	142
4.4. Привязка полигонометрических ходов к пунктам геодезической сети.	149
4.5. Определение и учёт элементов приведения.....	156
4.6. Предварительная обработка результатов измерений.....	158
4.7. Приборы и производство угловых и линейных измерений.....	167
5. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ ИЗЫСКАНИЯ	
5.1. Состав инженерно-геодезических изысканий.....	182
5.2. Геодезическая основа изысканий и строительства.....	185
5.3. Опорная геодезическая сеть.....	189
5.4. Плано-высотная съёмочная геодезическая сеть.....	197
5.5. Построение съёмочного обоснования спутниковыми методами.....	202
5.6. Крупномасштабные инженерно-топографические планы.....	211
5.7. Методы крупномасштабных топографических съёмок.....	219
5.8. Классические технологии аэрофотосъёмки.....	224
5.9. Новые аэротехнологии создания топографических планов и карт.....	231
5.10. Геодезическое обеспечение аэрофотосъёмочных работ.....	238
5.11. Топографическая съёмка на основе лазерного сканирования.....	243
5.12. Топографическая съёмка с применением спутниковых технологий.....	251

5.13. Съёмка подземных коммуникаций.....	255
5.14. Съёмка шельфа и внутренних водоёмов.....	271
6. ИЗЫСКАНИЯ ТРАСС ЛИНЕЙНЫХ СООРУЖЕНИЙ	
6.1. Общие сведения об изысканиях трасс линейных сооружений.....	277
6.2. Элементы плана и профиля автодороги.....	281
6.3. Камеральное трассирование	284
6.4. Полевое трассирование, разбивка круговых кривых.....	288
6.5. Переходные кривые.....	293
6.6. Нивелирование трассы.....	296
6.7. Разбивка земляного полотна.....	299
6.8. Постоянное геодезическое обоснование магистрали.....	301
6.9. Построение цифровой модели линейного сооружения.....	303
7. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАЗБИВОЧНЫЕ РАБОТЫ	
7.1. Состав и принципы разбивочных работ для строительства.....	308
7.2. Геодезическая подготовка проекта сооружения.....	310
7.3. Геодезическая разбивочная основа на строительной площадке.....	313
7.4. Нормы точности разбивочных работ.....	318
7.5. Этапы и основные элементы разбивочных работ.....	326
7.6. Способы разбивочных работ.....	329
8. ТЕХНОЛОГИИ РАЗБИВОЧНЫХ РАБОТ	
8.1. Проект производства геодезических работ.....	339
8.2. Построение разбивочных сетей сооружения.....	342
8.3. Разбивки при сооружении подземной части зданий.....	350
8.4. Контроль возведения конструкций подземной части зданий.....	355
8.5. Геодезические работы при возведении надземной части зданий.....	358
8.6. Разбивочные работы на монтажном горизонте.....	364
8.7. Перенесение высот на монтажные горизонты.....	368
9. ГЕОДЕЗИЧЕСКОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ МОНТАЖНЫХ РАБОТ	
9.1. Плано-высотная геодезическая основа монтажных работ.....	371
9.2. Априорная оценка точности проекта разбивочной сети.....	376
9.3. Оптимизация процессов разбивочных работ.....	380
9.4. Уравнивание базисной сети.....	384
9.5. Плановая установка и выверка конструкций и оборудования.....	388
9.6. Координатный способ монтажа конструкций.....	396
9.7. Высотная установка конструкций.....	403
9.8. Выверка конструкций по вертикали.....	408
9.9. Точность геодезических работ при монтаже конструкций и оборудования.....	412
9.10. Контроль геометрических параметров сооружения и исполнительные съёмки.....	415
9.11. Съёмка фасадов геодезическими методами.....	420
10. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ НАБЛЮДЕНИЯ ЗА ДЕФОРМАЦИЯМИ СООРУЖЕНИЙ	
10.1. Общие понятия о деформациях зданий и сооружений.....	425
10.2. Организация наблюдений и характеристики деформаций.....	428
10.3. Необходимая точность измерений перемещений.....	431
10.4. Размещение и конструкция исходных и деформационных знаков.....	434
10.5. Методы и схемы измерений вертикальных перемещений.....	440
10.6. Особенности методики геометрического нивелирования короткими лучами.....	445
10.7. Другие способы нивелирования при измерениях деформаций.....	452
10.8. Методы анализа устойчивости реперов высотной основы.....	459
10.9. Обработка результатов измерений и отчётная документация.....	461
10.10. Методы измерений горизонтальных перемещений.....	464
10.11. Способы измерения кренов.....	469

11. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ НА МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДАХ	
11.1. Конструкции мостов.....	477
11.2. Состав геодезических работ на мостовых переходах.....	480
11.3. Планово-высотная основа мостового перехода.....	483
11.4. Разбивочные работы на мостовых переходах.....	493
12. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ НА ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЯХ	
12.1. Гидротехнические сооружения.....	498
12.2. Расчёт мощности ГЭС.....	502
12.3. Составление продольного профиля реки.....	505
12.4. Топографо-геодезические работы на водохранилищах.....	509
12.5. Геодезическое обеспечение строительства гидроузлов.....	513
13. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ В ТУННЕЛЕСТРОЕНИИ	
13.1. Общие сведения о туннелях.....	516
13.2. Аналитический расчёт трассы туннеля.....	518
13.3. Геодезическое обоснование трассы туннеля.....	525
13.4. Особенности построения геодезического обоснования на поверхности.....	528
13.5. Анализ источников ошибок сбойки встречных забоев.....	534
13.6. Ориентирование подземных выработок.....	538
13.7. Геодезические работы в подземных выработках.....	543
14. ТРУБОПРОВОДЫ, ЛИНИИ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧ, АЭРОПОРТЫ	
14.1. Изыскания и разбивка магистральных трубопроводов и линий электропередач.....	548
14.2. Изыскание аэродромных площадок.....	552
14.3. Опорная сеть аэропорта и съёмочные работы.....	555
14.4. Разбивочные работы при планировке аэродрома.....	560
15. ПРИМЕРЫ РЕШЕНИЯ ПРИКЛАДНЫХ ЗАДАЧ	
15.1. Общие замечания.....	562
15.2. Оценка точности привязки полигонометрии к стенным знакам.....	566
15.3. Уравнивание сети полигонометрии с одной узловой точкой.....	569
15.4. Пример оценки проекта сети полигонометрии.....	572
15.5. Особенности обработки линейных измерений в полигонометрии.....	576
15.6. Вычисление и уравнивание превышений в полигонометрии.....	577
15.7. Построение перпендикуляра к базовой линии.....	579
15.8. Построение направления, параллельного базовой линии.....	580
15.9. Установка теодолита в створ линии.....	582
15.10. Графический способ вертикального переноса точек на высокие монтажные горизонты.....	583
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	586

ПРЕДИСЛОВИЕ

Характерной особенностью современного геодезического производства является широкое внедрение электронных средств измерений: тахеометров и спутниковых приёмников, цифровых аэросъёмочных комплексов и полевых портативных компьютеров, многофункциональных пакетов программного обеспечения и универсальных измерительных систем.

Активное применение в инженерно-геодезических работах новой высокоточной оптоэлектронной измерительной техники, появление принципиально новых средств измерений в виде спутниковой геодезической аппаратуры, новых программных средств обработки результатов измерений и графических построений в корне изменило технологию производства инженерно-геодезических изыскательских, разбивочных и других работ. Изменились методы производства топографических и исполнительных съёмок, способы выверки конструкций и технологического оборудования. Все полевые измерения и съёмки сегодня выполняются электронными приборами с автоматической регистрацией результатов измерений, автоматизируются также и все последующие процессы работ, связанные с обработкой и графическим представлением геодезической продукции.

В настоящем издании делается попытка дальнейшего обобщения и освещения опыта работ геодезистов с новейшей геодезической аппаратурой, при производстве инженерно-геодезических изысканий для строительства и при реализации проектов строительных объектов. Основное внимание в пособии уделено методам и приёмам работ с использованием спутниковых приёмников и электронных тахеометров. Рассмотрены способы построения опорных и съёмочных геодезических сетей, способы производства топографических съёмок и построения разбивочной основы строительной площадки и отдельного здания, организация геодезических работ на строительных объектах, существующие на сегодняшний день нормы точности производства геодезических разбивок и другие вопросы теории и практики геодезических работ в сфере строительства.

Материал, подобранный в пособии, носит учебный характер и соответствует программе курса «Прикладная геодезия» для студентов учреждений высшего профессионального образования, обучающихся по направлению «Прикладная геодезия».

1. ВВЕДЕНИЕ

1.1. Предмет и задачи прикладной геодезии

Предметом прикладной геодезии является изучение методов топографо-геодезического обеспечения различных народнохозяйственных задач, возникающих в строительном производстве, в горно-разведочном и горнопроходческом деле, исследовании природных ресурсов и изучении стабильности сооружений и земной поверхности в пространстве и во времени.

В более узком смысле в прикладной геодезии изучаются методы топографо-геодезических изысканий, методы вынесения проектов сооружений в натуру, и по этой причине прикладную геодезию иногда называют инженерной, подчёркивая тем самым её тесную связь с инженерно-строительным производством.

Процесс возведения объектов строительства, зданий и сооружений можно условно разделить на несколько этапов, тесно связанных друг с другом:

- изыскания и экономическое обоснование строительства;
- проектирование инженерного сооружения;
- собственно строительство;
- эксплуатация возведённого объекта.

Все эти этапы самым тесным образом связаны с решением инженерно-геодезических задач.

На этапе топографо-геодезических изысканий геодезистами строятся опорные плано-высотные сети и производятся крупномасштабные топографические съёмки, трассируются линейные сооружения, производится привязка геологических выработок, гидрологических створов и др. На основе инженерно-геодезических изысканий составляются топографические планы и профили в необходимых масштабах.

Проектирование инженерных сооружений производится на топографических планах крупных масштабов. В процессе проектирования сооружений геодезистами решаются задачи горизонтальной и вертикальной планировки, разрабатываются проекты производства геодезических работ, в которых обосновываются приборы и методы геодезического обеспечения строительства сооружения.

Вынесение проектов инженерных сооружений в натуру носит название «разбивка сооружений». В процессе строительства геодезистами решаются задачи построения разбивочных сетей, вынесения на местность разбивочных осей и элементов конструкций, обеспечение соответствия геометрических параметров здания или сооружения его проектным размерам, контролируется качество производства строительно-монтажных работ.

Геодезическая выверка конструкций и технологического оборудования, выполняемая в плане по высоте и по вертикали, является одним из наиболее точных видов инженерно-геодезических работ, осуществляемых специально разработанными методами и приборами.

В процессе возведения сооружений, а также в период их эксплуатации возникают задачи наблюдений за осадками и деформациями оснований зданий и сооружений. Эти наблюдения выполняются высокоточными геодезическими приборами и методами на основе научно обоснованных программ.

Таким образом, легко видеть, как тесно связано инженерно-геодезическое производство со строительным процессом на всех его основных этапах.

Перечисленный круг задач, решаемых геодезистами, составляет практическую сторону предмета прикладной геодезии.

Основными научно-техническими задачами прикладной геодезии следует считать разработку научно обоснованных схем и программ геодезических построений, обеспечивающих необходимую и достаточную точность измерений при возведении инженерных сооружений. Кроме того, в научно-технические задачи прикладной геодезии входят вопросы разработки современных методов и приборов для производства изысканий, разбивки и выверки инженерных сооружений, основанных на новейших достижениях науки и техники.

1.2. Связь прикладной геодезии с другими науками

Курс прикладной геодезии основывается на теоретических и практических положениях геодезии, высшей геодезии, спутниковой геодезии, математической обработки результатов геодезических измерений. Современный инженер-геодезист по направлению прикладная геодезия – это специалист широкого профиля, глубоко владеющий теорией и практикой геодезических наук, имеющий достаточные знания в области проектирования и строительства инженерных сооружений. Знание персонального компьютера, специальных программ, таких как *AutoCAD*, *CREDO* и других является абсолютно необходимым инструментом для решения практических задач прикладной геодезии, а без знаний теоретических основ и практических навыков в области спутниковой геодезии сегодня невозможно эффективно решать задачи геодезических изысканий и съёмок, задачи построения плановых и высотных сетей, изучения движений земной коры и пр.

В инженерно-геодезических работах соблюдается принцип «от общего к частному». Иначе говоря, от общих всеобъемлющих геодезических построений переходят к более детальным, частным схемам геодезических измерений. Однако требования к точности измерений в прикладной геодезии возрастают в обратном направлении по сравнению с общими геодезическими требованиями, иначе говоря, возрастают от этапа к этапу. Так при монтаже оборудования некоторых технологических линий требования к точности линейных измерений могут достигать десятых и сотых долей миллиметра, требования к вертикальности монтируемых элементов и к их створности также могут выходить за рамки привычных представлений.

В современных условиях роль прикладной геодезии в научных исследованиях и строительном производстве резко возрастает. Строительство сверхвысоких зданий (высотой в 150 и более метров), крупных физических машин, радиотелескопов, научные исследования в аэродинамике больших скоростей ведут к

необходимости применения особо точных геодезических приборов, внедрения новейших достижений электроники и лазерной техники.

В прикладной геодезии используются самые современные приборы (электронные тахеометры, цифровые нивелиры и спутниковые приёмники), методы геодезических измерений и построений, способы математической обработки результатов измерений, программные продукты *CREDO*, *AutoCAD*, *Pythagoras*, *GeoniCS* и многие другие.

1.3. Инженерно-геодезические работы для строительства

Геодезические работы занимают важное место в решении задач строительного производства, они предшествуют строительно-монтажным работам и сопровождают процессы строительства. Ещё в период подготовки строительства геодезистами производится комплекс работ по созданию крупномасштабных топографических планов. Это так называемые инженерно-геодезические изыскания.

Инженерно-геодезические изыскания для строительства выполняются с целью получения топографо-геодезических материалов и данных о ситуации и рельефе местности.

Инженерно-геодезические изыскания включают в себя геодезические, топографические, аэрофотосъёмочные, стереофотограмметрические, инженерно-гидрографические, трассировочные работы, геодезические стационарные наблюдения, кадастровые и другие специальные работы и исследования, а также геодезические работы в процессе строительства, эксплуатации и ликвидации предприятий, зданий и сооружений.

В процессе инженерно-геодезических изысканий осуществляется:

- построение опорных геодезических сетей, включая геодезические сети специального назначения для строительства;
- обновление топографических и инженерно-топографических планов;
- создание инженерно-топографических планов, профилей и других топографо-геодезических материалов и данных, предназначенных для обоснования проектной подготовки строительства (градостроительной документации, обоснований инвестиций в строительство, проектов и рабочей документации);
- создание и ведение геоинформационных систем (ГИС) поселений и предприятий, государственных кадастров;
- создание и обновление тематических карт, планов и атласов специального назначения (в графической, цифровой, фотографической и иных формах);
- создание топографической основы и получение геодезических данных для выполнения других видов инженерных изысканий, в том числе при геотехническом контроле, обследовании грунтов оснований фундаментов зданий и сооружений, разработке мероприятий по инженерной защите и локальном мониторинге территорий, авторском надзоре за использованием изыскательской продукции в процессе строительства.

В строительном деле при возведении современных сложных сооружений требуются разносторонние геодезические данные, которые обеспечиваются методами и приёмами прикладной геодезии. Геодезические работы, выполняемые на строительных площадках, часто обобщённо называют геодезическими разбивочными работами. Они обеспечивают соответствие возведённых зданий и сооружений требованиям проекта, строительных норм и правил в части геометрических параметров.

Возросшая роль и объём геодезических работ в строительстве обусловлены современными тенденциями развития строительного производства, а именно значительным увеличением этажности возводимых зданий и сооружений, увеличением объёмов строительно-монтажных работ и возросшей ответственностью геодезии за результаты своей деятельности в связи с переходом строительно-монтажного производства на технологии монолитного домостроения.

Если в сборном (панельном, каркасном и др.) домостроении унификация конструкций облегчала задачу геодезии, поскольку при этом возводятся гражданские здания нескольких очень схожих серий, то при монолитном строительстве практически каждый объект строится по специальному (индивидуальному) проекту. При большом многообразии архитектурных форм и решений в монолитном домостроении используют разнообразные межосевые размеры, нестандартные сечения конструкций, глубокие котлованы для многоэтажных подземных сооружений, сложные формы перекрытий и фасадов.

Серьёзные изменения претерпели и методы геодезического обеспечения столь сложного в геометрическом отношении домостроения, каким является монолитное строительство. Широкое внедрение электронных тахеометров в практику инженерно-геодезических работ коренным образом изменило саму технологию разбивок, изменяются такие столь устоявшиеся принципиальные понятия, как внешняя разбивочная сеть здания, внутренняя разбивочная сеть, детальные разбивочные работы на монтажных горизонтах и пр.

Обобщённо инженерно-геодезические работы по прикладной геодезии для целей проектирования и строительства сооружений можно разделить на следующие составные части:

- топографо-геодезические изыскания площадок строительства и трасс;
- инженерно-геодезическое проектирование;
- геодезические разбивочные работы;
- геодезическая выверка конструкций и технологического оборудования;
- наблюдения за деформациями сооружений и их оснований.

Топографо-геодезические изыскания – наиболее распространённый вид геодезических работ, который входит в состав строительного проекта. Топографо-геодезические изыскания заключаются в построении на данной территории плановых и высотных опорных и съёмочных сетей; топографической съёмки территории; трассировании линейных сооружений; геодезической привязке геологических выработок, точек геофизической разведки и др.

Инженерно-геодезическое проектирование состоит в проектировании и оценке проектов геодезических сетей, в проектировании трасс линейных соору-

жений в плане и по высоте, разработке Проектов Производства Геодезических Работ для конкретных строительных объектов, геодезической подготовки проектов для перенесения их на местность; решении задач горизонтальной и вертикальной планировки и др.

Разбивка сооружений является основным видом геодезических работ при вынесении проекта на местность. В состав работ по разбивке сооружений входит построение разбивочной основы строительной площадки, внешней и внутренней разбивочных сетей зданий, основные и детальные разбивочные работы в процессе строительства, исполнительные съёмки и пр.

Геодезическая выверка строительных конструкций и технологического оборудования производится в плане, по высоте и по вертикали и является наиболее точным видом инженерно-геодезических работ и осуществляется специальными разрабатываемыми методами и приборами.

Наблюдения за деформациями зданий и сооружений выполняются для уникальных и высотных зданий как в процессе их строительства, так и по его завершении. Наблюдения включают измерения осадок оснований и фундаментов, определение плановых смещений и кренов и производятся высокоточными геодезическими методами и приборами.

Геодезические работы в строительстве осуществляются в соответствии с нормативно-технической документацией для строительства. Такой документацией, как отмечено ранее, являются своды правил (СП), строительные нормы и правила (СНиП); государственные стандарты (ГОСТ), технические условия (ТУ) и другие инструкции и наставления. В этих документах указываются методы и способы производства геодезических работ, их точность для этапов строительства, видов сооружений и их особенностей.

Состав, содержание и технические требования к производству геодезических работ на строительной площадке определяются «СНиП 3.01.03-84. Геодезические работы в строительстве» и его актуализированной редакцией «СП 126.13330.2012», зависят от характера и размеров сооружения, его высоты и конструктивных особенностей. Различна при этом и точность измерений и построений.

При строительстве отдельно стоящего сооружения создаются так называемые внешняя и внутренняя разбивочные сети здания.

Если предприятия и группы зданий занимают значительные площади, скажем, более 100 тыс. м² или более 1 км², то для их возведения строятся специальные разбивочные сети строительной площадки.

Эти разбивочные сети являются геодезической разбивочной основой строительства. С пунктов такой основы выносятся в натуру основные или главные оси зданий и сооружений, магистральные и другие линейные сооружения, а также производится детальная разбивка здания и монтаж технологического оборудования.

В состав геодезических работ в строительстве входит контроль точности геометрических параметров зданий (сооружений) и производство исполнительных съёмок с составлением исполнительной геодезической документации, без

которой сооружение не может быть принято в эксплуатацию. Нормы точности производства того или иного вида работ регламентированы такими стандартами, как ГОСТ 21778-81 и ГОСТ 21779-82.

Геодезические наблюдения за осадками и деформациями оснований как возводимых сооружений, так и зданий окружающей застройки также являются составной частью геодезических работ для строительства. Методы и требования к точности геодезических измерений деформаций сооружений устанавливаются государственным стандартом «ГОСТ 24846-81. Грунты. Методы измерения деформаций оснований зданий и сооружений. М., 2001, стр. 26».

Геодезические работы являются неотъемлемой частью технологического процесса строительного производства, и они осуществляются по единому для данной строительной площадки графику, увязанному со сроками выполнения общестроительных, монтажных и других работ.

Обобщая комплекс геодезических работ на строительной площадке, можно выделить такие этапы:

- построение разбивочной основы строительной площадки;
- вынос в натуру и закрепление главных и (или) основных осей сооружения;
- геодезические разбивки нулевого цикла – работы по сооружению подземной части здания (котлована, свайного поля, фундамента, технического подполья, гаражей и других подземных сооружений и их перекрытий);
- прокладка трасс подземных коммуникаций в плане и по высоте;
- геодезические работы при возведении надземной части здания (построение внутренней разбивочной сети здания на исходном горизонте, перенос разбивочных осей и отметок на вышележащие монтажные горизонты, построение разбивочных осей на монтажных горизонтах, детальная разбивка мест положения конструкций, контроль установки конструкций);
- вынос в натуру проекта вертикальной планировки (дорог, площадок, насыпей и выемок и др.).

Практически все перечисленные работы сопровождаются производством исполнительных съемок и надлежащим оформлением исполнительной документации.

На строительной площадке геодезическое обеспечение строительно-монтажных работ, построение разбивочных сетей, производство разбивок и исполнительных съемок выполняет группа геодезистов. Это могут быть штатные работники строительной организации, производящей работы, но могут быть и привлеченные специалисты других организаций и фирм.

Основной задачей геодезической группы является обеспечение соответствия геометрических параметров, мест размещения возводимых сооружений и конструкций их проектным значениям.

Геодезическое сопровождение или обеспечение строительно-монтажного производства осуществляется коллективом специалистов с геодезическим образованием. Количество специалистов в группе зависит не только от размеров строительной площадки, количества сооружений и конструктивной или технологической сложности возводимого объекта, но и от интенсивности или темпов

производства строительно-монтажных работ. Минимальное количество геодезистов в группе – это два человека: специалист и его помощник, образующие звено. Помощник должен быть обучен правилам выполнения измерений и, безусловно, должен понимать смысл производимых работ. Что касается специалиста, то его квалификация должна соответствовать самым современным требованиям в части знаний приборного парка, методов производства работ и программного обеспечения. Практически на каждой строительной площадке можно увидеть современные электронные тахеометры, цифровые нивелиры и другие лазерные приборы, а обработка результатов полевых измерений производится сегодня с использованием компьютеров, плоттеров, сканеров и мощного программного обеспечения.

Расчет численности геодезической группы, необходимой для производства проектируемых работ, выполняется исходя из объемов работ, сложности строящегося объекта и характера предстоящих геодезических работ.

Инженерно-технический персонал, занятый производством геодезических работ, обязан применять методы и приемы измерений, установленные Строительными нормами и правилами, стандартами и техническими условиями, а также пользоваться проверенными, отъюстированными и аттестованными приборами, обеспечивающими требуемую точность и достоверность измерений.

Геодезическая служба строительного объекта обеспечивается современными приборами, инструментами, приспособлениями, инвентарем и, при необходимости, транспортными средствами. В комплекс работ, выполняемых геодезической группой, независимо от штатной принадлежности входят:

- приемка от заказчика проектной документации на объект строительства (генпланов, стройгенпланов, рабочих и разбивочных чертежей), пунктов опорной геодезической сети, реперов, пунктов строительной сетки, красных линий и пр.;
- проверка чертежей по цепочкам осевых и конструктивных геометрических размеров и связей, устранение выявленных неувязок геодезического характера;
- развитие (сгущение) разбивочной основы и восстановление утраченных пунктов;
- производство детальных разбивочных работ (вынос на местность и закрепление осей сооружений, трасс коммуникаций, передача и фиксация проектных отметок, перенос осей и отметок на высшие монтажные горизонты, плановая и высотная разбивка элементов сооружения);
- инструментальный контроль планового и высотного положения смонтированных конструкций, их исполнительная съемка;
- подготовка геодезической исполнительной документации для предъявления приемочной комиссии при сдаче объекта в эксплуатацию;
- производство работ по вертикальной планировке территории, по определению объемов земляных работ, требующих геодезических измерений.

1.4. Проект инженерного сооружения и нормативные документы

Инженерные сооружения строят, руководствуясь проектной документацией. Проект инженерного сооружения представляет собой комплекс документов, содержащих технико-экономическое обоснование, расчёты, чертежи, пояснительные записки, необходимые при строительстве объекта.

Строящееся сооружение должно соответствовать своему функциональному назначению, должно быть долговечным и выглядеть эстетично, должно быть сооружено в установленные сроки при минимальных затратах труда, материальных и денежных средств. В процессе проектирования по материалам соответствующих изысканий решается вопрос о местоположении сооружения, о его схеме, конструкции и основных параметрах, стоимости и технологии производства строительно-монтажных работ, очередности ввода в эксплуатацию отдельных частей сооружения и т.д.

Проекты инженерных сооружений разрабатываются специализированными проектными организациями и состоят из нескольких частей: архитектурной, строительной, технологической и экономической.

В архитектурно-строительных разделах проекта содержатся данные о назначении, размещении и компоновке сооружения, принятых конструктивных решениях, размерах и организации строительства, а также другие сведения, необходимые для осуществления строительных работ.

Технологическая часть проекта определяет технологию и организацию строительно-монтажных работ, используемую технику и оборудование. Здесь рассматриваются вопросы механизации и автоматизации процесса строительного производства.

В экономической части проекта устанавливаются целесообразность строительства сооружения и его сметная стоимость. Смета является документом, определяющим финансирование строительства и контроль над правильным расходованием средств инвестора. Смета включает полную стоимость строительства сооружения со всеми затратами по подготовке и осуществлению строительства и его пуска в эксплуатацию.

Проектирование сооружений осуществляется в несколько стадий, обычно это две стадии: технический проект и рабочие чертежи. Но также проектирование может выполняться в одну стадию, совмещающую технический проект и рабочие чертежи.

При проектировании крупных строительных комплексов и особо важных сооружений для подтверждения экономической целесообразности и хозяйственной необходимости предполагаемого строительства разрабатывается так называемое технико-экономическое обоснование (ТЭО), в котором решаются принципиальные вопросы необходимости и значимости возводимого объекта. ТЭО состоит из пояснительной записки с прилагаемыми к ней расчётами, таблицами и графиками, отражающими основные проектные и технические решения, содержа-

щими сведения об объёмах работ и эффективности использования выделяемых средств.

Проект строительного объекта разрабатывается на основе технического задания на проектирование. В задании определяются район и место предполагаемого строительства, основные параметры сооружения, источники снабжения сырьём, топливом, водой и электроэнергией. Приводятся сведения о размерах вкладываемых средств, стадийность и другие необходимые для реализации строительства показатели.

В техническом проекте даётся оценка архитектурно-планировочных и конструктивных решений, приводятся обоснования решений по инженерному оборудованию и технологической части проекта, решений вопросов изготовления строительных элементов и конструкций, приводится сметная стоимость строительства и основные технико-экономические показатели.

Рабочие чертежи разрабатываются на основе технического проекта и служат исходной документацией для непосредственной реализации строительно-монтажных работ на объекте.

К примеру, состав проекта жилого дома может быть представлен следующей документацией.

- Общая часть, включающая генеральный план строительного объекта, основные сведения и комплектацию; пояснительную записку с описанием строительных конструкций и указаний по производству работ.
- Архитектурно-строительная часть, включающая чертежи фасадов и их фрагменты; планы фундаментов и их сочетания; планы перекрытий и кровли; разрезы по характерным частям сооружения; строительную часть лифтов, систем вентиляции и каналов коммуникаций и др.
- Чертежи и спецификация по отоплению, вентиляции, водоснабжению и канализации, электроснабжению и слаботочным устройствам.
- Смета проекта и др.

На всех стадиях проектирования объекта используется разнообразная геодезическая продукция и соответствующая ей документация. Это топографические планы, координаты и высоты характерных точек проекта, материалы аналитической подготовки и планировки территории, специальные проекты производства геодезических работ (ППГР) и др.

Основные положения, которые необходимо соблюдать при проектировании и строительстве инженерных сооружений, определяются нормативными документами - Государственными стандартами (ГОСТ) и Строительными нормами и правилами (СНиП).

ГОСТы определяют стандарты на техническую документацию (чертежи, нормы расчёта), на строительные материалы (например, на кирпич, бетон, стекло), на конструкции и изделия (балки, колонны, оконные блоки, двери), на методы их испытаний, контроля качества и др.

Государственные стандарты - основная категория стандартов в СССР, сегодня межгосударственный стандарт в СНГ. Принимается Межгосударственным советом по стандартизации, метрологии и сертификации (МГС).

В советские времена все стандарты являлись обязательными для применения в тех областях, которые определялись преамбулой самого стандарта. В Российской Федерации федеральным законом о техническом регулировании № 184-ФЗ от 27 декабря 2002 года разделены понятия «технический регламент» и «стандарт», в связи с чем все стандарты должны утратить обязательный характер и применяться добровольно. До 1 сентября 2011 года, до принятия соответствующих технических регламентов, закон предусматривал обязательное исполнение требований стандартов в части, соответствующей целям защиты жизни или здоровья граждан, имущества физических или юридических лиц, государственного или муниципального имущества; охраны окружающей среды, жизни или здоровья животных и растений; предупреждения действий, вводящих в заблуждение приобретателей. С 1 сентября 2011 года все нормативные правовые акты и нормативные документы в области технического регулирования, не включенные в перечень обязательных, имеют добровольное применение.

Строительные нормы и правила (СНиП) это совокупность принятых органами исполнительной власти нормативных актов технического, экономического и правового характера, регламентирующих осуществление градостроительной деятельности, а также инженерных изысканий, архитектурно-строительного проектирования и строительства.

В СНиПах содержатся основные положения по проектированию и строительству городов и населённых пунктов, всех видов зданий и сооружений, выбору и проектированию конструкций и инженерного оборудования, определению сметной стоимости строительства.

При проектировании и строительстве инженерных сооружений кроме отмеченных нормативных актов используются также СП (своды правил), ТУ (технические условия), ВСН (ведомственные строительные нормы), РДС (руководящие документы в строительстве), ТСН (территориальные строительные нормы), СТП (стандарты предприятий строительного комплекса), инструкции и другие нормативные документы.

2. ОПОРНЫЕ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ СЕТИ

2.1. Общие сведения и историческая справка

Геодезические сети вообще подразделяются на четыре вида: государственные, сети сгущения, съёмочные и специальные. Государственные геодезические сети служат исходными для построения всех других видов сетей.

Инженерно-геодезические опорные плановые и высотные сети создаются на территориях городов, крупных промышленных, энергетических, горнодобывающих объектов и служат геодезической основой для производства проектно-изыскательских и строительных работ.

Плановые геодезические сети подразделяются:

- по территориальному признаку или иначе, по уровню распространения – на глобальные, государственные и локальные, иначе местные;
- по функциональному назначению – на сети межгосударственного, федерального и специального назначения;
- по виду заложенной в них информации – на сети пространственные, плановые, высотные и гравиметрические;
- в зависимости от методов и средств их построения – на спутниковые и классические сети (традиционные астрономо—геодезические).

К основным параметрам геодезических сетей, подлежащих нормированию в нормативно-технической документации, относятся:

- плотность пунктов;
- расстояние между пунктами;
- средняя квадратическая погрешность взаимного положения пунктов в плане и по высоте;
- средняя квадратическая погрешность (СКП) определения координат пунктов.

Государственная геодезическая сеть, созданная на территории России, к настоящему времени состоит приблизительно из 50 астрономо-геодезических пунктов космической геодезической сети (КГС), около 150 пунктов доплеровской геодезической сети (ДГС), 164300 пунктов астрономо-геодезической сети (АГС) 1 и 2 классов точности и порядка 300000 пунктов геодезических сетей сгущения 3 и 4 классов.

Началом истории построения в нашей стране единой геодезической системы координат можно считать 1816 год. С этого года начались работы по построению первого ряда триангуляции на территории России от устья Дуная до Северного Ледовитого океана через Финляндию с включением территорий Швеции и Норвегии. Этот ряд триангуляции, протяженностью 25°20', получил впоследствии название дуги Струве.

Работы выполнялись под руководством академика Петербургской Академии Наук, основателя и первого директора Пулковской обсерватории В.Я. Струве и генерала от инфантерии, почетного члена Петербургской Академии Наук К.И. Теннера.

В 1898 году Корпусом Военных Топографов под руководством генерала К.В. Шарнгорста было начато уравнивание разрозненных «губернских триангуляций», покрывавших страну от западных границ до Урала, включая Кавказ. Завершена эта работа была только в 1926 году изданием силами Военно-топографической службы каталога Шарнгорста. Референц-эллипсоидом служил эллипсоид Бесселя, а исходными пунктами являлись астрономическая обсерватория в Дерпте и пункты триангуляции меридианной дуги Струве.

Началом следующего этапа построения единой системы координат на всю территорию России является 1928 год, когда Главным геодезическим управлением СССР была утверждена единая схема и программа развития государственной триангуляции страны, предложенная Ф.Н. Красовским. В схеме Ф.Н. Красовского передача координат на большие расстояния осуществляется построением по возможности вдоль меридианов и параллелей звеньев (рядов) триангуляции 1 класса, образующих при взаимном пересечении полигоны с периметром 800 - 1000 км. Звено триангуляции 1 класса длиной обычно не более 200 км состоит из треугольников, близких к равносторонним, или из комбинации треугольников, геодезических четырехугольников и центральных систем. Длины сторон в звеньях триангуляции 1 класса составляют, как правило, не менее 20 км. Схема полигона триангуляции 1 класса и заполняющей сети триангуляции 2 класса приведена на рис. 2.1.

На концах звеньев триангуляции 1 класса измерялись базисные стороны непосредственно прибором Едерина (инварными проволоками) или светодальномером. На обоих концах базисных сторон (в вершинах полигонов) определялись пункты Лапласа (астрономические определения широт, долгот и азимутов). Зве-

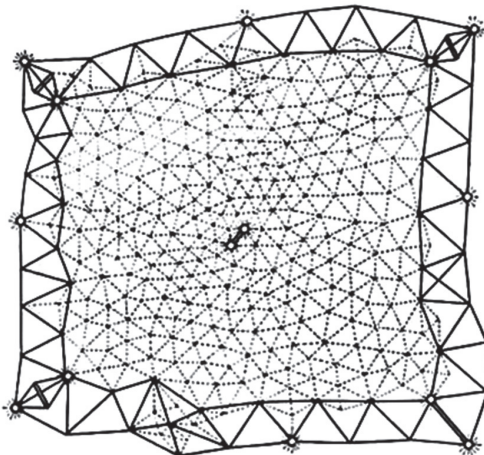






Рис. 2.1.
Схема полигона
триангуляции 1 класса
и заполняющей сети
триангуляции 2 класса

-  Ряды триангуляции 1 класса
-  Сеть триангуляции 2 класса
-  Базисы и базисные стороны
-  Астрономические пункты

но полигонометрии 1 класса вытянуто и состоит не более чем из 10 сторон длиной 20 - 25 км. На обоих концах крайних сторон звена (в вершинах полигонов) определяются пункты Лапласа с целью исключения накопления ошибок от полигона к полигону и решения редуционных задач высшей геодезии. Для решения редуционных задач необходимо знать составляющие уклонения отвесных линий в плоскости меридиана и в плоскости первого вертикала.

Государственная геодезическая сеть подразделялась на сети 1, 2, 3 и 4 классов, различавшихся между собой точностью измерений углов и расстояний, длиной сторон сети и порядком последовательного развития.

В 1930 году под общим руководством Ф.Н. Красовского вычислительное бюро Главного геодезического управления приступило к уравниванию 8 полигонов 1 класса для Европейской части СССР. Позднее к этим полигонам был присоединен Уральский полигон. Вычисления велись относительно эллипсоида Бесселя методом развертывания, за начальный пункт принимался пункт Саблино. Основная особенность и главный недостаток метода развертывания состоит в том, что результаты измерений, выполненные на земной поверхности и редуцированные к уровню моря, при дальнейшей обработке считались выполненными на поверхности референц-эллипсоида без каких-либо поправок за несовпадение поверхности эллипсоида и уровенной поверхности нулевой высоты.

Работы по уравниванию триангуляции были завершены в 1932 году, и принятая система координат получила название системы 1932 года.

В те же годы в ЦНИИГАиК под руководством Ф.Н. Красовского и А.А. Изотова начались работы по выводу параметров референц-эллипсоида, наилучшим образом подходившего для территории СССР. Под руководством и при участии М.С. Молоденского велись работы по определению высот геоида по данным астрономо-гравиметрического нивелирования.

В 1942 году начались работы по переуравниванию АГС. Совместным решением Главного управления геодезии и картографии (ГУГК) и Военно-топографического управления Генерального Штаба Министерства Обороны (ВТУ ГШ МО) от 4 июня 1942 года в качестве референц-эллипсоида при уравнивании был принят эллипсоид (в последствии получивший имя Красовского) со следующими параметрами: большая полуось $a = 6378245,0$ м и сжатие $\alpha = 1:298,3$.

Эту систему координат, в которой выполнялись вычисления, было решено именовать системой координат 1942 года.

Установление системы координат 1942 года предполагало также вывод значений исходных геодезических дат в исходном пункте геодезической сети Пулково. В состав исходных геодезических дат входят геодезические широта и долгота исходного пункта на референц-эллипсоиде Красовского, геодезический азимут исходного направления, составляющие уклонения отвесной линии и высота квазигеоида над эллипсоидом Красовского в исходном пункте. Эти данные в совокупности определяют пространственную ориентировку осей референц-эллипсоида в теле Земли при выполнении следующих теоретически строгих условий:

- малая ось эллипсоида параллельна направлению к положению среднего полюса;

- плоскость нулевого меридиана параллельна плоскости начального астрономического меридиана;
- поверхность референц-эллипсоида имеет в среднем наименьшие отклонения от поверхности геоида на всей территории расположения обрабатываемой геодезической сети.

Реальная строгость выполнения перечисленных условий определяется точностью всех использованных астрономо-геодезических данных и не зависит от конкретного выбора исходного пункта. Значения исходных геодезических дат устанавливают систему отсчета координат, но не определяют внутреннюю точность самой геодезической сети. Точность взаимного положения геодезических пунктов в сети также не зависит от местоположения исходного пункта, а также от значений исходных геодезических дат.

Подобное установление по существу референчных систем координат было единственно возможным в то время при использовании традиционных астрономо-геодезических измерений, выполняемых на земной поверхности.

Исходные геодезические даты лишь частично определяют пространственное положение референцной системы в теле Земли через взаимное положение поверхности референц-эллипсоида и геоида для данной территории. Однако положение центра референц-эллипсоида относительно центра масс Земли остается неизвестным без привлечения дополнительной информации. Например, высот геоида над общим земным эллипсоидом или координат некоторого количества пунктов, известных в референцной и общеземной геоцентрической системе координат.

При установлении системы координат 1942 года в уравнивание вошли 87 полигонов АГС, покрывавших большую часть Европейской территории СССР и узкой полосой распространяющих координаты до Дальнего Востока. Обработка выполнялась на эллипсоиде Красовского с использованием метода проектирования. Метод проектирования в отличие от метода разворачивания предполагал редуцирование данных геодезических измерений с земной поверхности через поверхность уровня моря на поверхность референц-эллипсоида. Определение высот квазигеоида и составляющих уклонений отвесных линий, необходимых для такого редуцирования, выполнялось с использованием гравиметрических данных: сначала для повышения точности интерполяции астрономо-геодезических уклонений отвеса и для расчета приращений высот квазигеоида, а затем, с развитием гравиметрического метода, высоты квазигеоида и составляющие уклонений отвесных линий определялись независимо от астрономо-геодезических данных.

Постановлением Совета Министров СССР от 7 апреля 1946 года № 760 на основе результатов выполненного уравнивания была введена единая система геодезических координат и высот на территории СССР - система координат 1942 года.

Дальнейшее распространение системы координат 1942 года на территорию СССР проводилось последовательно несколькими крупными блоками полигонов триангуляции и полигонометрии 1 класса. При присоединении каждого очередного блока координаты пунктов на границах блоков уравненной сети принимались как жесткие. Для сгущения АГС, сформированной в виде системы по-

лигонов, выполнялось их заполнение сплошными сетями триангуляции 2 класса (рис. 2.1). Реальная схема полигонов рядов триангуляции 1 класса часто существенно отличалась от приведенной на этом рисунке.

Сплошные сети триангуляции 2 класса уравнивались в пределах отдельных полигонов с использованием уравнинных координат пунктов триангуляции 1 класса в качестве исходных.

Система координат 1942 года прослужила около 50 лет. Однако в настоящее время система координат 1942 года во многом уже не отвечает современным требованиям науки и практики.

28 июля 2000 года постановлением Правительства Российской Федерации от № 586 «Об установлении единых государственных систем координат» введена новая единая государственная система геодезических координат 1995 года (СК-95) для использования при осуществлении геодезических и картографических работ начиная с 1 июля 2002 года.

Указанным постановлением Правительства Российской Федерации Роскартографии было поручено осуществить организационно-технические мероприятия, необходимые для перехода к использованию системы координат 1995 года. До завершения этих мероприятий Правительство Российской Федерации постановило использовать единую систему геодезических координат 1942 года.

2.2. Классификация и технические характеристики геодезических сетей

Государственная геодезическая сеть представляет собой совокупность геодезических пунктов, расположенных равномерно по всей территории РФ и закрепленных на местности специальными центрами, обеспечивающими их сохранение и устойчивость в плане и по высоте в течение длительного времени.

ГГС включает в себя также пункты с постоянно действующими наземными станциями спутникового автономного определения координат на основе использования спутниковых навигационных систем с целью обеспечения возможностей определения координат потребителями в режиме, близком к реальному времени.

ГГС предназначена для решения следующих основных задач, имеющих хозяйственное, научное и оборонное значение:

- установление и распространение единой государственной системы геодезических координат на всей территории страны и поддержание ее на уровне современных и перспективных требований;
- геодезическое обеспечение картографирования территории России и акваторий окружающих ее морей;
- геодезическое обеспечение изучения земельных ресурсов и землепользования, кадастра, строительства, разведки и освоения природных ресурсов;
- обеспечение исходными геодезическими данными средств наземной, морской и аэрокосмической навигации, аэрокосмического мониторинга природной и техногенной сред;

- изучение поверхности и гравитационного поля Земли и их изменений во времени;
- изучение геодинамических явлений;
- метрологическое обеспечение высокоточных технических средств определения местоположения и ориентирования.

Наряду с ГГС созданы государственные нивелирная и гравиметрическая сети, а также геодезические сети специального назначения.

Государственные геодезическая, нивелирная и гравиметрическая сети, созданные за счет средств федерального бюджета, относятся к федеральной собственности и находятся под охраной государства.

Структура и точность государственной геодезической сети РФ по состоянию на 1995 год может быть представлена следующим образом.

ГГС, созданная по состоянию на 1995 год, объединяет в одно целое:

- астрономо-геодезические пункты космической геодезической сети (далее - АПП КГС);
- доплеровскую геодезическую сеть (ДГС);
- астрономо-геодезическую сеть (АГС) 1 и 2 классов;
- геодезические сети сгущения (ГСС) 3 и 4 классов.

Пункты указанных построений совмещены или имеют между собой надежные геодезические связи.

Космическая геодезическая сеть представляет собой глобальное геодезическое построение. Координаты ее пунктов определены по доплеровским, фотографическим, дальномерным радиотехническим и лазерным наблюдениям искусственных спутников Земли (ИСЗ) системы геодезического измерительного комплекса (ГЕОИК). Точность взаимного положения пунктов при расстояниях между ними около 1...1,5 тыс. км характеризуется средними квадратическими ошибками, равными 0,2...0,3 м.

Из всего состава глобальной космической геодезической сети в ГГС по состоянию на 1995 год включены данные о 28 стационарных астрономо-геодезических пунктах, расположенных в границах АГС.

Доплеровская геодезическая сеть, как отмечено ранее, представлена 131 пунктом, взаимное положение и координаты которых определены по доплеровским наблюдениям ИСЗ системы Транзит. Точность определения взаимного положения пунктов при среднем расстоянии между пунктами 500...700 км характеризуется средними квадратическими ошибками, равными 0,4...0,6 м.

Астрономо-геодезическая сеть состоит из 164306 пунктов и включает в себя ряды триангуляции 1 класса, сети триангуляции и полигонометрии 1 и 2 классов, развитые в соответствии с «Основными положениями о построении государственной геодезической сети СССР» 1954 г. и 1961 г., а также соответствующими инструкциями о построении ГГС.

Полученные из уравнивания средние квадратические ошибки измеренных углов на пунктах АГС 1 и 2 классов равны 0,74" и 1,06" соответственно.

Астрономо-геодезическая сеть 1 и 2 классов содержит 3,6 тысячи геодезических азимутов, определенных из астрономических наблюдений, и 2,8 тысячи ба-

зисных сторон, расположенных через 170...200 км.

Точность выполненных в АГС астрономических определений координат характеризуется следующими средними квадратическими ошибками:

- астрономической широты - $0,36''$,
- астрономической долготы - $0,043''$.

Средние квадратические ошибки измерений астрономических азимутов и базисов, полученные по результатам уравнивания, соответственно равны $1,27''$ и $1:500\,000$.

Точность определения взаимного планового положения пунктов, полученных в результате выполненного в 1991 году общего уравнивания АГС как свободной сети, характеризуется в собственной системе координат средними квадратическими ошибками:

- $0,02...0,04$ м для смежных пунктов,
- $0,25...0,80$ м при расстояниях от 500 до 9 000 км.

Высоты квазигеоида над референц-эллипсоидом Красовского определены методом астрономо-гравиметрического нивелирования.

Сеть линий астрономо-гравиметрического нивелирования покрывает всю территорию страны и образует 909 замкнутых полигонов, включающих 2897 астрономических пунктов. При вычислениях превышений квазигеоида использованы данные гравиметрических съемок масштаба $1:10\,000\,000$ и крупнее.

Точность определения превышений высот квазигеоида характеризуется средними квадратическими ошибками:

- $0,06...0,09$ м при расстояниях $10...20$ км,
- $0,3...0,5$ м при расстоянии около 1000 км.

Геодезические сети сгущения 3 и 4 классов включают в себя около 300 тысяч пунктов. Эти сети созданы методами триангуляции, полигонометрии и трилатерации в соответствии с «Основными положениями о построении государственной геодезической сети СССР» 1954 и 1961 гг.

Плотность пунктов ГГС 1, 2, 3 и 4 классов, как правило, составляет не менее одного пункта на 50 кв. км.

На пунктах геодезических сетей 1, 2, 3 и 4 классов в соответствии с «Инструкцией о построении государственной геодезической сети Союза ССР», М., Недра, 1966 г. определены по два ориентирных пункта с подземными центрами.

Нормальные высоты верхних марок подземных центров пунктов ГГС определены из геометрического или тригонометрического нивелирования.

Существующая плотность ГГС при условии применения современных спутниковых и аэросъемочных технологий обеспечивает решение задач картографирования и обновления карт всего масштабного ряда до $1:500$ для городов и $1:2000$ для остальной территории.

Современная реконструкция и дальнейшее развитие ГГС РФ базируется на активном применении спутниковых технологий.

Так, по заданию Росреестра и Роскартографии в 2006-2010 гг. под руководством ЦНИИГАиК была разработана государственная геодезическая система координат 2011 года (ГСК-2011). Итогом этих работ явилось введение ГСК-2011 и

государственной общеземной геоцентрической системы координат «Параметры Земли 1990 года» (ПЗ-90.11), предназначенной для решения баллистических и навигационных задач, в соответствии с Постановлением Правительства РФ от 28.12.2012 г. №1463 «О единых государственных системах координат».

По уровню точности и принципам ориентации в теле Земли системы координат ГСК и ПЗ-90.11 соответствуют друг другу, а также международной системе координат *ITRF*.

Спутниковая геодезическая сеть будет включать в себя построения трёх уровней. Верхний уровень занимает фундаментальная астрономо-геодезическая сеть (ФАГС). На следующем уровне находится высокоточная спутниковая геодезическая сеть (ВГС), а третий уровень занимает спутниковая сеть 1 класса (СГС-1).

Таким образом, с учётом существующих плановых геодезических сетей, основу ГСК-2011 составляет ГГС, которая состоит из пунктов:

- фундаментальной астрономо-геодезической сети (ФАГС) – 50 пунктов, из них 33 открытого пользования;
- высокоточной геодезической сети (ВГС) – 300 пунктов;
- спутниковой геодезической сети 1 класса (СГС-1) – 4500 пунктов;

Пункты указанных геодезических сетей, связанные между собой геодезическими измерениями, могут быть совмещены.

Фундаментальная астрономо-геодезическая сеть (ФАГС) занимает высший уровень в структуре координатного обеспечения территории России. Она служит исходной геодезической основой для дальнейшего повышения точности пунктов государственной геодезической сети.

ФАГС практически реализует геоцентрическую систему координат в рамках решения задач координатно-временного обеспечения (КВО).

К настоящему времени сеть насчитывает 50 пунктов, 33 из которых открытого пользования. Данные наблюдений на этих пунктах служат для формирования основы национальной геоцентрической системы координат и одновременно для определения точных эфемерид искусственных спутников земли (ИСЗ) и глобальной навигационной спутниковой системы (ГЛОНАСС).

Из 33 постоянно действующих пунктов открытого пользования (из них 9 подведомственны Росреестру), часть пунктов относится к системе дифференциальной коррекции и мониторинга Роскосмоса, а часть пунктов подведомственна Российской академии наук, в том числе три пункта радиointерферометрии со сверхдлинными базами и пункты Ростехрегулирования.

В состав постоянно действующих пунктов ФАГС включаются пункты Роскартографии и АГП КГС, а также, по согласованию, расположенные на территории России пункты лазерной локации спутников, сверхдлиннобазисной радиointерферометрии, пункты службы вращения Земли и другие пункты спутниковых наблюдений, измерения на которых позволяют поддерживать и уточнять геоцентрическую систему координат.

Расстояние между смежными пунктами ФАГС около 800 км.

Количество, расположение постоянно действующих и периодически определяемых пунктов ФАГС, состав аппаратуры и программы наблюдений определя-

ются программой построения и функционирования ФАГС.

Все пункты ФАГС фундаментально закреплены с обеспечением долговременной стабильности их положения как в плане, так и по высоте. Часть этих пунктов должна стать постоянно действующими астрономическими обсерваториями.

Пространственное положение пунктов ФАГС определяется методами космической геодезии в геоцентрической системе координат относительно центра масс Земли со средней квадратической ошибкой около 10 см.

Средняя квадратическая ошибка взаимного положения пунктов ФАГС должна быть не более 2 см по плановому положению и 3 см по высоте с учетом скоростей их изменения во времени. В число основных задач построения ФАГС входит достижение требуемой точности и достоверное оценивание точности создаваемой новой геоцентрической системы координат и определение изменений координат пунктов ФАГС во времени.

На пунктах ФАГС выполняются определения нормальных высот и абсолютных значений ускорений силы тяжести. Определения нормальной высоты производятся нивелированием не ниже II класса точности, абсолютные определения силы тяжести—по программе определения фундаментальных гравиметрических пунктов.

Периодичность этих определений на пунктах ФАГС устанавливается в пределах 5...8 лет и уточняется в зависимости от ожидаемых изменений измеряемых характеристик.

Задаваемая пунктами ФАГС геоцентрическая система координат согласовывается на соответствующем уровне точности с фундаментальными астрономическими (небесными) системами координат и надежно связывается с аналогичными пунктами различных государств.

Второй уровень в современной структуре ГГС занимает высокоточная геодезическая сеть (ВГС), основное назначение которой - это дальнейшее распространение на всю территорию России геоцентрической системы координат и уточнение параметров взаимного ориентирования геоцентрической системы и системы геодезических координат.

ВГС, наряду с ФАГС, служит основой для развития геодезических построений последующих классов, а также используется для создания высокоточных карт высот квазигеоида совместно с гравиметрической информацией и данными нивелирования.

ВГС представляет собой опирающееся на пункты ФАГС однородное по точности пространственное геодезическое построение, состоящее из системы пунктов, удаленных один от другого на 150...300 км.

Пункты ВГС определяются относительными методами космической геодезии, обеспечивающими точность взаимного положения со средними квадратическими ошибками, не превышающими $3 \text{ мм} + 5 \times 10^{-8} D$ (где D —расстояние между пунктами) по каждой из плановых координат и $5 \text{ мм} + 7 \times 10^{-8} D$ по геодезической высоте. Каждый пункт ВГС связывается измерениями со смежными пунктами ВГС и не менее чем с тремя ближайшими пунктами ФАГС. В исключительных

случаях на труднодоступных территориях допускается отсутствие связей между смежными пунктами ВГС при условии их связи с большим количеством близких пунктов ФАГС и использовании наблюдений большей продолжительности.

На пунктах ВГС выполняются определения нормальных высот и абсолютных значений ускорений силы тяжести. Периодичность этих определений устанавливается Роскартографией в зависимости от ожидаемых изменений измеряемых характеристик.

Для связи существующей сети с вновь создаваемыми геодезическими построениями определяется взаимное положение пунктов ФАГС и ВГС с близкими пунктами АГС со средней квадратической ошибкой, не превышающей 2 см по каждой координате. Для связи с главной высотной основой пункты ВГС привязываются к реперам нивелирной сети I ... II классов или совмещаются с реперами соответствующих линий нивелирования.

Спутниковая геодезическая сеть 1-го класса (СГС-1) представляет собой пространственное геодезическое построение, создаваемое по мере необходимости в экономически развитых районах страны со средними расстояниями между смежными пунктами около 25-35 км.

СГС-1 занимает третий уровень в современной структуре ГГС. Основная функция СГС-1 состоит в обеспечении оптимальных условий для реализации точностных и оперативных возможностей спутниковой аппаратуры при переводе геодезического обеспечения территории России на спутниковые методы определения координат.

СГС-1 создается относительными методами космической геодезии, обеспечивающими определение взаимного положения ее смежных пунктов со средними квадратическими ошибками $3 \text{ мм} + 1 \times 10^{-7} D$ по каждой из плановых координат и $5 \text{ мм} + 2 \times 10^{-7} D$ по геодезической высоте.

СГС-1 может строиться отдельными фрагментами. В каждый фрагмент должны включаться все пункты ВГС и ФАГС, попадающие в область, перекрывающую фрагмент на треть расстояния между смежными пунктами ВГС на данной территории.

Средняя квадратическая ошибка определения положения пунктов СГС-1 относительно ближайших пунктов ВГС и ФАГС не должна превышать 1...2 см в районах с сейсмической активностью 7 и более баллов и 2...3 см в остальных регионах страны.

Нормальные высоты должны определяться на всех пунктах СГС-1 либо из геометрического нивелирования с точностью, соответствующей требованиям к нивелирным сетям II ... III классов, либо из спутникового нивелирования как разности геодезических высот, определяемых относительными методами космической геодезии, и высот квазигеоида.

Для связи СГС-1 с АГС и нивелирной сетью часть пунктов СГС-1 должна быть совмещена или связана с существующими пунктами АГС и реперами нивелирной сети не ниже III класса. Связь, как правило, должна определяться относительным методом космической геодезии со средними квадратическими ошибками не более 2 см для плановых координат при привязке пунктов АГС и 1 см

для геодезических высот при привязке нивелирных реперов. При высотной привязке использование пунктов АГС с известными нормальными высотами вместо нивелирных реперов не допускается. Расстояние между пунктами АГС, совмещенными с пунктами СГС-1 или привязанными к ним, не должно быть больше 70 км при средней плотности СГС-1 и 100 км при построении разреженной сети СГС-1 в необжитых районах. Расстояние между нивелирными реперами для связи с пунктами СГС-1 должно быть не более 100 км.

В случае необходимости могут создаваться геодезические сети сгущения в соответствии с нормативно-техническими актами, утверждаемыми Роскартографией.

Повторные определения координат пунктов ГГС и высот реперов должны планироваться в необходимом объеме и с требуемой точностью для выявления деформаций земной поверхности и изучения закономерностей их изменений.

При необходимости повторных определений координат пунктов в сейсмоактивном регионе построение СГС-1 планируется с повторным определением пунктов ВГС на этой и смежной территориях.

Пункты СГС-1, совмещенные или связанные с реперами нивелирной сети I ... III классов, используются для уточнения высот квазигеоида.

В исключительных случаях в районах, не обеспеченных необходимыми данными о высотах квазигеоида, для определения нормальных высот допускается применение тригонометрического нивелирования. В последнем случае средняя квадратическая ошибка взаимного положения смежных пунктов по высоте должна быть не более 20 см.

Средняя квадратическая погрешность определения положения пунктов СГС-1 относительно ближайших пунктов ВГС и ФАГС должна быть не более 2 см в районах с сейсмической активностью 7 и более баллов и 3 см в остальных регионах страны.

Астрономо-геодезическая сеть 1 и 2 классов включает геодезические пункты, положение которых определяют традиционными методами (триангуляция, полигонометрия, трилатерация) со средними квадратическими погрешностями во взаимном положении не более 4 см в плане и 8 см по высоте. Расстояние между пунктами АГС составляют 8-25 км.

Плотность государственной геодезической сети при применении современных спутниковых и аэросъёмочных технологий должна обеспечивать решение задач картографирования и обновления карт всего масштабного ряда до 1:500 для городов и 1:2000 для остальной территории.

В случае необходимости и экономической целесообразности могут создаваться геодезические сети сгущения и геодезические сети специального назначения.

Сети сгущения строят для дальнейшего увеличения плотности государственных сетей и включают сети 3 кл., 4 кл. и 1-го и 2-го разряда.

Съёмочные сети – это тоже сети сгущения, но с ещё большей плотностью. С точек съёмочной сети производят непосредственно съёмку предметов местности и рельефа для составления планов и карт различных масштабов.

Специальные геодезические сети создаются для обеспечения строительства отдельных инженерных сооружений, а также для решения ряда научных задач.

Построение геодезической основы в виде сетей на площадках изысканий и строительства выполняется поэтапно в несколько ступеней по принципу от «общего к частному», от крупных (с большими расстояниями между пунктами) и высокоточных построений к меньшим по размеру и менее точным построениям. Целью этих построений является обеспечение площадки изысканий достаточным для производства съёмочных работ количеством пунктов планово-высотной съёмочной основы. Количество ступеней развития обоснования зависит от размеров площадки. Так, если площадь участка изысканий не превышает 1 км^2 , то плановая опорная геодезическая сеть не строится, а строится только съёмочная сеть в виде теодолитных ходов, т.е. в одну ступень. При площади участка от 10 до 25 км^2 плановая опорная геодезическая сеть может состоять из построений 4 класса, а также 1 и 2 разрядов. Ступаются эти построения съёмочными сетями в виде теодолитных ходов. Более подробно требования к построению геодезической основы отражены в сводах правил СП 47.13330.2012.

К специальным геодезическим сетям следует отнести *разбивочные сети строительной площадки, внешние и внутренние разбивочные сети здания*.

Названные специальные разбивочные сети рассматриваются более подробно далее в соответствующих разделах настоящего курса. Здесь же скажем, что способы создания разбивочных сетей могут быть как традиционными, так и основанными на спутниковых технологиях. Форма, размеры и класс таких сетей обусловлены видом и размерами строящегося сооружения, конфигурацией размещения зданий и инженерных коммуникаций на строительной площадке. Исходными для таких сетей служат пункты государственной или городской геодезической сети в количестве от одного и более.

Разбивочная сеть строительной площадки служит исходной плановой и высотной основой для производства разбивочных работ и выноса на местность объёмов и конструкций строительного комплекса.

Внешняя разбивочная сеть здания создаётся для выполнения всех разбивочных работ на всех этапах строительства, включая исполнительные съёмки и наблюдения за деформациями возводимого конкретного объекта и окружающей его застройки.

Внутренняя разбивочная сеть здания создаётся для производства разбивочных работ и исполнительных съёмок на монтажных горизонтах многоэтажных зданий. Строится внутренняя разбивочная сеть в виде базисной фигуры на исходном монтажном горизонте и повторяется на высших монтажных горизонтах по мере возведения сооружения.

Высотная разбивочная основа строительного объекта создаётся в виде нивелирных ходов, класс которых определяется размерами строительной площадки. Высотные ходы должны опираться на реперы государственной или городской геодезической сети в количестве не менее трёх.

Геодезические сети 3 и 4 класса, сети сгущения, съёмочные сети, специальные геодезические и разбивочные сети могут быть объединены общим названием – *инженерно-геодезические сети*. При построении инженерно-геодезических сетей в качестве опорных используются государственные геодезические сети (АГС 1 и 2 классов, спутниковые сети высших классов).

Необходимость в построении инженерно-геодезических сетей возникает при изысканиях площадок под строительство и проектировании сооружений, составлении генеральных планов городов и посёлков, разработке технических проектов и рабочих чертежей гражданских, промышленных, гидротехнических, транспортных и других сооружений.

В более широком смысле инженерно-геодезические сети предназначены для решения практических задач:

- топографической съёмки и обновления планов населённых пунктов всех масштабов;
- землеустройства, межевания, инвентаризации земель;
- топографо-геодезических изысканий на территориях предполагаемого строительства;
- инженерно-геодезического обеспечения процесса строительства;
- геодезического изучения локальных геодинамических природных и техногенных явлений на территории городов и посёлков.

Требования к точности и плотности пунктов опорных плановых инженерно-геодезических сетей достаточно разнообразны. Это обусловлено разнообразием тех задач, которые решаются при изысканиях, проектировании, строительстве и эксплуатации инженерных сооружений. Тем не менее, при отсутствии специальных требований инженерно-геодезические сети проектируются с учётом возможности их последующего сгущения и развития для обеспечения основных разбивочных работ и топографической съёмки в масштабе 1:500.

В зависимости от площади (протяженности) и вида объекта строительства создаваемая опорная геодезическая сеть может состоять из пунктов:

- каркасной спутниковой геодезической сети (КСГС);
- постоянно действующих спутниковых сетей базовых (референцных) станций;
- спутниковых геодезических сетей сгущения (СГСС);
- триангуляции и полигонометрии 4 класса, 1 и 2 разрядов и соответствующих им по точности пунктов, определенных спутниковыми методами;
- нивелирования II, III и IV классов.

Плановое положение пунктов опорной геодезической сети относительно пунктов государственной геодезической сети следует определять с помощью спутниковых геодезических определений, методами полигонометрии, триангуляции или построения линейно-угловых сетей.

Исходными пунктами для создания (развития) опорной геодезической сети должны служить пункты высших по точности классов (разрядов).

В исключительных случаях допускается построение опорных геодезических сетей относительно пунктов классов (разрядов) точности не ниже создаваемых сетей при условии, если в районе выполнения изысканий отсутствуют пункты высших классов (разрядов).

Оценка точности создания плановой опорной геодезической сети по результатам уравнивания должна выполняться по средним квадратическим погрешностям

(СКП) взаимного положения смежных пунктов и (дополнительно) по СКП положения пунктов сети относительно исходных пунктов.

Требования к точности производства разбивочных работ могут быть значительно выше точности топографической съёмки. В таком случае создаются специальные опорные инженерно-геодезические сети. При построении таких локальных сетей пункты старших классов используются только для передачи дирекционного угла на одну из сторон сети и координат на один из пунктов этой сети.

При построении специальных геодезических сетей их точность и плотность могут существенно меняться при переходе от одного этапа строительства сооружения к другому. Так, например, при возведении гидроузла на стадии изысканий геодезическая сеть строится из расчёта требований съёмочных работ, на стадии строительства – на удовлетворение требований к точности разбивочных работ, а в период эксплуатации сооружения – на удовлетворение требований к точности работ, выполняемых при наблюдениях за осадками и деформациями основных сооружений гидроузла. При этом требования к точности геодезических измерений возрастают от этапа к этапу.

Способы построения инженерно-геодезических сетей могут быть различными, как традиционными – это триангуляционные построения, трилатерация, линейно-угловые сети и полигонометрия, но также могут быть применены новые, более прогрессивные методы построения.

Развитие науки и техники в последние десятилетия привело к созданию и внедрению в геодезическое производство принципиально нового метода определения координат – спутникового. В этом методе в качестве опорных точек берутся подвижные спутники, пространственные координаты которых вычисляются на любой интересующий момент времени. Измерив и вычислив расстояния до нескольких спутников (обычно более четырёх), вычисляются координаты точки, над которой установлен спутниковый приёмник или приращения координат между точками.

Внедрение спутниковых геодезических технологий потребовало существенного пересмотра традиционных подходов к проблеме построения и реконструкции инженерно-геодезических сетей.

Основным достижением спутникового метода, безусловно, является исключительно высокая точность определения приращений координат. Спутниковые системы постоянно совершенствуются, но уже сегодня приращения координат между двумя спутниковыми приёмниками могут быть определены со средней квадратической погрешностью $5 \text{ мм} + D \cdot 10^{-6}$, где D – расстояние между пунктами. Сравнив эту величину с обозначенным выше требованием СП 47.13330.2012 относительно погрешности взаимного положения пунктов опорной сети, легко видеть, что применение сегодня спутниковых технологий для построения инженерно-геодезических сетей не просто обеспечивает эти требования, но перекрывает их по точности в несколько раз.

В общем случае построение опорных сетей, сетей сгущения или съёмочного обоснования, а также разбивочных сетей с применением спутниковой технологии (аппаратуры и методов) не имеет существенных ограничений, поскольку

точность этой технологии выше существующих требований к точности построения большинства инженерно-геодезических сетей.

Что касается специальных сетей с повышенными требованиями к точности взаимного положения пунктов, то и при их построении могут быть найдены соответствующие схемы и пути решения задач с применением спутниковых методов в комбинации с современной высокоточной оптоэлектронной геодезической аппаратурой.

Некоторые ограничения в применении спутниковой аппаратуры могут возникнуть при выборе местоположения пунктов развиваемой сети. Однако, при наличии навыков и соответствующего опыта организации работ почти всегда удаётся обеспечить возможность беспрепятственного проведения спутниковых наблюдений. Поэтому для масштабного ряда топографических планов (карт) 1:10000, 1:5 000, 1:2 000, 1:1 000 и 1:500, а также 1:200 построение съёмочного обоснования уверенно может выполняться спутниковой аппаратурой и спутниковыми методами. При обеспечении съёмки масштаба 1:10000 спутниковая технология может быть применена для развития съёмочного обоснования (плано-высотной привязки опознаков).

Плотность пунктов опорной и съёмочной геодезических сетей должна составлять на незастроенной территории на 1 км² не менее 4, 12, 16 пунктов для съёмок в масштабах соответственно 1:5000, 1:2000 и 1:1000.

Для съёмки в масштабе 1:500 и 1:200 плотность пунктов должна устанавливаться в программе изысканий.

При производстве инженерно-геодезических изысканий линейных сооружений геодезической основой служат пункты (точки) плано-высотной съёмочной сети, прокладываемой вдоль трассы в виде магистральных ходов.

2.3. Методы построения плановых опорных геодезических сетей

Известные способы триангуляции, трилатерации и полигонометрии, а также сочетания этих способов относятся к традиционным способам построения плановых опорных инженерно-геодезических сетей. Некоторые из этих способов, как, например, триангуляция сегодня утратили своё значение. Другие, как полигонометрия, наоборот, в связи с широким внедрением электронных тахеометров, наиболее востребованы, а в сочетании со спутниковыми определениями в настоящее время составляют основу методов и схем построения и сгущения инженерно-геодезических сетей.

Точность определения плано-высотного положения, плотность и условия закрепления пунктов (точек) геодезической основы должны удовлетворять требованиям производства крупномасштабных топографических съёмок, в том числе для разработки проектной и рабочей документации предприятий, сооружений, гражданских объектов. Кроме того, точность сетей должна быть достаточной для выноса проектов в натуру, выполнения специальных инженерно-геодезических

работ, наблюдений за опасными природными и техногенными процессами, обеспечения строительства и эксплуатации объектов.

Технические требования к построению геодезической основы традиционными способами приведены в СП 47.13330.2012 и СП 11-104-97.

Для инженерных целей преимущественно развиваются сети 4 класса, 1 и иногда 2 разрядов, а на территориях больших городов могут строиться сети 2 и 3 классов с большими длинами сторон и более точными измерениями. Класс сети определяется площадью участка изысканий. Так, если площадь участка составляет от 25 до 50 км² и от 10 до 25 км², то плановая опорная геодезическая сеть развивается построениями 4 класса, 1 и 2 разрядов. Высотные опорные сети для случая больших площадей строятся нивелированием III и IV классов; для меньших площадей нивелированием IV класса.

Если площадь участка изысканий заключена в пределах от 5 до 10 км², то плановая основа создаётся построениями 1 и иногда для целей внутриквартальных съёмов 2 разрядов; высотная основа—нивелированием IV класса. Для площадей менее 1 км² опорные сети не предусмотрены, а только съёмочные сети. Съёмочные сети строятся теодолитными ходами или триангуляцией взамен теодолитных ходов. Высоты съёмочных сетей определяются техническим нивелированием независимо от площади съёмов.

В таблице 2.1. приведены характеристики точности классов построения инженерно-геодезической основы способами триангуляции, полигонометрии, трилатерации и линейно-угловыми построениями.

Высотная привязка центров пунктов опорной геодезической сети должна производиться нивелированием III и IV классов или техническим нивелированием, для которых предельные погрешности определения превышений на станции соответственно равны 2,6; 5,0 и 10,0 мм.

Триангуляция. Триангуляцией называют построенные на местности фигуры из треугольников, в которых измерены все углы и одна или, для целей контроля, две из сторон. Вершины треугольников закрепляют подземными центрами и обозначают наземными знаками – сигналами и пирамидами. В таких треугольниках по формулам тригонометрии легко находятся недостающие величины, что позволяет вычислять координаты вершин треугольников.

Триангуляционные сети используются в качестве основы для топографических съёмов, для производства разбивочных работ, а также для наблюдений за осадками и деформациями зданий и сооружений. В зависимости от назначения геодезической сети, размеров и формы объекта изысканий или строительства

Таблица 2.1. Характеристики точности классов построения инженерно-геодезических сетей

Плановая опорная геодезическая сеть, съёмочная сеть	Средняя квадратическая погрешность измерения углов, с	Предельная погрешность линейных измерений
4 класс	3 (2)	1:25 000
1-й разряд	5	1:10 000
2-й разряд	10	1:5000

форма триангуляционных построений, размеры сторон и точность измерений в триангуляционных сетях могут значительно различаться.

Некоторые типовые схемы простейших триангуляционных построений приведены на рис. 2.2. На рисунках измеренные стороны, называемые базисами, обозначены буквой b . В качестве исходных базисов и пунктов могут быть использованы стороны сетей более высокого класса (рис. 2.2, б, в).

Отличительной особенностью триангуляционных построений является минимальный объём линейных измерений, что являлось весьма весомым аргументом в пользу триангуляции во времена, когда электронные способы измерения расстояний ещё не были известны.

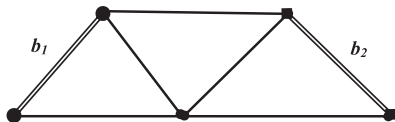
В таблице 2.2 приведены некоторые требования к развитию опорной инженерно-геодезической сети способом триангуляции для построений 4 класса 1 и 2 разрядов [33, 35].

Специальные инженерно-геодезические сети, построенные способом триангуляции (например, тоннельная триангуляция, гидротехническая триангуляция или мостовая триангуляция) имеют другие технические показатели, причём более жёсткие.

В соответствии с действующими нормативными документами основными показателями класса триангуляции являются средние квадратические ошибки измеренных углов m_β , средние относительные ошибки наиболее слабых сторон m_d/a и ошибки исходных сторон (базисов) m_b/b .

Для разбивочных сетей характерной особенностью является соблюдение заданной ошибки во взаимном положении соседних пунктов или пунктов, образующих опорную сторону для разбивочных работ. Такая специфика разбивочных сетей обусловлена тем, что с её пунктов производится разбивка точек, принадлежащих одному сооружению. Требования к взаимному положению точек некоторых сооружений могут быть достаточно жёсткими.

а) Цепочка треугольников



б) Геодезический четырёхугольник

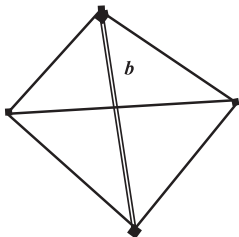


Рис. 2.2. Некоторые типовые схемы триангуляционных построений

в) Центральная система

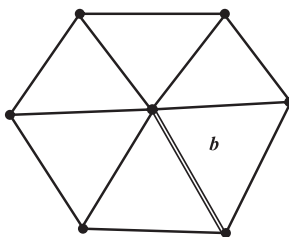


Таблица 2.2. Некоторые характеристики построения опорных сетей способом триангуляции

Показатели	4 класс	1-й разряд	2-й разряд
Длина стороны треугольника, км	2-5	0,5-5	0,25-3
Число измеренных базисных сторон	2	2	2
Относительная средняя квадратическая ошибка, не более: Базисной стороны	1:200000	1:50000	1:20000
Стороны в наиболее слабом месте	1:70000	1:20000	1:10000
Наименьшее значение угла треугольника в цепочке треугольников, градусов:	30	30	30
Предельная невязка в треугольнике, с	8	20	40
Средняя квадратическая ошибка измерения угла по невязкам в треугольниках, с, не более	2	5	10
Длина базисной стороны, км, не менее	2	1	1
Число треугольников между исходными (базисными) сторонами	20	10	10

Триангуляционная сеть 4 класса проектируется на карте, руководствуясь при этом нормативными требованиями СП. Сеть должна быть локальной, хотя отдельные её пункты могут быть совмещены с имеющимися на карте пунктами государственной сети, считая их пунктами более высокого класса.

Проектируя сеть на карте, следует руководствоваться тем положением, что наблюдения углов в сети будут выполняться со штатива на пирамиды высотой 6-8 м. Условия прохождения визирного луча между пунктами могут быть определены по профилям местности.

Выбор схемы или формы сети остаётся за проектировщиком в соответствии с условиями местности. Для территорий городов, населённых пунктов и строительных площадок могут оказаться целесообразными центральные системы или системы из треугольников, покрывающих весь участок.

В триангуляционной сети обязательно должно быть не менее двух исходных (базисных) сторон. В случае, если на участке имеется твёрдая сторона (между существующими пунктами), в проекте должно быть предусмотрено измерение ещё одной базисной стороны. Выполнение этих требований обеспечивает контроль масштаба сети. Для наглядности проект сети (в уменьшенном масштабе) отдельным рисунком изображается на отдельном листе бумаги (например, рис. 2.3). Для предварительной оценки проекта типичных схем построения сети можно пользоваться приближёнными формулами. Оценка в данном случае сводится к определению средней квадратической ошибки взаимного положения пунктов слабой стороны запроектированной сети. Слабой считается наиболее удалённая от обоих базисов сторона. При равенстве числа треугольников до разных сторон наиболее слабой будет сторона с наименьшей длиной.

На рис. 2.3 приведен ряд триангуляции (цепочка треугольников), опирающийся на две исходные базисные стороны b_1 и b_2 . Стороны S_1, S_2, \dots , общие для двух соседних треугольников, называют связующими, а противолежащие им углы A, B – связующими углами.

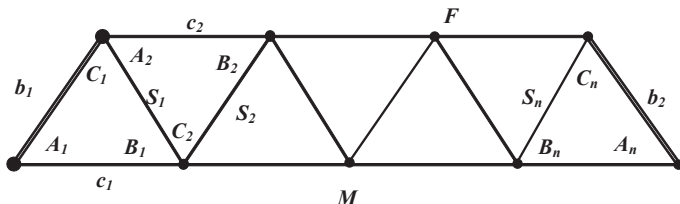


Рис. 2.3. Ряд триангуляции

Стороны S используются в последовательных вычислениях координат вершин треугольников, и проходящую по ним линию называют ходовой. Так сторона S_1 определится из соотношения

$$S_1 = \frac{b_1 \sin A_1}{\sin B_1}. \tag{2.1}$$

Для стороны S_2 будем иметь

$$S_2 = \frac{b_1 \sin A_1 \cdot \sin A_2}{\sin B_1 \cdot \sin B_2}. \tag{2.2}$$

В такой последовательности, решая треугольники, находят все стороны S ходовой линии.

Стороны c_1, c_2 называют промежуточными, а противолежащие им углы C_1, C_2 – промежуточными углами.

Средняя квадратическая ошибка связующей стороны цепочки, опирающейся на две исходные базисные стороны, может быть определена по известным приближенным формулам. Эти формулы основаны на сложении весов оцениваемой стороны. Веса определяются через среднюю квадратическую ошибку оцениваемой стороны. Ошибку вычисляют дважды: от начальной и конечной базисных сторон.

Если среднюю квадратическую ошибку стороны $MF = S$, полученную от базисной стороны b_1 , обозначить через m_{S_1} , а от базисной стороны b_2 – через m_{S_2} , то соответствующие веса стороны S будут равны

$$p_1 = \mu^2 / m_{S_1}^2, \quad p_2 = \mu^2 / m_{S_2}^2.$$

Вес среднего значения длины стороны определится по формуле:

$$p = p_1 + p_2 = \mu^2 \frac{m_{S_1}^2 + m_{S_2}^2}{m_{S_1}^2 \cdot m_{S_2}^2}, \tag{2.3}$$

а средняя квадратическая ошибка определяемой стороны S будет:

$$m_s^2 = \mu^2 / p = \frac{m_{S_1}^2 \cdot m_{S_2}^2}{m_{S_1}^2 + m_{S_2}^2} \tag{2.4}$$

Средние квадратические ошибки m_s определяются по формуле

$$m_s^2 = m_b^2 + \frac{2}{3} \cdot S^2 \cdot \frac{m_b^2}{\rho^2} \sum (ctg^2 A_i + ctg^2 B_i + ctg A_i ctg B_i) \tag{2.5}$$

Эта формула записана в предположении, что $m_{A_i} = m_{B_i} = m_\beta$ и стороны в треугольниках приблизительно равны, т.е. $S_1 \approx S_2 \approx \dots \approx S \approx b_1 \approx b_2$. Для сети в виде центральной системы или геодезического четырёхугольника коэффициент перед S^2 будет равен 0,5.

Величина $\Sigma(ctg^2 A_i + ctg^2 B_i + ctg A_i \cdot ctg B_i)$ не зависит от точности измерений, а только от значений углов A_i и B_i , т.е. от формы треугольников; её называют ошибкой геометрической связи или обратным весом треугольников и обозначают ΣR . Величины R табулированы и выбираются по связующим углам A и B . Углы для этих целей измеряются транспортиром по схеме на карте. Также по карте определяют длины сторон. Если вычисления производятся для измерений по направлениям, то $m_\beta = m_\alpha \cdot \sqrt{2}$.

Ошибка исходной стороны m_β практически всегда значительно меньше ошибка измерений развиваемой сети, хотя бы в два раза: т.е. $m_\beta/b \leq m_s/2S$. Поэтому, опустив m_β в формуле 2.5, можно найти m_s , задавшись m_β , и наоборот.

Формулу 2.4 из аналогичных рассуждений можно записать и для дирекционных углов связующих сторон треугольников:

$$m_\alpha^2 = \frac{m_{\alpha 1}^2 \cdot m_{\alpha 2}^2}{m_{\alpha 1}^2 + m_{\alpha 2}^2}, \quad (2.6)$$

где $m_{\alpha i}^2 = 2/3 \cdot m_\beta^2 \cdot k$, а k – число треугольников от базисной стороны до данной, опниваемой.

Поперечная ошибка конечного пункта стороны S определится по формуле $m_q = (m_\alpha/\rho)L$, где $L = S_1 + S_2 + \dots + S_k \approx k \cdot S_{cp}$ – диагональ звена.

Ошибку взаимного положения пунктов M и F находят из выражения

$$m^2 = m_{(s)}^2 + m_{(\alpha)}^2,$$

где первый член формулы отражает ошибку в длине стороны, а второй – ошибку её дирекционного угла, или, иначе, $m^2 = m_s^2 + (m_\alpha/\rho)^2 \cdot L^2$.

Сказанное поясняет рис. 2.4.

Исходя из принципа равных влияний ошибок угловых и линейных измерений, можно записать $m_s = (m_\alpha/\rho) \cdot L$, что позволит вычислить ошибку взаимного положения пунктов M и F по вычисленному значению m_s . Итак, $m^2 = 2m_s^2$. Найденное значение m сравнивают с допустимым. При удовлетворительном результате по принятому значению m_β определяют класс сети и точность измерения базиса. В противном случае берут за основу другое значение m_β , иначе говоря, назначают более высокий класс сети и расчёты повторяют.

Для оценки проекта сети на компьютере, имеющем соответствующую программу уравнивания (оценки) параметрическим

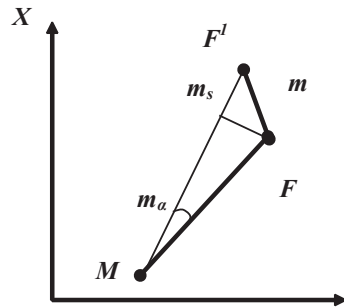


Рис. 2.4. Ошибки угловых и линейных измерений

способом, необходимо определить по карте или на схеме в масштабе в условной системе приближённые координаты всех пунктов. Как правило, во все программы для оценки проекта параметрическим способом необходимо ввести следующие данные:

- номер исходных точек и их координаты;
- среднюю квадратическую ошибку измеренного угла;
- приближённые координаты определяемых пунктов.

Обычно при оценке проектов принимают один из пунктов в качестве исходного, а координаты определяются по километровой сетке карты.

В результате оценки будут получены обратные веса функции определения координат всех пунктов и их средние квадратические ошибки по осям координат m_x и m_y . Средняя квадратическая ошибка M планового положения пункта может быть приближённо подсчитана по формуле

$$M = \sqrt{m_x^2 + m_y^2}. \quad (2.7)$$

Максимальное значение этой ошибки, соответствующее наиболее слабо определяемому пункту, сравнивается с допустимой величиной 2,5 см. Далее делается вывод и принимается соответствующее решение. Следует иметь в виду, что во многих программах заложена и оценка функции определения взаимного положения пунктов в наиболее слабо определяемом месте сети. Эту величину так же можно сравнить с допустимой и принимать соответствующее решение.

Основными достоинствами метода триангуляции являются его оперативность и возможность использования в разнообразных физико-географических условиях. Метод позволяет непосредственно в поле осуществлять контроль измеренных величин и с высокой точностью определять взаимные положения смежных пунктов сети.

Проектирование триангуляционных сетей выполняют на топографических картах 1:10000 и 1:25000 исходя из назначения сети, формы и площади территории, её рельефа и застроенности, наличия пунктов государственной сети и других параметров.

Способ трилатерации. Метод трилатерации, как и триангуляция предусматривает построение на местности геодезических сетей из треугольных фигур в виде цепочек треугольников, геодезических четырёхугольников и центральных систем, в которых измеряются не углы, а длины сторон. Сети трилатерации создаются для решения ряда инженерно-геодезических и специальных задач и строятся в виде свободных сетей, состоящих из отдельных типовых фигур и их комбинаций, или в виде сплошных сетей треугольников.

Базовой фигурой сети трилатерации является треугольник с измеренными сторонами a , b , c , см. рис. 2.5.

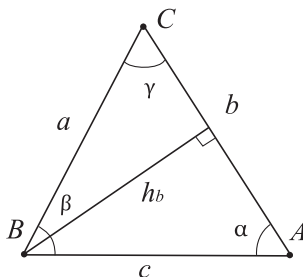


Рис. 2.5. Треугольник трилатерации

Длины сторон в фигурах трилатерации измеряются электронными тахеометрами и светодальномерами, а в сетях, создаваемых в качестве разбивочной основы, при строительстве зданий стороны измеряются компарированной рулеткой в 30 и 50 метров, что очень удобно на бетонной поверхности.

Необходимые нормативные требования к проектированию сети трилатерации 4 класса также выбираются из СП 11-104-97. Всё, что сказано применительно к триангуляции, относится и к сети трилатерации с учётом особенностей её построения. В таблице 2.3 приводятся основные требования к построению инженерно-геодезических сетей способом трилатерации [35].

Угол α в треугольнике трилатерации (см. рис. 2.5) может быть вычислен через тригонометрические функции $\operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}$ или $\cos \alpha$ по формулам:

$$\operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} = \sqrt{\frac{bc}{p(p-a)}} - 1, \quad (2.8)$$

Таблица 2.3. Основные требования к сетям трилатерации

Показатели	4 класс	1-й разряд	2-й разряд
Длина стороны треугольника, км	1-5	0,5-5	0,25-3
Относительная средняя квадратическая ошибка стороны	1/100 000	1/50 000	1/20 000
Наименьшее значение угла треугольника, град.	20	20	20
Число сторон между исходными сторонами, исходным пунктом и исходной стороной, не более	10	10	10
Количество приёмов измерения длин сторон электрооптическими дальномерами	3	2	1

$$\cos \alpha = \frac{2p(p-a)}{bc} - 1, \quad (2.9)$$

$$p = \frac{a+b+c}{2}. \quad (2.10)$$

Для линейно протяжённых объектов сеть трилатерации создают из цепочки треугольников или четырёхугольников.

Оценка проекта сети трилатерации может быть выполнена как на компьютере, при наличии соответствующей программы, так и при помощи приближённых формул для оценки точности типовых построений. В любом случае возникает необходимость в обозначении абсолютной ошибки измерения стороны сети. Для сетей 4 класса относительная средняя квадратическая ошибка измерения стороны должна быть не более 1:100000. Следовательно, абсолютная ошибка для разных длин сторон будет различной. В силу этого необходимо заранее определить рекомендуемый светодальномер или электронный тахеометр, обеспечивающий эту точность на минимальных длинах проектируемых линий.

Формулы для предварительной оценки точности проекта сети приведём для свободного ряда трилатерации [16]. Обозначим: m_s – средняя квадратическая ошибка измерения сторон ряда трилатерации; k – число треугольников от исходной стороны до оцениваемой связующей стороны; β – среднее значение связующего угла ряда; M – ошибка взаимного положения двух пунктов связующей стороны k – го треугольника; m_l – средний квадратический продольный сдвиг; m_u – средний квадратический поперечный сдвиг пунктов k – го треугольника. Тогда:

$$M \approx 3\sqrt{k} \cdot \text{ctg}\beta \cdot m_s; m_l \approx \sqrt{k} \cdot m_s; m_u \approx Mk = 3\sqrt{k^3} \cdot \text{ctg}\beta \cdot m_s. \quad (2.11)$$

Расчёты по таким формулам для предварительного обоснования проектных решений достаточно эффективны в силу своей простоты и оперативности.

Средняя квадратическая ошибка вычисленного угла может быть найдена по формуле:

$$m_\alpha^2 = \beta^2 (Am_a^2 + B^2m_b^2 + C^2m_c^2), \quad (2.12)$$

где m_a , m_b и m_c – средние квадратические ошибки измерения сторон;

$$A = \frac{1}{h_a}; \quad B = A\sqrt{1 - \left(\frac{h_a}{b}\right)^2}; \quad C = A\sqrt{1 - \left(\frac{h_a}{c}\right)^2}, \quad (2.13)$$

где h_a – высота треугольника, опущенная из вершины на сторону a .

Для линейно протяжённых объектов сеть трилатерации создают из цепочки треугольников. Одним из недостатков вытянутого ряда цепочки треугольников с измеренными сторонами является значительное превышение поперечного сдвига конечных точек ряда по отношению к продольному.

При оценке ожидаемой точности ряда равносторонних треугольников трилатерации используют формулы:

а) для продольного сдвига

$$m_l = m_s \sqrt{\frac{N}{2}} \quad (\text{при } N \text{ четном}), \quad (2.14)$$

$$m_l = m_s \sqrt{\frac{N-1}{2}} \quad (\text{при } N \text{ нечетном}), \quad (2.15)$$

где m_s – средняя квадратическая ошибка измерения сторон; N – число фигур ряда;

б) для поперечного сдвига:

$$m_u = m_s \sqrt{0,111k^3 + 0,25k^2 + 1,3k}, \quad (2.16)$$

где k – порядковый номер связующей стороны;

в) для дирекционного угла связующей стороны:

$$m_{\alpha k} = \frac{m_s \rho}{S} \sqrt{1,33k + 0,67}, \quad (2.17)$$

где S – длина стороны треугольников.

Недостатком сетей трилатерации из треугольников является также отсутствие полевого контроля качества измерений для каждой фигуры. Действительно, сумма вычисленных углов треугольника всегда будет равна 180° при любых ошибках измерения сторон, даже при грубых промахах. В связи с этим на практике взамен фигур из треугольников строят сети из геодезических четырёхугольников.

В каждом геодезическом четырёхугольнике измеряются две диагонали и все четыре стороны. Ясно, что одно из этих измерений является избыточным и может быть вычислено по результатам измерения других сторон. Это может служить полевым контролем качества измерений длин линий. Кроме того, геодезический четырёхугольник является более жёсткой фигурой, и ряд составленный из таких фигур, обладает более высокой точностью.

Оценка точности ряда геодезических четырёхугольников, состоящего из квадратов и уравненного за условия фигур, может быть выполнена по следующим формулам:

$$m_l = m_s \sqrt{0,9N},$$

$$m_u = m_s \sqrt{0,67N^3 - 0,13N^2 + 0,98N + 1,4}, \quad (2.18)$$

$$m_{ak} = \frac{m_s \rho}{S} \sqrt{2N}.$$

Наибольшее применение в практике инженерно-геодезических работ сети трилатерации получили при строительстве высотных зданий, дымовых труб, атомных и тепловых электростанций, а также при монтаже сложного технологического оборудования. В таких сетях высокую точность измерения длин сторон (до десятых долей миллиметра) обеспечивают, используя высокоточные светодальномеры, электронные тахеометры, инварные проволоки, а в некоторых случаях и жезлы специальной конструкции. Сети трилатерации с короткими сторонами называют сетями микротрилатерации.

Способ полигонометрии. Полигонометрией называют построенный на местности многоугольник, замкнутый или разомкнутый, в котором измерены все длины сторон и горизонтальные углы при вершинах. Вершины такого многоугольника закрепляются на местности специальными подземными знаками.

Инженерно-геодезические сети из полигонометрических построений сегодня являются наиболее распространённым способом создания опорных плановых сетей, что обусловлено широким внедрением в геодезическое производство электронных тахеометров и светодальномеров.

Различают разомкнутые вытянутый и ломаный полигонометрические ходы, которые опираются на исходные пункты и стороны с известными дирекционными углами.

В зависимости от площади объекта, его формы, обеспеченности исходными пунктами полигонометрия проектируется в виде одиночных ходов, системы ходов с узловыми точками или в виде замкнутых полигонов.

В практике инженерно-геодезических работ наибольшее применение нашли полигонометрические сети из ходов 4 класса, 1 и 2 разрядов.

Основные характеристики таких ходов приведены в [35, 36].

Полигонометрия строится в виде различных систем с узловыми точками или одиночными ходами для решения разнообразных задач при производстве изыскательских работ и разбивках сооружений.

В полигонометрической сети следует предусмотреть минимальное число порядков, ограничиваясь, как правило, полигонометрией 4 класса и 1 разряда.

Исходными данными для полигонометрических сетей служат пункты построений более высокого класса. В зависимости от выбора исходных данных сеть может рассматриваться как свободная или несвободная.

Более подробно вопросы построения инженерно-геодезических сетей методом полигонометрии, оценки проектов, полевых измерений и прочее рассмотрены отдельно в главе 4.

Таблица 2.4. Некоторые характеристики построения опорных сетей способом полигонометрии

Показатели	4 класс	1-й разряд	2-й разряд
Предельные длины отдельного хода при измерении линий электронными тахеометрами, км (n - число сторон)	8 при $n=30$ 12 при $n=15$ 20 при $n=6$	10 при $n=50$ 15 при $n=25$ 25 при $n=10$	6 при $n=30$ 10... $n=10$ 14... $n=6$
Предельные длины сторон	Не устанавливаются		
Средняя квадратическая ошибка измерения угла по невязкам в ходах, с, не более	3	5	10
Угловая невязка в ходах или полигонах, с, не более	$5\sqrt{n}$	$10\sqrt{n}$	$20\sqrt{n}$
Предельная относительная погрешность хода	1:25 000	1:10 000	1:5000
Количество приёмов измерения угла теодолитом ЗТ2КП	6	3	2
Периметр полигона, образованного ходами в свободной сети, км	Не более 30	Не более 15	Не более 9

Примечание к таблице 2.4: В ходах полигонометрии 1 разряда длиной до 1 км и 2 разряда длиной до 0,5 км допускается абсолютная линейная невязка 10 см.

Линейно-угловые сети. Линейно-угловые сети определяются как построенные на местности примыкающие друг к другу геометрические фигуры из треугольников, четырёхугольников и центральных систем, в которых измерены все стороны и все углы, или часть углов и все стороны, или ряд сторон и все углы. Естественно, вершины фигур закрепляются на местности подземными центрами и обозначаются наружными знаками.

При построении инженерно-геодезических разбивочных сетей существенными являются не только высокие требования к точности планового положения пунктов, но и к равномерному распределению ошибок по сети. В этом свете описанные ранее способы построения разбивочных сетей имеют некоторые специфические недостатки. Так, главным недостатком триангуляции является резкое падение точности определения длин сторон при увеличении расстояния между

базисом и определяемой стороной, особенно при резко неравносторонней форме треугольников, что часто встречается в инженерно-геодезических сетях. Основной недостаток трилатерации состоит в том, что если форма треугольников значительно отличается от равносторонней, то углы, вычисленные по измеренным сторонам, имеют существенную неравноточность.

Линейно-угловые сети лишены этих недостатков и являются наиболее точными геодезическими построениями на местности, вбирающими в себя достоинства как триангуляции, так и трилатерации. Линейно-угловая сеть в 1,3 – 1,5 раза точнее триангуляции и трилатерации. В такой сети точность её элементов практически не зависит от формы треугольников, существенно уменьшается зависимость между продольным и поперечным сдвигами, обеспечивается весьма жёсткий контроль угловых и линейных измерений.

Вид и конфигурация инженерно-геодезических плановых сетей зависят от форм и размеров территории города или посёлка, строительной площадки или объекта строительства.

Для линейно-угловой сети геометрические параметры, схема построения, требования к точности измерения углов аналогичны сети триангуляции 4 класса. Требования к точности измерения длин сторон могут быть приняты, как в трилатерации. Так же, как и для трилатерации, оценка проекта линейно-угловой сети может быть выполнена двояко: на компьютере с применением существующих программ по обработке инженерно-геодезических измерений или по приближенным формулам.

Оценку точности линейно-угловых сетей выполняют в зависимости от её конструкции одним из двух методов.

1. Сеть построена так, что интересующий элемент может быть оценен раздельно по данным угловых и линейных измерений. Очевидно, для этого имеются исходные данные – координаты, дирекционные углы, базисные стороны и прочее. В рассматриваемом случае расчёт точности линейно-угловой сети значительно упрощается из-за того, что вес линейно-углового элемента равен сумме весов этого элемента из угловой и линейной сети, т. е.

$$P_{\beta-s} = P_s + P_\beta; \quad P_s = \frac{1}{m_s^2}; \quad P_\beta = \frac{1}{m_\beta^2},$$

следовательно,

$$m_{\beta-s}^2 = \frac{m_s^2 \cdot m_\beta^2}{m_s^2 + m_\beta^2}. \quad (2.19)$$

2. Интересующие элементы сети могут быть оценены на основе совместных угловых и линейных измерений. В этом случае оценку точности линейно-угловой сети выполняют по общим формулам средней квадратической ошибки функции урванных величин.

Одним из существенных моментов оценки точности линейно-угловой сети является правильное соотношение ошибок угловых и линейных измерений. Оптимальное соотношение ошибок угловых и линейных измерений должно обе-

спечить равенство по модулю поперечного и продольного сдвигов конца любой стороны геодезической сети, т. е. $|m_u| = |m_t|$. Это будет наблюдаться тогда, когда

$$\frac{m_\beta}{\rho} = \frac{m_s}{S}. \quad (2.20)$$

Это равенство может быть нарушено в пределах до 3 раз в ту или другую сторону. Здесь ρ – число секунд в радиане.

При необходимости введения весов измерений принимают:

$$P_\beta = 1; \quad P_s = \frac{m_\beta^2}{m_s^2}. \quad (2.21)$$

От правильного соотношения m_β/m_s зависит достоверность оценки проекта сети.

Для оценки проектируемой линейно-угловой сети, состоящей из равносторонних треугольников можно, использовать формулу средней квадратической ошибки связующей стороны после уравнивания. При прежних обозначениях для случая, когда измерены все стороны и все углы, имеем [17]:

$$m_{cs}^2 = m_s^2 - \frac{6m_s^4}{9m_s^2 + 2\frac{S^2}{\rho^2}m_\beta^2}. \quad (2.22)$$

Эта формула справедлива и для случая, когда измерены все углы и только связующие стороны.

Средняя квадратическая ошибка угла в равностороннем треугольнике после уравнивания, когда в сети измерены все углы и все стороны, может быть подсчитана по формуле:

$$m_{yc}^2 = m_\beta^2 - \frac{m_\beta^2 \left(m_s^2 + \frac{S^2}{\rho^2} m_\beta^2 \right)}{3m_s^2 + \frac{S^2}{\rho^2} m_\beta^2}. \quad (2.23)$$

В этой формуле m_β – средняя квадратическая ошибка измеренного угла.

Следует заметить, что для линейно-угловых построений ошибки уравненных углов и линий не зависят от числа треугольников в цепочке.

2.4. Построение опорных сетей спутниковыми методами

При написании настоящего раздела использовались различные литературные источники и нормативные акты [3, 9, 10, 18, 19, 29].

Спутниковые методы являются относительно новым поколением измерительных систем. Способ построения и реконструкции опорных инженерно-геодезических сетей, основанный на спутниковых технологиях, сегодня является наиболее востребованным и распространённым.

Переход топографо-геодезического производства на автономные методы спутниковых координатных определений обеспечивает наиболее рациональное и

эффективное практическое определение координат и высот пунктов земной поверхности на всей территории страны с точностями, требуемыми для решения возможно более широкого круга научно-технических и производственных задач.

При обеспечении съёмки масштаба 1:10000 спутниковая технология может быть применена для развития съёмочного обоснования (планово-высотной привязки опознаков). При съёмках масштабов 1:5000, 1:2000, 1:1000 и 1:500 (далее – крупномасштабных съёмках) эта технология может быть применена как для развития съёмочного обоснования, так и для съёмки ситуации и рельефа с высотами сечения рельефа 5,0; 2,5; 2,0; 1,0; 0,5 м.

Главной особенностью работ по построению и реконструкции региональных, городских (локальных или местных) геодезических сетей является необходимость сохранения системы координат, в которой ранее были выполнены крупномасштабные съёмки территории региона (1:500-1:2000), и одновременно с этим обеспечения высокой однородной точности строящейся геодезической сети для решения других задач.

Необходимость периодической реконструкции геодезических сетей городов, созданных на основе использования традиционных и спутниковых технологий, возникает по следующим причинам:

- геодезические работы в городах выполнены в разное время различными организациями с различным качеством и в соответствии с различными нормативно-техническими документами;
- большое количество пунктов городской геодезической сети систематически утрачивается в результате хозяйственной деятельности;
- государственная геодезическая сеть в районе города может иметь относительную погрешность взаимного положения пунктов 1-2-го классов порядка 1:300000 при расстояниях между пунктами 20-30 км, что в 3-5 раз ниже точности построения аналогичных сетей спутниковыми методами;
- появление в различных организациях городов современных высокоточных геодезических приборов (спутниковых приемников, светодальномеров и электронных тахеометров) приводит к противоречиям между точностью выполняемых измерений и точностью существующей в городе геодезической основы;
- в городах может быть более двух местных систем координат и высот, особенно на присоединенных территориях;
- параметры образования местных систем координат не всегда заданы корректно.

Структурная схема построения опорных сетей спутниковыми методами включает в себя следующие этапы:

- создание одного или нескольких исходных пунктов (ИП);
- создание и спутниковые измерения на пунктах каркасной сети (КС);
- сгущение спутниковой сети, спутниковые измерения на пунктах городской (региональной) геодезической сети, в том числе на существующих пунктах ранее созданной геодезической сети для связи с традиционной сетью;
- обработка результатов измерений совместно с ранее выполненными плановыми и высотными сетями.

Опорная региональная или городская спутниковая геодезическая сеть предназначена для обеспечения практических задач:

- топографической съемки и обновления планов города всех масштабов;
- землеустройства, межевания, инвентаризации земель;
- топографо-геодезических изысканий на городской территории;
- инженерно-геодезической подготовки объектов строительства;
- геодезического изучения локальных геодинамических природных и техногенных явлений на территории города;
- навигации наземного и частично воздушного, водного транспорта.

Однородная высокая точность городских геодезических сетей достигается применением обоснованных оптимальных методов спутниковых наблюдений и соответствующих методов их обработки, а также за счет использования оптимальной геометрии расположения пунктов, их равномерной плотности и максимального возможного совмещения старой и новой геодезических сетей.

Один или несколько исходных пунктов создаются в городах площадью 100 км² и более с населением около 500 тысяч человек и при наличии перспективы преобразования их в пункты ФАГС, ВГС или постоянно действующие пункты для навигационных систем.

Для населенных пунктов площадью до 20 км² возможно объединение исходных пунктов и пунктов каркасной сети. Наблюдения при этом выполняются по программе пунктов каркасной сети.

Значения средних погрешностей взаимного положения любых пунктов спутниковых городских геодезических сетей не должны превышать 30 мм.

Пункты городской триангуляции должны быть заменены пунктами спутниковой сети. В случае их утраты пункты спутниковой сети совмещаются с ближайшими к ним (по примыкающим ходам) пунктами полигонометрии. Таким образом, ранее созданная сеть городской триангуляции перекрывается спутниковой геодезической сетью и теряет свое значение. При этом переуравнивание сетей городской триангуляции прошлых лет исключается, так как исходными пунктами для переуравнивания старой сети служат пункты спутниковой сети, в том числе совмещенные с пунктами городской триангуляции.

Плотность пунктов создаваемой (реконструируемой) городской (региональной) геодезической сети должна удовлетворять следующим требованиям:

- Плотность КС составляет 1 пункт на 40-100 км² городской территории, но в любом случае пунктов должно быть не менее трех.
- Плотность СГС-1 составляет 1 пункт на 5-40 км² городской территории.

В таблице 2.5 приведены некоторые характеристики, которым должны соответствовать построенные спутниковые сети.

В принятой схеме построения городских и региональных спутниковых геодезических опорных сетей возможна дополнительная ступень развития в виде спутниковой геодезической сети 2 класса (СГС-2). По точности эта ступень построения аналогична СГС-1, однако исходными для неё могут служить все пункты выше обозначенных спутниковых построений. Плотность СГС-2 должна удовлетворять текущим потребностям городского и регионального геодезического

Таблица 2.5. Некоторые характеристики региональной (городской) спутниковой сети

Тип сети	Точность определения координат, мм	Относительная ошибка определения линий, не грубее	Значения средних погрешностей взаимного положения пунктов, мм
Исходный пункт (ИП)	10-20	1:1 000 000	–
Каркасная сеть (КС)	10-20	1:500 000	15
Спутниковая городская геодезическая сеть (СГС-1)	10-20	1:150 000	20

обоснования. Спутниковая городская геодезическая сеть 2 класса (СГС-2) создается в виде исключения при необходимости создания геодезического обоснования на отдельных участках территории города.

Общая плотность закрепленного городского геодезического обоснования должна соответствовать:

- на плотно застроенной территории не менее - 16 пунктов на 1 км² ;
- на слабо застроенной территории не менее - 4 пункта на 1 км² ;
- на незастроенной территории не менее - 1 пункт на 1 км² .

Детальнее вопросы проектирования и реализации проектов спутниковых сетей приведены в главе 3.

2.5. Системы координат и поверхность относимости в инженерно-геодезических работах

Важным вопросом при обработке результатов геодезических измерений является выбор поверхности относимости, т. е. поверхности, на которую следует спроектировать измеренные элементы сети до их уравнивания. Для Государственных геодезических сетей такой поверхностью является поверхность референц-эллипсоида Красовского. Для целей редуцирования в измеренные линейные величины геодезических сетей вводятся поправки, иначе – редукции.

Поскольку в конечном итоге создаваемые сети служат для производства съёмочных работ и на их основе – для проектирования и перенесения проекта сооружения в натуру, то для строительного процесса важным обстоятельством является соответствие линейных размеров возводимых сооружений их натуральным, проектным размерам без каких-либо искажений.

Для достижения этого соответствия в качестве поверхности относимости вместо поверхности эллипсоида Красовского принимают другую поверхность, имеющую высоту, равную или близкую средней высоте проектируемого сооружения.

Поправка за редуцирование базисной стороны AB (рис. 2.6) на поверхность относимости представляет собой величину $\Delta_H = AB - A_0B_0$, которая вычисляется по формуле:

$$\Delta_H = -\frac{S(H_m - H_0)}{R_m}, \quad (2.24)$$

где S – длина измеренной стороны сети; H_m – средняя отметка измеренной стороны; H_0 – отметка поверхности относимости; R_m – средний радиус кривизны земного эллипсоида (6370 км). Из формулы (2.24) можно записать:

$$\frac{\Delta_H}{S} = -\frac{(H_m - H_0)}{R_m}.$$

Эта поправка не окажет существенного влияния на линейные размеры сети и не приведёт к искажениям её масштаба, если

$$\frac{\Delta_H}{S} \leq \frac{1}{200000}.$$

Тогда

$$H_0 = -R_m \frac{\Delta_H}{S} = \frac{6370000}{200000} = -31,85 \text{ м}.$$

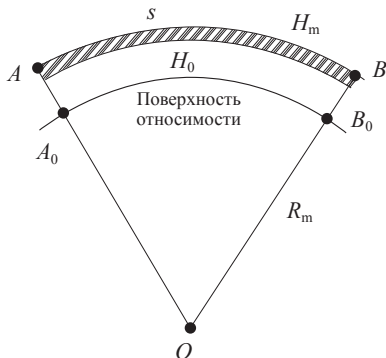


Рис. 2.6. К выбору поверхности относимости

Иначе говоря, если разность отметок местности и поверхности относимости меньше ~ 30 м, то поправку Δ_H можно не учитывать. В качестве поверхности относимости принимают средний уровень строительной площадки, а на трассах метрополитена – средний уровень оси туннеля или головок рельсового пути и т.д.

Поправку за редукцию на поверхность относимости нужно учитывать и в тех случаях, когда в качестве исходных сторон инженерных сетей используются стороны государственных сетей – спутниковых, триангуляции, полигонометрии и других. Здесь необходимо учитывать то обстоятельство, что стороны государственных сетей спроектированы на поверхность референц-эллипсоида и для получения их длин на поверхности относимости необходимо выполнить обратное редукцирование.

Стороны государственной геодезической сети с поверхности эллипсоида проектируются на плоскость в *проекции Гаусса*, иначе говоря, длины сторон получают поправки с положительным знаком. Поправки эти растут по мере увеличения значения ординаты и, следовательно, приближения сторон сети к краям шести-градусной зоны.

Расстояние s_0 по прямой между двумя точками в проекции Гаусса с удержанием первого члена разложения вычисляется по формуле:

$$s_0 = s \left(1 + \frac{y_m^2}{2R_m^2} + \dots \right), \quad (2.25)$$

где s – расстояние между точками на референц-эллипсоиде; R_m – средний радиус кривизны; y_m – среднее значение ординат концов линии.

$$y_m = \frac{y_1 + y_2}{2}. \quad (2.26)$$

Приближённо поправка в длину линии за переход в проекцию Гаусса может быть определена по формуле:

$$\Delta_r = +s \frac{y_m^2}{2R_m^2}, \quad (2.27)$$

или

$$\frac{\Delta_r}{s} = + \frac{y_m^2}{2R_m^2}, \quad (2.28)$$

что позволит вычислить допустимое отстояние сторон от осевого меридиана:

$$y_m = \sqrt{\frac{2R_m^2 \Delta_r}{s}} = R_m \sqrt{\frac{2\Delta_r}{s}}. \quad (2.29)$$

Для крайних точек трёхградусной зоны в средних широтах ордината $y_m \approx 150$ км, и, следовательно, из формулы (2.28) получим:

$$\frac{\Delta_r}{s} = \frac{150^2}{2(6370)^2} = \frac{1}{2760},$$

что соответствует точности теодолитного хода, но не удовлетворяет потребностям прикладной геодезии.

Чтобы относительные поправки в длины линий инженерных сетей при переходе от сферической поверхности Земли на плоскость в проекции Гаусса не превышали $1/200\,000$ (как и в прежних вычислениях), расстояние от осевого меридиана зоны до строительной площадки не должно быть более

$$y_m = R_m \sqrt{\frac{2 \cdot 1}{200000}} \approx 20 \text{ км.}$$

Если это расстояние больше 20 км, то необходимо выбирать новый осевой меридиан частной системы координат, проходящий по возможности ближе к середине осваиваемой территории.

Поместив начало частной системы координат в центре участка и совместив его с каким-то пунктом геодезической сети, можно для принятых условий охватить территорию, простирающуюся на запад и восток от пункта по 20 км. Чтобы избежать отрицательных значений координат на участке, этому началу частной системы присваивают координаты, увеличенные на 1000, 10000 м или более, тем самым относя начало координат в юго-западный угол участка.

2.6. Высотные опорные инженерно-геодезические сети

Высотные опорные геодезические сети на территориях, предназначенных для проведения инженерно-геодезических изысканий, производства разбивочных работ на строительных площадках и реализации проектов наблюдений за осадками и деформациями зданий и сооружений, строятся в виде сетей нивелирования II, III и IV классов, а также технического нивелирования в зависимости от площади и характера строительства. Требования к точности построения высотной

геодезической основы в зависимости от площади производства инженерно-геодезических работ приведены в таблице 2.6 [35].

Нивелирная сеть площадки изысканий или строительства создаётся в виде отдельных ходов, систем ходов (полигонов) или в виде самостоятельной сети, которая должна быть привязана не менее чем к двум исходным нивелирным знакам (реперам) высшего класса. Допускается производить привязку линий нивелирования опорной геодезической сети IV класса к реперам государственной нивелирной сети IV класса.

Таблица 2.6. Требования к точности высотных сетей

Площадь участка изысканий, км ²	Класс высотной сети	Предельная погрешность превышения на станции, мм
От 25 до 50	III класс	2,6
	IV класс Техническое нивелирование	5,0 10,0
От 10 до 25	IV класс	5,0
	Техническое нивелирование	10,0
От 5 до 10	IV класс	5,0
	Техническое нивелирование	10,0
До 1	Техническое нивелирование	10,0

Технические характеристики построения высотной опорной геодезической сети геометрическим нивелированием соответствующего класса приведены в таблице 2.7 [35].

Исходными для развития опорной геодезической сети для строительства являются пункты государственной нивелирной сети.

Нивелирование II класса. Нивелирование II класса производится между марками и грунтовыми реперами I класса в прямом и обратном направлениях. В отдельных случаях ходы нивелирования II класса могут опираться на исходные высотные знаки II класса.

Прямой и обратный ходы для каждой секции выполняются в разное время дня и при разных температурных условиях и должны быть совершенно независимыми один от другого. Обратный ход начинают при другом горизонте инструмента, на репер устанавливают другую рейку и весь обратный ход проходят по новым местам установки реек.

Наблюдения выполняются на отчётливые и спокойные изображения реек, видимых в трубе нивелира. Это обычно утренние часы после восхода солнца и до 8-9 часов и вечерние часы после 16 часов пополудни и за полчаса до захода солнца. В пасмурную погоду перерыв может быть значительно уменьшен, равно как и в осенний период наблюдений.

Нормальная длина визирного луча принимается равной 65 м, и при хорошей видимости она может быть увеличена до 75 м.

При нивелировании линий с большим уклоном длина визирного луча не должна быть менее 10 м.

Высота визирного луча над поверхностью земли должна быть не ниже 0,3-0,5 м, причём 0,3 м может быть допущено при расстояниях от нивелира до реек менее 30 м.

Расстояния от нивелира до реек измеряются стальным 50-метровым тросом. Неравенство расстояний допускается до 1 м, а накопление этих неравенств в секциях между марками и реперами не должно быть более 2 м.

Если применяются нивелиры с компенсаторами, то приведённые допуски увеличиваются соответственно до 3 и 5 м.

Для обеспечения выполнения указанных допусков в процессе измерений подсчитываются разности задних и передних расстояний до реек и, обнаружив накопление разностей, их уменьшают путём изменения расстояний.

Нивелир при работе следует предохранять от прямых солнечных лучей при помощи зонта.

Штатив устанавливают на станциях таким образом, чтобы две его ножки располагались по направлению линии нивелирования, а третья ножка – поочерёдно справа и слева от неё.

В местах установки ножек штатива нивелира и башмаков дёрн снимают на глубину 5 – 10 см.

На стабильность положения штатива на асфальте и бетонной поверхности следует обращать особенное внимание.

Нивелирование секции между твёрдыми знаками следует планировать без перерывов в работе. Если перерыв приходится делать на незастроенной части города, то наблюдения завершают на трёх временных точках: кованые гвозди длиной 20 см, вбиваемые между камнями мостовой, деревянные колья, толщиной 8-10 см и длиной 0,5 м, вбитые в твёрдый грунт и т.п.

Нивелирование всех трёх точек во всех комбинациях производится с одной станции до перерыва и после.

Грунтовые фундаментальные реперы часто закрываются курганами, которые при привязке следует осторожно вскрыть, снять с марки крышку, очистить и установить рейку.

Положение реек на реперах необходимо зарисовывать в журнале, указывая проекции нитей на них.

При привязке к стенным знакам нивелир устанавливают на перпендикуляре к стене на расстоянии 20 – 30 м от марки или репера. Такое же расстояние выдерживают до башмака, будь он последним в ходе или первым.

Для привязки к марке используют специальную подвесную реечку с делениями, аналогичными основным рейкам. Положение рейки или реечки на марке и проекцию нитей сетки зарисовывают в журнале наблюдений.

Наблюдения превышений между башмаком и маркой или репером делают дважды, меняя горизонт инструмента. Одновременно два раза определяют превышения между марками и находящимися рядом с ними стенными реперами.

Положение реек на реперах необходимо зарисовывать в журнале, указывая проекции нитей на них. Все превышения между фундаментальными и сопровождающими их грунтовыми реперами определяются дважды как в прямом, так и в обратном ходах.

При нивелировании II класса должны применяться высокоточные нивелиры. Это известные нивелиры с контактным уровнем и оптическим микрометром Н-05, Н1, Н2, Ni004, а также нивелиры с компенсатором НС2, Ni1, Ni002, Ni007 и другие. В комплекте с этими приборами применяются 3-метровые штриховые рейки с инварной полосой. Нивелирование производится из середины способом совмещения и характеризуется средней квадратической случайной ошибкой уравниваемого превышения в ходе длиной 1 км не более 0,8 мм, а превышения на станции – 0,3 мм.

Наблюдения на нечётной станции начинают с задней рейки (З), затем берут отсчёты по передней рейке (П) и заканчивают отсчётами по задней рейке. На чётных станциях отсчёты производят в такой последовательности: передняя, задняя, задняя, передняя.

Невязки сумм превышений в полигонах не должны превышать допусков, приведенных в таблице 2.7. (Г.З, СП 47.13330.2012).

Высокоточные *электронные цифровые* нивелиры имеют схожие по точности измерений показатели, что и оптические нивелиры. Наиболее распространёнными в РФ цифровыми нивелирами являются приборы фирмы *Sokkia SDL 30M* и *SDL 50* и приборы фирмы *Trimble Dini 0.3* и *Dini 0.7*.

В цифровых нивелирах используются устройства с зарядовой связью для взятия отсчёта по специально нанесённому на фиброглассовую (или инварную)

Таблица 2.7. Технические характеристики высотных сетей

Показатели	II кл.	III кл.	IV кл.
Расстояние между знаками (марками, реперами) в нивелирных ходах, км:			
на застроенных территориях, не более	2	0,3	0,3
на незастроенных территориях, не более	3	2,0	2,0
Длина ходов между узловыми точками, км, не более	10	5	-
Длина визирного луча, м, не более	75	100	150
Неравенство расстояний от нивелира до реек на станции, м, не более	1(3)	2(4)	5(7)
Накопление неравенства расстояний в секции между марками и реперами, м, не более	2(5)	5(7)	10(12)
Высота визирного луча над поверхностью земли, м, не менее	0,5	0,3	0,2
Разность превышений на станции (основной и дополнительной шкалам, красной и чёрной сторонам реек), мм, не более	0,7	3	5
Предельные невязки в полигонах и по линиям при числе станций n на 1 км хода не более 15;	$\frac{5\sqrt{L}}{6\sqrt{L}}$	$\frac{10\sqrt{L}}{2,6\sqrt{n}}$	$\frac{20\sqrt{L}}{5\sqrt{n}}$
Боле 15			
Случайная средняя квадратическая ошибка, мм/км	2,0	5,0	10,0
Приборная средняя квадратическая ошибка измерения превышения на 1 км двойного хода, мм, не более	1,5	3,0	6,0

Обозначения: L – длина хода в км, n – число штативов в ходе.

Примечание: в скобках даны допуски для нивелиров с самоустанавливающейся линией визирования.

рейку *RAB* коду, но могут быть использованы также алюминиевые рейки. Результаты измерений выводятся на экран и могут быть сохранены в памяти прибора. Применение электронных нивелиров полностью исключает личные ошибки наблюдателя, а работа с приборами подобного типа достаточно комфортна и привлекательна. Несколько детальнее конструкции цифровых нивелиров рассматриваются в разделе 5.

Однако на сегодняшний день нет устоявшейся технологии производства нивелирования цифровыми нивелирами. Отсутствие в «Инструкции по нивелированию I, II, III и IV классов» этой технологии может привести к тому, что каждое предприятие, выполняющее высокоточное нивелирование цифровыми нивелирами, будет использовать свою программу работы на станции.

При нивелировании II класса применяется программа наблюдений: ЗП (на нечётной станции) и ПЗ (на чётной станции). В этом случае при использовании цифрового нивелира на станции измеряется только одно превышение, что противоречит действующей Инструкции. Поэтому для целей контроля изменяют горизонт прибора и измерения повторяют.

Работа на станции при нивелировании II класса цифровыми нивелирами значительно упростится, если использовать двусторонние штрих-кодовые рейки. В этом случае реализуется вышеприведённая программа для чётной и нечётной станций. На станции вычисляются два превышения по каждой из сторон реек, что обеспечивает контроль измерений.

При наличии только односторонних штрих-кодовых реек возможен другой вариант измерений без изменения горизонта инструмента. В этом случае измерения выполняют по двум парам костылей или башмаков, т. е. по двум параллельным ходам. Иначе говоря, на станции производят четыре последовательных отсчёта по ходу часовой стрелки, начиная с задней рейки на чётной станции и против хода часовой стрелки на нечётной станции, начиная отсчёты с передней рейки. Это наиболее надёжная программа измерений на станции.

Нивелирование III и IV классов. Ходы нивелирования III класса прокладываются между марками и грунтовыми и стенными реперами нивелирования II класса, а в случае самостоятельных сетей III класса – к реперам и маркам, определённым из прямого и обратного ходов нивелирования III класса.

Метод нивелирования зависит от применяемых нивелиров и реек. В случае применения нивелиров с оптическим микрометром и штриховых реек используют метод совмещений. В остальных случаях отсчёты по рейкам выполняют по средней нити.

Нивелирование III класса выполняется точными нивелирами типа Н-3 или при помощи равноценных ему нивелиров с компенсаторами в прямом и обратном направлениях, по одной паре костылей. Наилучшие экономические и технические показатели нивелирования III класса получаются при использовании точных цифровых нивелиров.

Точность нивелирования III класса по исследованиям [27] характеризуется средней квадратической случайной ошибкой уравнированного превышения в ходе длиной 1 км не более 1,6 мм, а превышения на станции 0,65 мм.

Нормальная длина визирного луча равна 75 м. Неравенство расстояний от нивелира до реек не должно превышать на станциях 2 м, а накопление в секциях – 5 м. Высота визирного луча над почвой не должна быть менее 0,3 м.

На каждой станции по наблюдениям основных и дополнительных шкал (или по чёрным и красным шкалам) реек вычисляют превышения $h_{\text{осн}}$ и $h_{\text{доп}}$ (или $h_{\text{ч}}$ и $h_{\text{к}}$); их разность не должна превышать 2 мм.

Невязки сумм превышений в полигонах не должны превышать допусков, приведенных в таблице 2.7. (ГЗ, СП 47.13330.2012).

Нивелирование IV класса может выполняться нивелирами техническими и точными нивелирами по паре двухсторонних шашечных реек в одном направлении.

Случайная СКП уравниного хода длиной 1 км не превышает 6 мм, а превышения на станции – 3 мм.

Нормальная длина визирного луча равна 100 м. Неравенство плеч на станции не должно превышать 5 м, а накопление в секции – 10 м. Высота визирного луча над почвой не должна быть менее 0,2 м.

На каждой станции вычисляются превышения по чёрной и красной стороне реек. Разность превышений не должна быть более 5 мм.

Невязки сумм превышений в ходах и полигонах IV класса не должны превышать допусков, приведенных в таблице 2.7. (ГЗ, СП 47.13330.2012).

Нивелирные знаки. Центры пунктов плановой опорной геодезической сети должны быть включены в нивелирные ходы IV класса, технического нивелирования или определены на основе спутниковой геодезической аппаратуры. Целесообразно совмещать центры плановой геодезической сети и реперы нивелирных линий.

Нивелирные знаки должны закладываться в стены капитальных зданий и сооружений, построенных не менее чем за два года до закладки знака. Грунтовые реперы закладываются только в случае отсутствия капитальных зданий вблизи территории работ.

Нивелирные сети I и II классов образуют единую систему высот в стране с началом от нуля кронштадтского футштока. Кроме того, нивелирование I класса служит основой для решения научных задач по изучению вертикальных движений земной коры, физической поверхности земли и др.

Нивелирные сети III и IV классов служат высотным обоснованием топографических съёмок, а также предназначены для решения ряда инженерных задач.

Пункты государственной нивелирной сети закрепляются на местности постоянными знаками – фундаментальными и вековыми реперами, стенными и грунтовыми реперами, а также стенными марками.

При наличии монолитных скальных пород, выходящих на поверхность или залегающих на глубине до 1,3 м, пункты нивелирных сетей закрепляют скальными фундаментальными и вековыми реперами (рис. 2.7).

Эта конструкция рекомендована также для закрепления исходных пунктов спутниковых определений. Конструкция представляет собой железобетонный монолит, выполненный в виде усечённой пирамиды, закреплённый с якорем (бетонное основание).

Фундаментальные реперы устанавливают на нивелирных линиях I и II классов через 50-60 км, а также в узловых точках вблизи основных морских водомерных постов. Линии нивелирования всех классов закрепляют на местности постоянными знаками не реже чем через 5 км. В труднодоступных районах расстояния между реперами могут быть увеличены до 6-7 км.

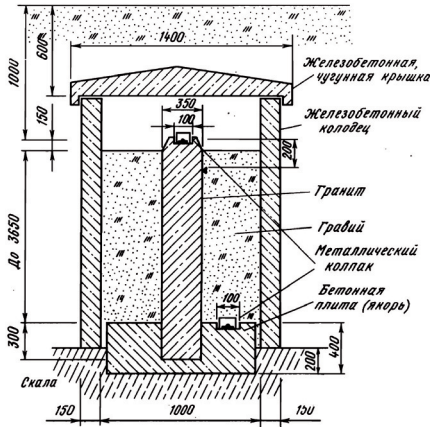


Рис. 2.7. Вековой репер в скальных грунтах

Места для закладки знаков выбирают с целью наилучшего отыскания их вблизи характерных ориентиров и контуров. Знаки маркируют и размещают так, чтобы на них было удобно устанавливать нивелирные рейки, выбирают удобные подходы к знакам.

Грунтовый репер (рис. 2.8) для районов с сезонным промерзанием грунтов состоит из железобетонного четырёхгранного пилона сечением 16×16 см. Это может быть армированная асбестоцементная труба диаметром 14-16 см, заполненная бетоном. Пилон или труба устанавливается и скрепляется с якорем, также железобетонным, который в свою очередь заделывается в грунт естественной плотности. Глубина закладки грунтовых реперов принята такой, чтобы основание якоря находилось на 50-65 см ниже наибольшей глубины промерзания грунта для данного региона, но не менее 1,3 м от поверхности земли плюс высота якоря. Верхняя грань трубы или пилона должна располагаться на 50 см ниже земной поверхности.

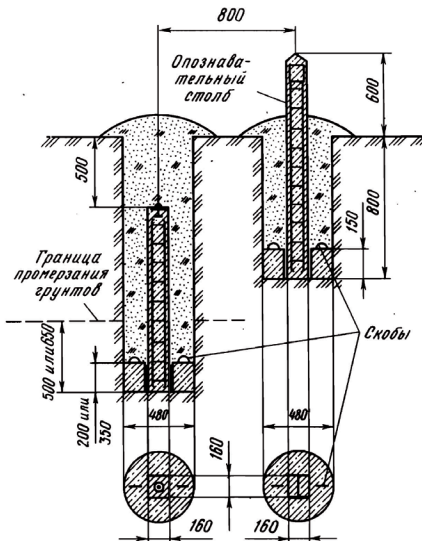


Рис. 2.8. Грунтовый репер

В верхнюю грань пилона (или трубы) заделывается марка из малоокисляющегося металла (рис. 2.9).

В районах многолетней мерзлоты закладывают грунтовые реперы таких же типов, как и в зоне сезонного промерзания, но верхние грани металлических труб диаметром 60 мм выводят на поверхность земли. Глубину закладки знака принимают такой, чтобы основание якоря располага-

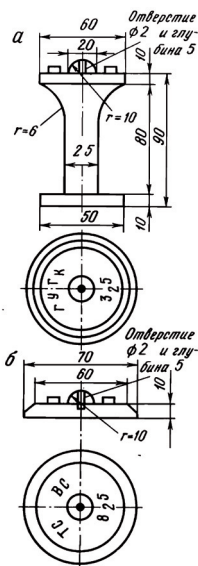


Рис. 2.9.
Типы марок:
а – марка, закладываемая в бетон;
б – марка, привариваемая к металлической трубе

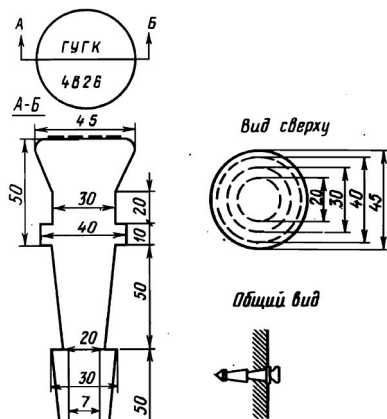


Рис. 2.10.
Стенной репер

лось на 2-3 м ниже границы наибольшей глубины оттаивания. Реперы закладывают в буровые скважины и котлованы.

В метре от репера устанавливается опознавательный знак в виде железобетонного пилона с якорем. К опознавательному знаку прикрепляется охранный пилон из чугуна или силумина и подписывается номер знака. Над репером насыпают небольшой земляной курган. При нивелировании рейку ставят на головку марки, к которой отнесена высота репера, предварительно сняв верхний слой земли.

В городах и населённых пунктах нивелирные знаки закладываются в стены капитальных зданий и сооружений в виде стальных реперов (рис. 2.10). На диске репера обозначается организация, заложившая знак и номер знака. Охранный пилон прикрепляют к стене здания рядом с репером или над ним.

При нивелировании рейку устанавливают на ободок диска, к которому и отнесена высота репера.

В горных районах стальные реперы могут закладываться в вертикальную поверхность отвесных скал на удобной для производства работ высоте.

Центры пунктов плановой опорной геодезической сети должны быть включены в нивелирные ходы III, IV класса технического нивелирования или определены на основе спутниковой геодезической аппаратуры. Целесообразно совмещать центры плановой геодезической сети и реперы нивелирных линий. Нивелирные знаки должны закладываться в стены капитальных зданий и сооружений, построенных не менее чем за два года до закладки знака. Грунтовые реперы в населённых пунктах закладываются только в случае отсутствия капитальных зданий вблизи территории работ.

2.7. Тригонометрическое нивелирование

Тригонометрическое нивелирование производят с целью определения высот пунктов геодезической сети или точек местности путём измерения расстояний между двумя точками и угла наклона линии, образованной этими точками.

Расстояния могут быть измерены электронными тахеометрами, светодальномерами и другими приборами и методами, но могут быть вычислены по координатам конечных точек. Вертикальные углы измеряются теодолитами (электронными тахеометрами). При работе с высокоточными теодолитами измеряют не углы наклона линий, а зенитные расстояния.

Метод тригонометрического нивелирования позволяет определять с одной установки прибора превышения между точками, расположенными на значительном, исчисляемом километрами и десятками километров расстоянии друг от друга. Метод является намного производительнее и экономичнее геометрического. Однако по точности получаемых результатов он существенно уступает методу геометрического нивелирования.

Наиболее слабым местом данного метода является слишком большое влияние вертикальной рефракции, а также незнание уклонений отвесных линий на нивелируемых пунктах.

Под рефракцией света понимают искривление светового луча в среде по причине неодинаковой плотности и, следовательно, различного показателя преломления среды на разных её участках.

В зависимости от взаимного расположения наблюдаемой точки и точки приёма изображения различают несколько видов рефракции: астрономическую, спутниковую и земную. Наблюдаемая цель при этом может находиться соответственно в космосе, околоземном пространстве и на земной поверхности.

Атмосфера Земли – оптически неоднородная среда. Поэтому световой луч проходит путь от точки A к точке B не по прямой AB , а по сложной кривой двоякой кривизны оптически кратчайшим путём AmB (рис. 2.11). Наблюдатель, находясь в точке A , видит изображение точки B не по направлению AB , а по касательной AB' к последнему элементу световой кривой в точке A .

Мерой рефракции при угловых измерениях является угол ρ между касательной AB' к лучу в начальной его точке и хордой AB , соединяющей конечные точки луча. Проекцию этого угла на вертикальную плоскость, проходящую через конечные точки луча AmB , называют углом вертикальной рефракции, а проекцию его на горизонтальную плоскость – углом боковой рефракции. Угол вертикальной рефракции обычно обозначают r , а боковой – δ .

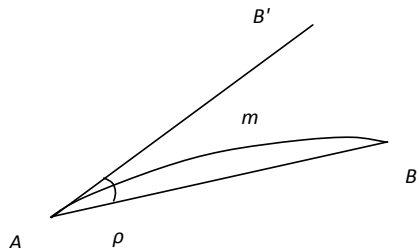


Рис. 2.11. Угол рефракции света

Вертикальная рефракция значительно превосходит боковую, иногда на порядки и более. Так, боковая рефракция практически никогда не превышает $10''$, в то время как вертикальная может достигать $2 - 3'$ и более. Это обстоятельство осложняет точное измерение вертикальных и горизонтальных направлений и служит препятствием на пути повышения точности тригонометрического нивелирования.

В зависимости от набора измеряемых элементов тригонометрическое нивелирование подразделяют на *одностороннее* и *двустороннее*. При одностороннем нивелировании зенитное расстояние измеряют только на одном конце нивелируемой линии либо в точке A , либо в точке B , а при двустороннем – на обоих конечных пунктах.

Влияние рефракции тем значительнее, чем больше расстояние между пунктами. Наши рассуждения и выкладки будут касаться коротких сторон, порядка 5 км.

Пусть A и B (рис. 2.12) – центры геодезических пунктов, расположенных на высоте $H_1 = aA$ и $H_2 = bB$ над некоторой уровенной поверхностью ab , принятой за начало счёта высот. Как видно из рисунка,

$$H_B = H_A + h \cdot \quad (2.30)$$

Величина h есть превышение точки B над точкой A , и, чтобы её найти, измерены расстояние S и угол наклона линии v . Для этого в точке A установлен электронный тахеометр, а в точке B – отражатель. Высота отражателя V , а высота тахеометра i .

Вследствие влияния кривизны земли горизонтальная плоскость, относительно которой измеряется угол наклона в точке A , займёт положение IB' , а отрезок q на отвесной линии в точке B есть результат влияния кривизны земли на измеряемые превышения.

Под влиянием земной рефракции визирный луч, направленный на изображение отражателя, пойдёт по рефракционной кривой IB'' , и наблюдатель будет видеть отражатель смещённым в положение B^* . Отрезок $B''B^* = r$ называется поправкой за рефракцию.

Из рис. 2.12 видно, что

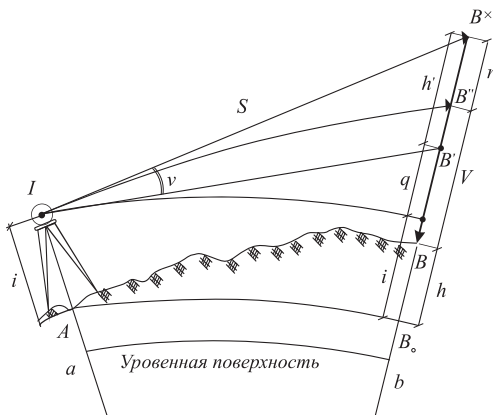


Рис. 2.12. Схема тригонометрического нивелирования

$$h + V + r = h' + q + i, \quad (2.31)$$

откуда находим

$$h = h' + (i - V) + (q - r). \quad (2.32)$$

В последнем выражении значение h' определится из треугольника $IB'B^x$, для чего названный треугольник следует рассматривать как прямоугольный, что в реальности вполне соответствует действительности, поэтому $h' = S \cdot \sin v$.

Величину q можно найти, обратившись к рис. 2.13, а именно:

$$(R + q)^2 = R^2 + S^2, \quad (2.33)$$

откуда $q = \frac{S^2}{2R + q}$ и, по малости q по сравнению с $2R$ окончательно получим

$$q = \frac{S^2}{2R}. \quad (2.34)$$

Относительно поправки за рефракцию r следует сказать, что она определяется углом вертикальной рефракции, который с некоторым приближением может быть представлен в виде

$$r = \frac{C}{2} k = \frac{S^2}{2R} k, \quad (2.35)$$

где C – центральный угол между отвесными линиями в точках A и B ; k – коэффициент земного преломления, под которым понимают отношение радиуса R земного эллипсоида к радиусу кривизны R_1 визирного луча. При этом предполагается, что траектория луча в вертикальной плоскости представляет собой дугу окружности, что не всегда обосновано, а совместное влияние кривизны земли и вертикальной рефракции представляются выражением

$$q - r = \frac{S^2}{2R} (1 - k). \quad (2.36)$$

Коэффициент земной рефракции k чаще всего принимают равным 0,14, что формулу (2.36) приведёт к виду

$$q - r = 0,43 \frac{S^2}{R}. \quad (2.37)$$

Предположим, что выполняется одностороннее тригонометрическое нивелирование, т. е. угол наклона линии к горизонту v и расстояние S измеряются только на пункте A . Тогда разность высот, иначе превышение h между точками A и B определится из выражения

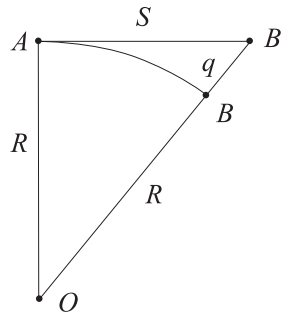


Рис. 2.13. Влияние кривизны земли на высоты точек

$$h = S \sin v + (i - V) + 0,43 \frac{S^2}{R}. \quad (2.38)$$

Понятно, что формула (2.38) получена при некоторых допущениях и упрощениях. В частности не принято во внимание влияние уклонений отвесных линий. Это влияние учитывается введением поправки за уклонение отвесной линии в точке A при проектировании результатов измерений на поверхность референц-эллипсоида.

Поправка за уклонение отвесных линий может быть значительной. Так, если составляющая уклонения отвеса будет иметь значения $5''$ или $15''$, то поправка за уклонение отвесной линии составит на расстоянии 5 км соответственно 0,12 м и 0,36 м.

Поправки за кривизну земли и рефракцию достаточно заметно влияют на конечный результат нивелирования. Так, поправка за кривизну Земли составляет 0,71 м для расстояний в 3 км, а для расстояний 5 км уже 1,96 м.

Коэффициент земного преломления k и, следовательно, поправка за рефракцию зависит от многих факторов, в том числе от состояния атмосферы, высоты луча над подстилающей поверхностью, характера самой подстилающей поверхности и пр. Летом в Подмосковье коэффициент k равен приблизительно 0,13, а в периоды утренней и вечерней изотермии воздуха (периоды спокойных изображений) его среднее значение равно примерно 0,22. Для этих значений коэффициента поправка за рефракцию составит 0,25 м и 0,42 м соответственно на расстояниях в 5 км.

Естественно, при точных работах одинаково тщательно следует определять и учитывать как влияние кривизны Земли, рефракции, так и уклонений отвесных линий.

В повседневной практике топографических и инженерно-геодезических работ используются высоты точек, определяемых относительно поверхности квазигеоида. Это нормальные высоты. Для того, чтобы перейти от нормальных высот к геодезическим в формуле (2.38) необходимо учесть разность высот квазигеоида между точками A и B .

Вывод формулы для *двухстороннего* тригонометрического нивелирования осуществляется тем же путём, что и для *одностороннего* нивелирования. С подробным выводом формулы можно ознакомиться, например в [43].

Прямые и обратные превышения, вычисленные по формулам одностороннего нивелирования, обычно различаются между собой по абсолютной величине. Эти различия объясняются в первую очередь неучтённым влиянием уклонений отвеса и остаточным влиянием рефракции, связанным с неточностью принятого коэффициента земного преломления. Эти различия даже на расстояниях 1-2 км могут составить 0,3 – 0,5 м.

При *двухстороннем* тригонометрическом нивелировании влияние рефракции значительно меньше, чем при *одностороннем* нивелировании. Поэтому для получения более надёжных значений превышений и с возможно большей точностью в геодезическом производстве применяют *двухстороннее* тригонометрическое

нивелирование. Более того, взаимнообратные зенитные расстояния измеряют либо одновременно, либо в такие часы, когда разности углов рефракции наиболее стабильны и стремятся к минимуму.

Наибольшая стабильность углов рефракции и их разностей при разной погоде и в разные дни отмечается в периоды утренней и вечерней изотермии воздуха, когда колебания изображений визирных целей становятся наименьшими, а видимость наилучшей.

2.8. Проектирование и оценка проектов высотных сетей

При проектировании нивелирные ходы стремятся располагать по шоссе или грунтовым просёлочным дорогам, избегая участков местности с большими уклонами, болотами и торфяниками.

На территориях городов нивелирные трассы намечают вдоль улиц с небольшим движением транспорта и пешеходов.

На территориях гидроузлов сеть знаков высотного обоснования проектируют с таким расчётом, чтобы исходные пункты в виде кустов реперов располагались в стабильных грунтах. Эти реперы используют для контроля рабочих реперов при наблюдениях за осадками и деформациями конструкций гидроузла, а также для передачи высот на монтируемые элементы сооружения.

Пункты высотного обоснования закрепляются нивелирными знаками (грунтовыми реперами и стенными реперами и марками), конструкции которых рассмотрены выше. Нивелирные знаки должны отвечать следующим основным требованиям:

- обеспечивать стабильность рабочей части знака в течение установленного времени;
- иметь конструкцию, обеспечивающую длительную сохранность знака;
- конструкция знака должна быть простой в изготовлении и надёжной в исполнении.

На территории городов нивелирные знаки закладываются в стены зданий и сооружений, построенных не менее чем за два года до закладки знака. Марки закладываются на высоте 1,5 – 1,7 м, а реперы на высоте 0,3 – 0,6 м над поверхностью земли.

При закладке стальных знаков следует избегать зданий и сооружений, расположенных вблизи железнодорожных путей, а также имеющих в своих помещениях работающие станки и другое вибрирующее оборудование. В стены одного здания не рекомендуется закладывать более одного знака.

Грунтовые реперы закладываются только при отсутствии капитальных зданий и сооружений в местах выхода коренных пород и на участках глубокого залегания грунтовых вод.

В практике строительства весьма эффективными оказались геодезические знаки в виде свай. Свайные реперы достаточно надёжны, просты в изготовлении и экономичны.

В местах наблюдения за осадками ответственных и крупных инженерных сооружений закладываются фундаментальные реперы.

Проекты высотных сетей составляют, руководствуясь требованиями действующих инструкций в отношении предельных длин ходов и плотности пунктов. Поэтому в большинстве случаев при построении высотного геодезического обоснования для топографических съёмок в крупных масштабах и разбивочных работ массового гражданско-жилищного и промышленно-заводского строительства необходимость в оценке качества проектов высотных сетей не возникает.

Практикой показано, что нивелирование IV класса в качестве высотного обоснования или будучи сетью сгущения нивелировок более высокого класса, вполне удовлетворяет по точности требованиям топографических съёмок самых крупных масштабов при любой высоте сечения рельефа.

Если рассматривать высотное геодезическое обоснование для целей производства разбивочных работ при высотном строительстве, монтаже прецизионного технологического оборудования или для наблюдений за осадками крупных и уникальных инженерных сооружений, то нивелирование в этих случаях производят с отступлениями от требований общеобязательных инструкций в сторону обеспечения более высокой точности результатов измерений. В таких случаях возникает необходимость в оценке качества проектов нивелирных сетей. В некоторых случаях геодезической практики является вполне достаточным подсчёт средних квадратических ошибок определяемых высот узловых точек сети или ошибки слабой точки нивелирного хода. Однако в некоторых случаях представляет интерес также ожидаемая точность определения отметок точек, расположенных в ходах между узловыми точками.

На локальных ограниченных территориях специальные сети высотного обоснования проектируются, как правило, одного класса.

Нивелирные сети I и II классов практически не используются для обеспечения разбивочных работ на объектах строительства, они имеют специальное назначение и создаются для производства высокоточных работ, таких как строительство метрополитенов, крупных мостовых переходов и водопроводов, а также для наблюдения за осадками и деформациями инженерных сооружений.

Характерной особенностью инженерно-геодезического нивелирования II-IV классов является уменьшение длин ходов и расстояний между реперами. При этом сохраняется методика государственного нивелирования для каждого класса (см. «Инструкция по нивелированию I, II, III и IV классов. ГУГК при СМ СССР» - М., «Недра» 1990, с. 167).

Кроме нивелирования II-IV классов в инженерно-геодезической практике широко используется **техническое нивелирование**.

Сети технического нивелирования прокладываются в виде отдельных ходов, систем ходов и полигонов с узловыми точками. Каждый нивелирный ход опирается своими концами на реперы высших классов или на узловые точки. В особых случаях могут проектироваться «висячие» ходы, которые, при этом, прокладываются в прямом и обратном направлениях.

Техническое нивелирование выполняется методами геометрического или тригонометрического нивелирования с использованием, соответственно, нивелиров технической точности или электронных тахеометров.

Тригонометрическое нивелирование электронными тахеометрами может выполняться по разным схемам:

- одностороннее нивелирование, когда измеряют одно расстояние и один угол наклона (зенитное расстояние) с одного конца линии;
- двустороннее, когда одновременно измеряют эти же элементы в конечных точках линии;
- нивелирование из середины, когда электронный тахеометр для производства измерений устанавливается в середине между точками.

В зависимости от типа электронного тахеометра и начальных установок измеряются или углы наклона ν , или зенитные расстояния z .

Теоретические расчёты и опыт работы показали, что с помощью тригонометрического нивелирования короткими лучами и соответствующей методике выполнения работ можно получить результаты, по точности близкие и даже превосходящие нивелирование III класса.

Оценка проектов геодезических сетей, в частности высотных сетей, может быть выполнена в программной среде *CREDO* или с использованием другой компьютерной программы, предназначенной для обработки результатов геодезических измерений. Исходными данными для такой оценки могут явиться длины ходов или количество установок нивелира (станций) между реперами и узловыми точками, а также погрешность измерения превышения на станции или средняя квадратическая ошибка нивелирования на 1 км хода в зависимости от класса нивелирования.

Оценка точности проектов является составной частью проектирования, и для высотных сетей несколько облегчается тем, что для инженерно-геодезических работ высотные сети проектируются одного класса, локальными и на сравнительно небольшой территории. Если запроектированная высотная сеть имеет две ступени, то оценку точности выполняют отдельно для каждой ступени.

Оценка точности может быть выполнена разными способами в зависимости от конкретных требований к проекту. В процессе оценки точности находят ожидаемые средние квадратические ошибки положения реперов в наиболее слабом месте, узловых точек или реперов, от которых в будущем будут выполняться специальные работы.

Оценку точности начинают с уточнения схемы сети на местности. Далее, пользуясь техническими характеристиками запроектированной нивелирной сети, подсчитывают ожидаемые средние квадратические ошибки и веса превышений в отдельных ходах между исходными и узловыми реперами, между узловыми реперами и реперами, подлежащими оценке.

Вычисления ошибок производят по формуле

$$m_h^2 = \eta^2 L + \sigma^2 L^2, \quad (2.39)$$

где η – средняя квадратическая случайная ошибка нивелирования на 1 км хода; σ – средняя квадратическая систематическая ошибка на 1 км хода; L – длина хода в км.

В соответствии с инструкцией по нивелированию средние квадратические случайные ошибки на 1 км хода (значения коэффициента η) для классов ниве-

лирования соответственно принимаются равными 0,8 мм, 2,0 мм, 5,0 мм и 10 мм. Средние квадратические систематические ошибки на 1 км хода указаны для I и II классов соответственно 0,08 мм и 0,20 мм.

Формулой (2.39) используются для оценки точности нивелирных сетей высших классов. Для оценки точности сетей III и IV классов достаточно пользоваться первым членом формулы (2.39). Поскольку σ по сравнению с η является величиной малой, то для сетей III и IV классов можно записать:

$$m_h = \eta\sqrt{L}. \quad (2.40)$$

Вес превышений по ходу L определяется формулой:

$$P = \frac{c}{m_h^2}, \quad (2.41)$$

где c – коэффициент, который целесообразно принимать таким, чтобы вес приблизительно равнялся единице.

Предельные невязки на километр хода принимают в 2, а для ответственных работ в 2,5 раз больше, чем средние квадратические ошибки.

Оценку точности проектов высотных инженерно-геодезических сетей выполняют теми же методами, что и плановых сетей, а именно: коррелятным, параметрическим, последовательных приближений или эквивалентной замены.

На рисунке 2.14 изображена нивелирная сеть из семи ходов с узловыми точками и исходным репером. Рассмотрим вкратце порядок вычислений при оценке точности такой сети методом последовательных приближений.

На первом этапе, задавшись классом нивелирования, вычисляют по формулам (2.40) и (2.41) средние квадратические ошибки превышений по каждому ходу и их веса. Затем вычисляют веса узловых точек и их средние квадратические ошибки по формулам

$$P_i = \sum P_{ik}; \quad m_i^2 = \frac{c}{P_i}. \quad (2.42)$$

После этого приступают непосредственно к приближениям. В каждом последующем приближении в ходах, идущих от узловых точек, учитывают ошибки этих точек, полученные в предыдущем приближении. Во всех приближениях ошибки исходных реперов принимают равными нулю. Приближения производят до тех пор, пока для одной и той же узловой точки в двух последних приближениях получают практически одинаковые значения средних квадратических ошибок. Так, после вычислений по формулам (2.40), (2.41) и (2.42) находят средние квадратические ошибки всех четырёх узловых точек m_1 , m_2 , m_3 и m_4 .

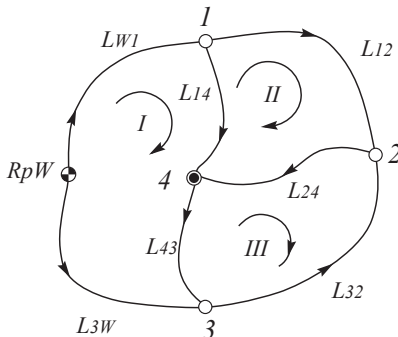


Рис. 2.14. Оценка проекта высотной сети

Чтобы учесть влияние ошибок исходных данных на ошибки узловых точек, вычисляют их среднее значение для каждой узловой точки и общую ошибку. Для первой точки ошибками исходных данных будут ошибки точек W , 4 и 2. Ошибка точки W как исходного репера принимается равной нулю $m_w=0$.

Итак, влияние ошибок исходных данных на ошибку первой узловой точки найдётся из выражения:

$$M_1^2 = \frac{m_w^2 + m_4^2 + m_2^2}{3},$$

а с учётом ошибки самой точки получим общую ошибку первой узловой точки из первого приближения

$$M_{1\text{ общ}}^2 = M_1^2 + m_1^2. \quad (2.43)$$

Такие вычисления, составляющие первое приближение, производят для каждой узловой точки. Вычисления во втором приближении выполняют с учётом новых значений ошибок узловых точек и продолжают до совпадения их значений в двух последующих приближениях.

2.9. Уравнивание нивелирных сетей

По завершении полевых работ исполнитель приводит материалы по исследованию нивелира и реек и по нивелирным ходам в соответствие с требованиями «Инструкции по нивелированию I, II, III и IV классов. ГУГК при СМ СССР» - М., «Недра» 1990, с. 167», вычерчиваются схемы ходов, составляются ведомости превышений и отчёт о выполненной работе.

В больших городах в качестве основы может служить нивелирная сеть II класса, которая привязывается к государственной нивелирной сети и последовательно сгущается сетями и ходами низших ступеней. Уравнивание таких сетей производится раздельно по классам нивелировок по способу наименьших квадратов. Для небольших городов и строительных площадок в зависимости от их площади используют классы нивелирования в соответствии с рекомендациями таблицы 2.6 настоящего раздела.

Уравнивательные вычисления выполняют компьютерными программами, выбор которых зависит от их наличия, предпочтений и уровня подготовки персонала данной организации. Однако при отсутствии по каким-либо причинам соответствующего программного обеспечения, а также в познавательных целях простые сети могут быть уравнины несложными методами узлов, эквивалентной замены или способом последовательных приближений. Отмеченные способы приводят к одинаковым результатам, и поэтому применение одного из них обусловлено либо формой сети, либо предпочтениями вычислителя.

Рассмотрим в качестве примера механизм уравнивания простой сети III класса с одной узловой точкой.

На рис. 2.15 приведена схема ходов, сходящихся в точке D и берущих начало в точках высшего класса A , B и C с известными высотами.

Отметку точки D (H_D) можно получить независимо три раза по результатам нивелирования по ходам 1, 2 и 3. Обозначим эти отметки соответственно через H_1 , H_2 и H_3 .

Если длины ходов равны соответственно L_1 , L_2 и L_3 , то веса полученных отметок будут соответственно

$$p_1 = \frac{1}{L_1}; \quad p_2 = \frac{1}{L_2} \quad \text{и} \quad p_3 = \frac{1}{L_3}.$$

В соответствии с формулой общей арифметической середины, получим

$$H_D = \frac{p_1 H_1 + p_2 H_2 + p_3 H_3}{p_1 + p_2 + p_3} = \frac{[pH]}{[p]}. \quad (2.44)$$

Вычисления по этой формуле довольно утомительны, так как приходится выполнять умножения больших чисел, поэтому эту формулу несколько преобразовывают.

$$\begin{aligned} H_1 &= H_0 + \Delta_1, \\ H_2 &= H_0 + \Delta_2, \\ H_3 &= H_0 + \Delta_3, \end{aligned} \quad (2.45)$$

где H_0 – близкое к H_D приближённое его значение. Подставляя это значение в (2.44), после некоторых преобразований получим

$$H_D = H_0 + \frac{\Delta_1 p_1 + \Delta_2 p_2 + \Delta_3 p_3}{p_1 + p_2 + p_3} = H_0 + \frac{[p\Delta]}{[p]}. \quad (2.46)$$

Среднюю квадратическую ошибку единицы веса μ вычисляют по формуле

$$\mu = \pm \sqrt{\frac{[pV^2]}{k-m}}, \quad (2.47)$$

где k – число ходов, m – число узлов, а V – разность между вычисленной приближённой отметкой узловой точки и её уравненным значением, иначе – остаточные отклонения, т.е.

$$\begin{aligned} V_1 &= H_D - H_1, \\ V_2 &= H_D - H_2, \\ V_3 &= H_D - H_3, \end{aligned} \quad (2.48)$$

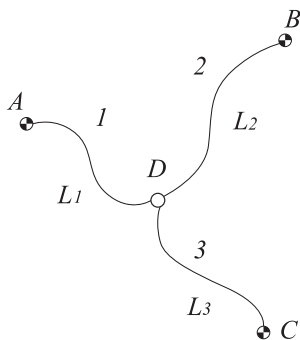


Рис. 2.15. Оценка проекта высотной сети

Средняя квадратическая ошибка M_D уравненного значения высоты узловой точки будет

$$M_D = \frac{\mu}{\sqrt{[P]}}. \quad (2.49)$$

Уравнивание начинают с составления ведомости превышений по ходам, таблица 2.8.

Таблица 2.8. Ведомость превышений

Ход	Длина хода в км	Число штативов	Сумма $[h]$ превышений	Высота исход- ного репера
$RpA - RpD$	3,7	42	+2,841	134,741 м
$RpB - RpD$	2,2	20	- 2,247	139,834 м
$RpC - RpD$	1,7	12	+6,070	131,520 м

Зная высоты исходных реперов и превышения по ходам, вычисляют высоту узловой точки, H_D

$$H1 = RpA + [h]1 = 134,741 + 2,841 = 137,582 \text{ м},$$

$$H2 = RpB + [h]2 = 139,834 - 2,247 = 137,587 \text{ м},$$

$$H3 = RpC + [h]3 = 131,520 + 6,070 = 137,590 \text{ м}.$$

Примем величину k , равную числу штативов в самом длинном ходе, т. е. $k = 42$, тогда веса нивелирных ходов будут

$$p_1 = 42/42 = 1,0,$$

$$p_2 = 42/20 = 2,1$$

$$p_3 = 42/12 = 3,5.$$

Принимая за приближённое значение отметки узловой точки $H_0 = 137,582$ м по формуле (2.46) найдём средневесовое её значение

$$HD = 137,582 + (0 \times 1,0 + 5 \times 2,1 + 8 \times 3,5)/6,6 = 137,52 + 38,5/6,6 = 137,5878 \text{ м}.$$

Все необходимые вычисления размещены в таблице 2.9.

2.10. Системы счёта высот

Высоты точек земной поверхности определяют рельеф, который отображается на топографических картах. Кроме того, точное знание разностей высот отдельных точек земной поверхности совершенно необходимо для проектирования и строительства инженерных сооружений, для различных расчётов, в которых необходимо учитывать положение точек в пространстве.

Высота точки земной поверхности H – одна из координат, определяющих положение точки относительно исходной отсчётной поверхности. Геодезиче-

Таблица 2.9

№ хода	Отметка исходного репера	Превышения по ходам, м	Высота узловых точки, м	Количество штативов n_i	Длина хода в км	$r_i = \frac{42}{n_i}$	Δ мм	$p\Delta$ мм	v	pv	pv ²
1	134,741	+2,841	137,582	42	3,7	1,0	0	0	+5,7	+5,7	32,49
2	139,834	-2,247	137,587	20	2,2	2,1	+5	10,5	+0,7	+1,47	1,03
3	131,520	+6,070	137,590	12	1,7	3,5	+8	28,0	-2,3	-8,05	18,52
			Σ	74	7,6	6,6		38,5		-0,88	52,04

$H_0 = 137,582$ м.

Окончательная отметка репера D будет $H_D = 137,582 + (38,5)/6,6 = 137,5878$ м.

СКП единицы веса $\mu = \sqrt{(52,04/2)} = \sqrt{26,02} = 5,1$ мм.

СКП уравниваемой отметки $M_D = 5,1/\sqrt{6,6} = 2,0$ мм.

ские высоты отсчитываются от поверхности референц-эллипсоида и определяются как расстояние от точки M до эллипсоида по нормали к нему (рис. 2.16).

Непосредственно измерить это расстояние не представляется возможным. Из непосредственных измерений (из нивелирования) получают разности высот точек как разность отсчётов по рейкам, иначе это – превышения. Измеренные превышения, таким образом, определяются при помощи горизонтального визирного луча, т. е. относительно плоскости, касательной к уровенной поверхности, проходящей через горизонт прибора. Ясно, что вычисленные высоты точек из нивелирования как сумма элементарных превышений относительно исходной точки не являются геодезическими высотами, поскольку отсчитываются от уровенной поверхности геоида, поверхности, не имеющей математического определения.

Вследствие того, что уровенные поверхности различных точек Земли не параллельны между собой, то высота точки, найденная из геометрического нивелирования, будет зависеть от пути нивелирования, что недопустимо в точных высотных определениях на значительной территории.

Непараллельность уровенных поверхностей обусловлена неравномерностью распределения масс земной коры и суточным вращением Земли. В зависимости от принципа учёта непараллельности уровенных поверхностей различают *нормальные, ортометрические и динамические* высоты.

В РФ для вычисления высот пунктов нивелирных сетей принята нормальная система счёта высот. Нормальные высоты отсчитываются по направлениям отвесных линий от вспомогательной поверхности, поверхности *квазигеоида*. Поверхность квазигеоида близка к поверхности геоида и в открытых морях и океанах эти поверхности совпадают.

Таким образом, при вычислении высот точек приходится иметь дело с двумя отсчётными поверхностями.

1) Поверхность референц-эллипсоида для вычисления геодезических высот H , определяющих расстояние от точки земной поверхности до поверхности относительно по нормали к ней.

2) Поверхность квазигеоида для вычисления нормальных высот, используемых в практических расчётах и отражаемых на планах и картах при изображении рельефа местности.

Связь между этими двумя поверхностями осуществляется посредством так называемой *аномалии высоты ζ* (рис. 2.16) – расстояния между поверхностями эллипсоида и квазигеоида в данной точке. Значение аномалии высоты однознач-

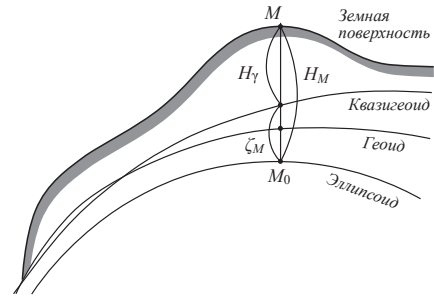


Рис. 2.16. Высоты точки: геодезическая H_M , нормальная H^γ

но определяется из астрономо-гравиметрического нивелирования, основанного на совместном использовании результатов астрономо-геодезических и гравиметрических измерений.

Нормальные высоты вычисляются по результатам непосредственных измерений превышений из нивелирования по формуле [24].

$$H_M^{\gamma} = \int_{\text{ом}} g dh / \gamma_m^M, \quad (2.50)$$

где g – значение силы тяжести в пунктах нивелирного хода; dh – элементарные превышения; γ_m^M – нормальная сила тяжести, вычисляемая по нормальной формуле как функция широты места. Зная значение нормальной высоты, а также аномалии высоты, находят геодезические высоты:

$$H_M = H_M^{\gamma} + \zeta. \quad (2.51)$$

Из сказанного выше следует, что нормальные высоты зависят от широты места. Это означает, что две точки с разными широтами, но расположенные на одной уровенной поверхности (к примеру, на глади озера, вытянутой вдоль меридиана) в системе счёта нормальных высот будут иметь различные отметки. Эта разность может достигать значительных величин, существенно превышающих ошибки измерения превышений. Так, нормальные высоты северной и южной точек водной поверхности озера Байкал различаются на величину 16,5 см при ошибке измерений 2,5 см.

Естественно, при производстве высокоточных разбивочных работ эти искажения должны быть приняты во внимание.

С тем, чтобы исключить влияние искажений высот, вызванных системой счёта нормальных высот, при высокоточных высотных разбивках на объектах, вытянутых на значительном протяжении в направлении с юга на север, целесообразно пользоваться системой динамических высот. В системе динамических высот две уровенные поверхности во всех своих точках равно удалены одна от другой. Это имеет особое значение при гидротехническом строительстве.

Основная формула для вычисления динамических высот имеет вид [24]:

$$H_M^{\text{дин}} = \int_{\text{ом}} g dh / \gamma_{45^\circ}. \quad (2.52)$$

Здесь γ_{45° – нормальное ускорение силы тяжести для широты 45° .

Динамические высоты значительно отличаются от нормальных по мере удаления от параллели 45° . Эти различия могут достигать 10-15 м и более. Для уменьшения этого различия динамические высоты вычисляют для некоторой средней широты района работ.

2.11. Приборы для геометрического нивелирования

Геометрическое нивелирование выполняется комплектом оборудования, состоящим из нивелира, установленного на штативе, и пары реек. Естественно, основной частью комплекта является нивелир.

Конструкция прибора постоянно изменяется и совершенствуется. В настоящее время самыми распространенными являются автоматические оптические нивелиры – приборы, имеющие специальный конструктивный узел, который называется компенсатором. Компенсатор служит для автоматического поддержания визирной оси нивелира в горизонтальном (рабочем) положении.

Такой подход значительно повышает надежность получаемых результатов, облегчает труд исполнителей и экономит рабочее время. Развитие современных технологий привело к созданию новых видов приборов: электронных (цифровых) и лазерных нивелиров.

Цифровые нивелиры применяются со специальными штрих-кодowymi рейками, используя которые, можно измерять не только превышение, но и расстояние между точками, а также горизонтальные углы. Цифровые нивелиры не только повышают точность и скорость работы, но и исключают одну из основных ошибок нивелирования – ошибку наблюдателя.

Оптические и цифровые нивелиры, как правило, предназначены для использования специально подготовленными исполнителями, представляющими суть процесса и имеющими определенные профессиональные навыки.

Лазерные нивелиры, напротив, созданы для того, чтобы ими мог пользоваться любой человек для решения самых различных задач. Уровень автоматизации и наглядность работы лазерных нивелиров, таковы, что их использование в большинстве случаев не требует специальной подготовки. Наибольшее распространение лазерные нивелиры приобрели в строительстве при монтажных и отделочных работах, заменив привычные уровни, бечевки и т.п.

Существует большое количество различных моделей лазерных нивелиров, отличающихся по конструкции, по назначению и точности работы.

Электронные или цифровые нивелиры – это современные многофункциональные геодезические приборы, совмещающие функции высокоточного оптического нивелира, электронного запоминающего устройства и встроенного программного обеспечения для обработки полученных измерений.

Основная отличительная особенность электронных нивелиров – это встроенное электронное устройство для снятия отсчета по специальной рейке с высокой точностью. Применение электронных нивелиров позволяет исключить личные ошибки исполнителя и ускорить процесс измерений. Достаточно навести прибор на рейку, сфокусировать изображение и нажать на кнопку. Прибор выполнит измерение, отобразит на экране полученное значение и расстояние до рейки. Цифровые технологии позволяют значительно расширить возможности нивелиров и области их применения.

Оптические нивелиры в РФ по «ГОСТ 10528-90 Нивелиры. Общие технические условия» подразделяются на три группы: высокоточные, точные и техни-

ческие. По названию групп видно, что основная характеристика для разделения оптических нивелиров на группы – точность. Точность оптического нивелира определяется средней квадратической погрешностью измерения превышения на 1 км двойного хода. В таблице 2.10 приведены основные технические параметры нивелиров отечественной классификации. Значение погрешностей выражены в миллиметрах.

Высокоточные и точные оптические нивелиры (согласно ГОСТ) могут изготавливаться в двух исполнениях: с цилиндрическим уровнем при зрительной трубе и с компенсатором; технические оптические нивелиры изготавливаются с компенсатором. В настоящий момент практически все точные оптические нивелиры имеют компенсатор.

Таблица 2.10. Основные технические параметры нивелиров

Группа нивелиров, параметры	Высокоточные	Точные	Технические
Средняя квадратическая погрешность измерения превышения на 1 км двойного хода, мм (с компенсатором)	0,3	2,0	5,0
То же с уровнем (мм)	0,5	3,0	
Увеличение зрительной трубы, крат, не менее	40	30	20

Точные и технические оптические нивелиры изготавливаются со зрительной трубой прямого изображения. Высокоточные нивелиры могут иметь трубы как прямого, так обратного изображения.

Следует заметить, что требования, приведенные выше, используются при разработке отечественных нивелиров и действуют только на территории России. Однако, используя данные таблицы 2.10 и зная технические характеристики нивелира, произведенного за рубежом, можно определить к какой группе приборов он относится (в российской классификации). При выборе оптического нивелира для того или иного вида работ исполнитель руководствуется, как правило, требованиями "Инструкции по нивелированию I, II, III и IV классов", основные из этих требований приведены в таблице 2.10.

Приведём несколько примеров различной классификации зарубежной техники, представленной на отечественном рынке.

Нивелир цифровой с компенсатором *SDL1X*. Сделан в Японии. Увеличение зрительной трубы 32^x. Средняя квадратическая погрешность на 1 км двойного хода равна 0,2 мм, память 10000 точек. Прибор снабжён аккумулятором, зарядным устройством и пультом дистанционного управления.

Понятно, что этот прибор следует отнести к классу высокоточных.

Нивелир цифровой с компенсатором *SDL30* сделан в Японии. Увеличение зрительной трубы 30^x. Средняя квадратическая погрешность на 1 км двойного хода равна 0,6 мм, память 2000 точек. Прибор снабжён аккумулятором и зарядным устройством. Этот прибор следует отнести к классу точных.

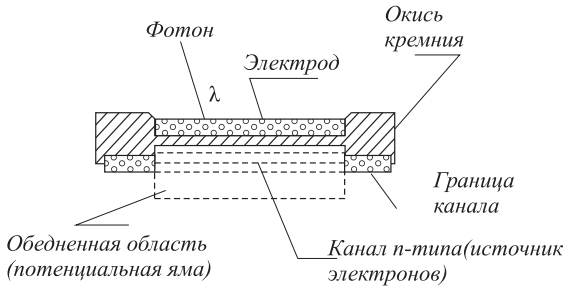


Рис. 2.17. Элемент ПЗС-матрицы

Наибольшая степень автоматизации геометрического нивелирования достигается в настоящее время при использовании цифровых нивелиров.

Цифровые нивелиры являются пассивными приборами. В качестве приёмного устройства в них использована ПЗС – матрица, т.е. прибор с зарядовой связью.

ПЗС-матрица – это фотоприёмник, который воспринимает и накапливает идущие от объекта частицы света – фотоны и преобразовывает их в электрические заряды. Считывая эти заряды, можно затем при помощи компьютера восстановить изображение объекта, спроецированное при помощи оптики на светочувствительную поверхность матрицы. ПЗС-матрица состоит из очень маленьких кремниевых детекторов света прямоугольной формы, называемых пикселями, и имеет двухмерную структуру. Каждый пиксель работает как копилка для электронов, возникающих в нём под действием фотонов, пришедших от источника света. Во время экспозиции, продолжительность которой регулируется при помощи механического затвора, каждый пиксель постепенно заполняется электронами пропорционально количеству попавшего на него света.

Принцип работы элемента (пикселя) ПЗС-матрицы демонстрирует рис. 2.17. Если световой пучок попадёт на проводник, то часть его отразится от поверхности, другая часть поглотится на определённой глубине, а третья часть пройдёт «навывлет».

Для фотоэлектрических устройств, преобразующих «фотоны в электроны», функциональной является та часть светового излучения, которая поглощается в полупроводнике, поскольку отражённая и прошедшая насквозь часть пучка не используется в такого рода преобразованиях.

Поэтому в кремниевой подложке *p* - типа создаются каналы из полупроводника *n* - типа. Сверху наносится изолирующий слой окиси кремния. Над каналами размещаются электроды из поликристаллического кремния.

При подаче электрического потенциала на электрод в обеднённой зоне под каналом *n* - типа образуется так называемая потенциальная яма, которая способна хранить электроны. После попадания фотона в слой кремния образуется электрон, который в итоге попадает в потенциальную яму, где и хранится. Чем больше фотонов попадает на поверхность (то есть чем интенсивнее световой поток, падающий на эту поверхность), тем выше накапливаемый в потенциальной яме заряд. Далее заряд (фототок) считывается и усиливается.

ПЗС-матрица состоит из множества таких элементов (пикселей) с размерами в несколько микрон.

Источником светового излучения для цифровых нивелиров является специальная штрих-кодовая рейка с нанесёнными по определённому закону штрихами. С помощью ПЗС-матрицы распознаётся кодовая маска на нивелирной рейке и проекция визирной оси зрительной трубы прибора на этой маске.

При работе с цифровыми нивелирами отсчёты по рейкам производятся автоматически и вносятся в память прибора. Результат нивелирования, т.е. превышение также высвечивается на дисплее и может накапливаться. Отсчёты по рейкам можно переписать в журнал с дисплея и вычислить превышения обычным путём.

Ниже приведены параметры некоторых цифровых нивелиров.

Цифровой нивелир TRIMBLE DiNi 0.3 (рис. 2.18) предназначен для измерения превышений с точностью 0,3 мм на 1 км двойного хода.

Trimble DiNi 0.3 это продукция фирмы *Trimble Integrated Surveying*TM.

Прибор предназначен для работы на любых объектах, где необходимо быстрое и точное измерение высот. *Trimble DiNi* может использоваться в таких задачах, как точное нивелирование плоских и наклонных поверхностей, задание требуемых уклонов и продольных профилей, слежение за деформациями и создание высотного обоснования опорных геодезических сетей.

Основные характеристики

Диапазон измерений от 1,5 до 100 м.

Диапазон рабочих температур, °С от -20 до +50.

Вес, кг 3,5.

Увеличение зрительной трубы, крат 32.

Изображение прямое.

Точность измерения превышений (на 1 км двойного хода) 0,3 мм на инварную рейку и 1,0 мм на складную рейку.

Компенсатор / диапазон работы - маятниковый с магнитным демпфером / ±15 мм.

Клавиатура – 19 клавишная алфавитно-цифровая с 4-позиционной клавишей навигации.

Дисплей графический, 240 x 160 пикселей, монохромный, с подсветкой.

Память до 30000 строк данных.

Trimble DiNi обеспечивает максимальную производительность при выполнении повседневных геодезических работ. Он имеет прочную конструкцию (с защитой от пыли и влаги по стандарту *IP55*), позволяющую использовать его в суровых полевых условиях. Подсветка экрана и круглого уровня обеспечивают работу даже в сумерках.

С нивелиром *DiNi* можно проработать три дня без подзарядки батареи. Зарядка осуществляется с помощью зарядного устройства, входящего в комплект



Рис. 2.18. Цифровой нивелир
TRIMBLE DiNi 0.3

прибора. После завершения работы вся информация может быть перенесена из инструмента в компьютер с помощью *USB* устройства памяти.

Нивелир цифровой LEICA Sprinter 200M (рис. 2.19) – новый электронный нивелир, разработанный для использования в сложных условиях на строительной площадке. Нивелир работает при низкой освещенности, в туннелях, внутри зданий и даже ночью с помощью вспышки. «Электронный глаз» исключает ошибки отсчетов и записи при нивелировании на стройплощадке. Прибор снабжен простой клавиатурой и большим дисплеем. Простой пользовательский интерфейс и встроенный датчик предупреждения при недопустимом отклонении нивелира от горизонта.

Встроенные программы для вычисления превышений на станции, приведенных к горизонту расстояний, уравнивания, режим непрерывных измерений и другие функции делают этот нивелир эффективным средством измерений.

Технические данные SPRINTER 200/200M.

Точность измерения превышений с алюминиевой рейкой оценивается средней квадратической ошибкой 1,5 мм на 1 км двойного хода.

Точность измерения расстояний с алюминиевой рейкой оценивается средней квадратической ошибкой 10 мм для $D < 10$ м и $(D \text{ в м} \times 0.001)$ для $D > 10$ м.

Диапазон электронных измерений 2 м – 80 м.

Время единичного измерения < 3 сек.

Измерения могут быть выполнены как в единичном режиме, так и в режиме слежения.

Компенсатор с магнитным демпфированием и рабочим диапазоном $\pm 10'$.

Точность установки компенсатора 0,8".

Результаты измерений могут быть зарегистрированы во встроенную память и сохранены.

Влаго- и пылезащищенность IP55.

Питание осуществляется от четырех элементов AA, 4x LR6/AA/AM3, 1.5V. Вес < 2,5 кг.



Рис. 2.19. Нивелир цифровой LEICA Sprinter 200M

3. СВЕДЕНИЯ О СПУТНИКОВЫХ МЕТОДАХ ИЗМЕРЕНИЙ В ГЕОДЕЗИИ

3.1. Системы координат в спутниковой геодезии

При написании раздела были использованы источники [3, 9, 10, 11, 29].

Непосредственно измеряемыми величинами в геодезии являются длины линий или расстояния, угловые величины – вертикальные углы (зенитные расстояния) и горизонтальные углы между направлениями. Кроме того в геодезии измеряют время и ускорение силы тяжести.

Конечным результатом геодезических измерений являются вычисленные координаты точек земной поверхности, иначе говоря, местоположение точек (позиционирование). Следовательно, геодезические измерения служат исходным материалом для математического описания физической поверхности Земли в единой системе координат.

Результаты геодезических измерений как исходные данные для решения геодезических задач такого рода, относятся к поверхности эллипсоида, как геометрической фигуры, наилучшим образом подходящей к форме Земли. Параметры земного эллипсоида выводились многократно учеными разных стран на основании астрономо-геодезических, гравиметрических, а позднее и спутниковых данных измерений. В разных странах используют различные эллипсоиды.

Координаты, расстояния, азимуты и дирекционные углы, горизонтальные углы и горизонтальные направления, аномалии силы тяжести, отклонения отвесных линий, высоты квазигеоида над эллипсоидом составляют геодезические данные. Все геодезические данные связаны с положениями конкретных точек в пространстве и на поверхности Земли. Все геодезические данные определяются (измеряются или вычисляются) в конкретной системе координат. В геодезии используются геодезические, общеземные (геоцентрические) и референсные системы координат.

В связи с этим в практической геодезии широко используются математические системы пространственных прямоугольных координат X, Y, Z (оси абсцисс, ординат и аппликат соответственно), геодезических координат B, L, H – широта, долгота и высота (нормальная или геодезическая). Кроме того используются плоские прямоугольные координаты x, y .

Геодезические *общеземные* системы координат основываются на следующих положениях:

- начало математической системы пространственных прямоугольных координат расположено в центре масс Земли;
- ось Z параллельна направлению на Международное условное начало;
- плоскость XOZ параллельна плоскости начального астрономического меридиана.

Референциальные геодезические системы координат основаны на двух последних положениях. Начало математической системы пространственных прямоугольных координат в них не совмещают с центром масс Земли.

К общеизвестным (геоцентрическим) системам координат относятся:

- *World Geodetic System (WGS-84)* – Мировая геодезическая система координат – система геодезических параметров, разработанная в США;
- государственная геоцентрическая система координат «Параметры Земли 1990 года» (ПЗ-90) – система геодезических параметров, разработанная в Российской Федерации;
- геоцентрическая система координат «Параметры Земли 1990 года. Уточненная версия» (ПЗ-90.02) – система геодезических параметров, разработанная в Российской Федерации;

Референциальными системами являются:

- государственная система геодезических координат 1942 года (СК-42), разработанная в СССР;
- государственная система геодезических координат 1995 года (СК-95), разработанная в Российской Федерации;
- национальные системы геодезических координат иных государств (имеют свои названия).

В геодезических системах координат эллипсоиды ориентируются относительно математической системы пространственных прямоугольных координат следующим образом:

- центр эллипсоида совмещается с началом математической системы пространственных прямоугольных координат;
- малая ось эллипсоида совпадает с осью Z ;
- плоскость начального (нулевого) геодезического меридиана совпадает с плоскостью XOZ .

Геодезические данные на одном и том же эллипсоиде, но в разных системах координат выражаются разными величинами. Например, высоты квазигеоида над эллипсоидом Красовского в системах координат СК-42 и СК-95 разные.

При геодезических работах в Российской Федерации используется проекция Гаусса-Крюгера с элементами эллипсоида Красовского. Геодезические данные в проекции Гаусса-Крюгера в системах координат СК-42 и СК-95 разные. Кроме проекции Гаусса-Крюгера применяется эта же проекция с местными координатными сетками.

Применяемые в настоящее время в стране государственные системы координат установлены постановлением Правительства Российской Федерации от 28 июля 2000 г. № 568:

- система СК-95 – для использования при осуществлении геодезических и картографических работ;
- система ПЗ-90 – для использования в целях геодезического обеспечения орбитальных полетов и решения навигационных задач.

Таким образом, при спутниковых измерениях используются две системы координат, одна из которых жёстко связана с Землёй (это земная или геодезическая система координат), а другая связана с окружающим пространством (звёздная).

Движение спутников по орбитам описывается законами механики, и параметры орбиты спутника, так называемые эфемериды, определяются в небесных координатах, которые более строго соответствуют инерциальной отсчётной системе. Следовательно, между небесными координатами спутников и геодезическими координатами точек земной поверхности должна быть известна связь с достаточно высокой точностью. Кроме того, немаловажным является также и то, что спутниковые параметры являются по своей природе общеземными, в то время как наземные геодезические сети могут быть привязаны как ко всему земному шару, так и к отдельному государству или незначительному региону. Поэтому корректно установленные соотношения между глобальной спутниковой сетью и локальными геодезическими сетями имеют исключительное значение.

Эллипсоидальные (геодезические) координаты. Рассмотрим точку околоземного пространства M , лежащую вне поверхности общеземного эллипсоида. Опустим из этой точки перпендикуляр на поверхность эллипсоида и продолжим его до пересечения с экваториальной плоскостью (рис. 3.1).

Проекция точки M на поверхности эллипсоида есть точка M_1 . Тогда отрезок MM_1 есть геодезическая высота точки M . Положение точки M_1 на эллипсоиде определяется в этой системе координат двумя углами L и B . Угол B , под которым упомянутый перпендикуляр пересекает плоскость экватора, есть геодезическая широта. Она относится как к точке M , так и к точке M_1 . Геодезическая долгота L - это двугранный угол между плоскостью начального меридиана $PGEP_1$ и меридиана данной точки, т.е. PM_1KP_1 .

В качестве начального меридиана для счета долгот принят повсеместно меридиан, проходящий через Гринвичскую обсерваторию.

Широты точек, расположенных в северном полушарии, называются северными, широты точек южного полушария – южными. Точки, расположенные восточнее начального меридиана, имеют долготы, называемые восточными, точки расположенные западнее начального меридиана, имеют долготы, называемые западными.

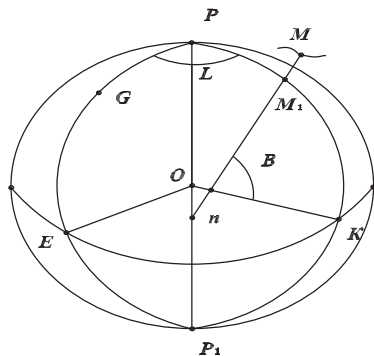


Рис. 3.1. Эллипсоидальные, или геодезические, координаты

Чтобы избежать смену направлений отсчета координат в полушариях, наряду с указанными выше применяют цифровку координат, изменяющихся по широте от -90° на Южном полюсе до $+90^\circ$ на Северном полюсе. Долготы при этом меняются от 0° до 360° : в Восточном полушарии от 0° до 180° , и далее в Западном полушарии от 180° до 360° .

При этом отпадает необходимость пояснений, в каких полушариях находится исследуемая точка.

В отличие от геодезических координат астрономические координаты относятся к уровенной поверхности и определяются астрономическими широтой и долготой.

Уровенная поверхность в свою очередь определяется отвесной линией как нормали к уровенной поверхности.

Астрономическая широта φ – угол между отвесной линией в исследуемой точке и плоскостью экватора.

Астрономическая долгота λ – двугранный угол, образованный плоскостью начального меридиана и плоскостью астрономического меридиана исследуемой точки, при этом под плоскостью астрономического меридиана понимается плоскость, проходящая через отвесную линию в этой точке и параллельная оси мира.

Система геодезических координат имеет ряд важных достоинств:

а) она едина для всей поверхности эллипсоида и, таким образом, объединяет в общей для всей земной поверхности координатной системе геодезические, съемочные и картографические материалы;

б) не требует каких-либо дополнительных и вспомогательных построений; координатные линии в этой системе (меридианы и параллели) непосредственно относятся к поверхности эллипсоида, и их использование для составления карт и объединения всех картографических и съемочных материалов в единое целое удобно даже в том случае, если территории этих съемок не представляют собой сплошного массива;

в) определяет положение нормалей к поверхности принятого референц-эллипсоида, что весьма важно и удобно при исследовании фигуры Земли, определении уклонений отвесных линий и проведении других исследований научного и практического характера.

В геодезических работах обязательно учитываются различия между геодезическими и астрономическими координатами, обусловленные влиянием выбора размеров и ориентировки референц-эллипсоида и уклонениями отвесных линий.

Астрономо-геодезическое уклонение отвесной линии (в геометрическом определении) – угол между направлениями отвесной линии и нормали к референц-эллипсоиду.

Составляющие астрономо-геодезического уклонения в плоскости меридиана ξ и в плоскости первого вертикала η определяются из сравнения геодезических B , L и астрономических φ , λ координат:

$$\begin{aligned}\xi &= \varphi - B, \\ \eta &= (\lambda - L) \cos B.\end{aligned}$$

Разность геодезического A_G и астрономического азимутов α_{ACTP} некоторого направления в данной точке определяется из выражения:

$$A_G = \alpha_{ACTP} - (\lambda - B) \sin \varphi + \frac{\eta \cos A_G - \xi \sin A_G}{\operatorname{tg} z},$$

где z – зенитное расстояние направления в данной точке.

Полное уклонение отвесной линии (в физическом определении) u – это угол между касательными к силовым линиям реального и нормального полей силы тяжести, то есть угол между направлением действительной силой тяжести g и направлением нормальной силы тяжести γ в исследуемой точке.

Составляющие уклонения отвесной линии в первом вертикале в физическом и геометрическом определении совпадают, так как силовые линии нормального поля силы тяжести – плоские кривые, лежащие в меридиональных плоскостях.

Составляющая уклонения отвесной линии в плоскости меридиана ξ (в физическом определении) – угол между касательной к силовой линии нормального поля и проекцией силовой линии реального поля силы тяжести на меридиональную плоскость.

Прямоугольные пространственные координаты X, Y, Z . За начало координат принимается центр эллипсоида O . За основную плоскость XOY принята плоскость земного экватора. Основная координатная ось OX направлена в точку пересечения плоскости нулевого меридиана и плоскости экватора. Ось OY пересекает экватор в точке K с долготой 90° . Ось OZ совпадает с осью вращения эллипсоида. Эта ось не обязательно совпадает с осью вращения Земли (рис. 3.2).

Таким образом, положение точки M пространства определяется координатами: $X = OM_1M_2$; $Y = OM_2$; $Z = MM_1$. Различают **инерциальную** и **гринвичскую**, или вращающуюся пространственные прямоугольные системы координат. В инерциальной системе ось OX направлена в точку весеннего равноденствия γ , а ось OZ совпадает с осью вращения Земли или параллельна ей и направлена на северный полюс мира. Эта система координат используется для описания движения навигационных спутников.

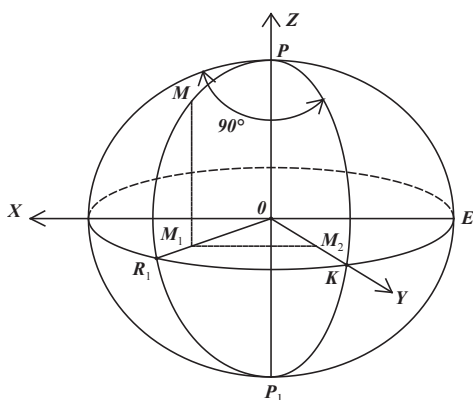


Рис. 3.2. Пространственная прямоугольная система координат

В инерциальной системе ось OX направлена в точку весеннего равноденствия γ , а ось OZ совпадает с осью вращения Земли или параллельна ей и направлена на северный полюс мира. Эта система координат используется для описания движения навигационных спутников.

В гринвичской системе ось OX направлена в точку пересечения Гринвичского меридиана с экватором, а плоскость XOZ совмещена с плоскостью Гринвичского меридиана. Ось OZ совпадает с осью вращения Земли и направлена на Международное условное начало. Ось OY дополняет систему до правой. Поскольку Земля вращается, то эта система координат есть также вращающаяся.

Переход от инерциальной системы координат к гринвичской осуществляется за счет поворота инерциальной системы около оси Z на угол, численно равный истинному гринвичскому звездному времени S .

Система геодезических параметров «Параметры Земли» (ПЗ). Геоцентрическая система ПЗ принята в качестве государственной системы координат постановлением Правительства Российской Федерации от 28 июля 2000 года №568. Распоряжением Правительства РФ от 20 июня 2007 года №797-р в целях повышения тактико-технических характеристик глобальной навигационной спутниковой системы ГЛОНАСС, улучшения геодезического обеспечения орбитальных полетов и решения

навигационных задач принята к использованию уточнённая версия государственной геоцентрической системы координат «Параметры Земли 1990 года» (ПЗ-90-02).

Система ПЗ включает в себя фундаментальные геодезические постоянные, параметры общеземного эллипсоида и систему координат ПЗ, которая закрепляется координатами пунктов космической геодезической сети. Кроме того, система ПЗ включает в себя характеристики модели гравитационного поля Земли и элементы трансформирования между системой ПЗ и национальными референсными системами координат России.

Числовые значения элементов трансформирования между системами координат ПЗ-90-02 и ПЗ-90 и порядок их использования при преобразовании систем координат приведены в ГОСТ Р 51794-2008. (Подробнее см. [3, 9, 10])

За отсчётную поверхность в системах геодезических параметров ПЗ-90 и ПЗ-90-02 принят общеземной эллипсоид с большой полуосью $a_{ПЗ} = 6378136$ м и сжатием $\alpha_{ПЗ} = 1/298,25784$.

Теоретическое определение системы координат ПЗ основывается на следующих положениях:

- начало системы координат расположено в центре масс Земли;
- ось Z направлена в Международное условное начало;
- ось X лежит в плоскости начального астрономического меридиана, установленного Международным бюро времени;
- ось Y дополняет систему до правой системы координат.

Положения точек в системе ПЗ могут быть получены в виде пространственных прямоугольных или геодезических координат. Геодезические координаты относятся к общеземному эллипсоиду, размеры и форма которого определяются значениями большой полуоси и сжатием. Центр общеземного эллипсоида совпадает с началом системы координат ПЗ, ось вращения эллипсоида – с осью Z , а плоскость начального меридиана – с плоскостью XOZ .

Система геодезических параметров «Мировая геодезическая система» (WGS).

Первая версия системы параметров WGS была введена 1 января 1987 года, претерпела несколько изменений, а последняя, четвёртая введена 20 января 2002 года.

За отсчётную поверхность в системе геодезических параметров WGS принят общеземной эллипсоид с большой полуосью $a_{WGS} = 6378137$ м и сжатием $\alpha_{WGS} = 1/298,257223563$. Центр эллипсоида совпадает с началом системы координат WGS , ось вращения эллипсоида совпадает с осью Z , а плоскость начального меридиана – с плоскостью XOZ .

Положения точек в системе WGS могут быть получены в виде прямоугольных пространственных или геодезических координат.

Система параметров WGS включает в себя: фундаментальные геодезические постоянные, систему координат WGS , закреплённую координатами пунктов космической геодезической сети, характеристики модели гравитационного поля Земли. Кроме того, система параметров WGS включает в себя параметры общеземного эллипсоида и элементы трансформирования между геоцентрической системой координат WGS и различными национальными системами координат.

Числовые значения элементов трансформирования между системами коор-

динат ПЗ-90 и WGS, а также порядок использования элементов трансформирования при преобразовании систем координат приведены в ГОСТ Р 51794-2008. Теоретическое определение системы координат WGS основываются на положениях, аналогичных положениям системы ПЗ-90.

Геодезические системы отсчета (*Reference Systems*) устанавливают параметры, определяющие фигуру, размеры, гравитационное поле Земли и закрепляют гринвичскую геоцентрическую прямоугольную систему координат.

Важнейшими параметрами Земли являются: fM_z - произведение гравитационной постоянной на массу; ω_z - угловая скорость вращения; a - экваториальный радиус; e - сжатие; c - скорость света в вакууме.

Включение скорости света в число параметров обусловлено тем, что современные линейные измерения основаны на определении времени распространения электромагнитных волн – скорость света устанавливает линейный масштаб геодезических построений. В таблицах 3.1 и 3.2 указаны значения некоторых физических и геометрических параметров.

Таблица 3.1. Физические параметры Земли

Параметр	Значение
fM_z	398 600,44 10^9 м ³ /с ²
ω_z	729 2115 10^{-11} рад/с
c	299 792 458 м/с

Общепризнанными (международными) системами отсчета являются *IERS* (*International Earth Rotation Service*), ее европейская подсистема *ETRS* (*European Terrestrial Reference System*), система *GRS-80* (*Geodetic Reference System, 1980*), параметры которой служат основой для ряда других систем Европы, Австралии и Америки. В России без интеграции с западными странами создана система *Параметры Земли 1990 г.* – ПЗ-90.

Таблица 3.2. Геометрические параметры эллипсоидов

Система координат	Полуось a , м	Сжатие e
СК-42	6 378 245	1/298,3
ПЗ-90	6 378 136	1/298,257 839 303
WGS-84	6 378 137	1/298,257 223 563
GRS-80	6 378 137	1/298,257 222 101

Поверхность и полюса Земли подвержены геодинамическим процессам: ось суточного вращения движется в теле Земли и перемещается относительно небесных тел.

Поэтому координатная ось Z , как рекомендовано Международной службой вращения Земли *IERS* (*International Earth Rotation Service*), направлена на точку Условного земного полюса (*CTP – Conventional Terrestrial Pole*), соответствующего среднему полюсу за 1900-1905 гг., исправленному на нутацию; ось X находится в плоскости меридиана Гринвича, при этом оси X и Y лежат в плоскости экватора и образуют правую систему координат.

Начало координатной системы расположено в центре масс Земли. Составной частью координатных систем являются опорные геодезические сети (*Reference Frame*). Они фиксируют положение координатной системы в теле Земли. Различия разных общеземных координатных систем обусловлены именно особенностями построения и обработки геодезических сетей. В *IERS* новейшими методами космической геодезии установлена сеть станций *ITRF* (*IERS Terrestrial Reference Frame*). Сети закрепляют начало координат в центре масс Земли с точностью до 10 см, ориентируют ось *Z* на Условный земной полюс с погрешностью в сотых долях угловой секунды и устанавливают ось *X* в плоскости меридиана Гринвича до тысячных долей секунды. Со временем геоцентрические координаты пунктов опорных сетей вследствие непрерывного их совершенствования и геодинамических процессов изменяются. Эти изменения могут достигать 1-2 см в год. Поэтому каталоги координат обновляют и указывают их эпоху, например, *ITRF-89*, *ITRF-94* и т.д.

В 1987 г. Международной ассоциацией геодезии создана подкомиссия для установления европейской системы параметров *ETRS* (*European Terrestrial Reference System*). Системе *ETRS* принадлежат опорные сети *EUREF* (*European Reference Frame*), объединяющие в единую систему геодезические сети стран Европы. Вначале эти сети состояли из 35 пунктов, определенных современными методами космической геодезии. К 1989 г. сеть *EUREF-89* уже содержала 93 пункта. Развитие геодезических сетей *EUREF* продолжается.

К общеземным относится установленная ранее система **GRS-80** (*Geodetic Reference System, 1980*), параметры которой послужили основой ряда других координатных систем Европы, Австралии и Америки. В настоящее время в связи с широким применением спутниковых систем позиционирования в мире получила распространение координатная система **WGS-84** (*World Geodetic System, 1984*). Она реализует координаты типа *ITRF*. Начало координат этой системы зафиксировано в центре масс Земли с точностью около 1 м. Ее физические параметры практически соответствуют параметрам системы *GRS-80*.

В России без интеграции с западными странами создана система **ПЗ-90** (*Параметры Земли 1990 г.*). Система ПЗ-90 закреплена координатами трех десятков опорных пунктов Космической геодезической сети России, при этом 7 пунктов установлены в Антарктиде. Погрешность взаимного положения пунктов при расстояниях между ними до 10 000 км менее 30 см. Начало координат совмещено с центром масс Земли с точностью около 1 м (Бойков и др., 1993; Параметры Земли 1990).

Помимо международных существуют национальные системы отсчета, называемые в нашей стране референсными. Центры их эллипсоидов часто не совмещены с центром масс Земли. Они устанавливают квазигеоцентрические координаты. Например, в системе координат 1942 г. на референц-эллипсоиде Красовского (**СК-42**) центр эллипсоида смещен с центра масс Земли более, чем на 155 м.

Положения точки в пространстве, определенные по координатам указанных геоцентрических систем, могут различаться до десятка метров. Различия же координат геоцентрических и квазигеоцентрических систем значительно больше и могут превысить сотню метров.

Система высот РФ закреплена сетью высотных знаков (реперов) государственной нивелирной сети. Геодезическая высота H точки M земной поверхности (рис. 3.3) определяется расстоянием MM_1 по нормали к эллипсоиду. В спутниковых измерениях используется именно это понятие высоты. Геодезические высоты точек земной поверхности непосредственно измерить нельзя. Поэтому её раскладывают на две составные части, каждую из которых определяют отдельно.

Геодезическая высота любой точки физической поверхности Земли вычисляется по формуле

$$H_M^r = \zeta_M + H_M^y, \quad (3.1)$$

где ζ_M – так называемая *аномалия высоты*; H_M^y – нормальная высота данной точки.

В РФ, равно как и в других странах бывшего Советского Союза, используются именно нормальные высоты, которые указываются на отечественных картах, в отличие от *ортометрических высот*.

Ортометрические высоты отсчитываются от поверхности геоида. Эта система высот используется в большинстве стран Европы и Америки. Преимущества системы нормальных высот в том, что нормальные высоты строго определяются по результатам наземных измерений. Нормальные высоты H_M^y находят из геометрического нивелирования, а аномалии высоты находят из измерений ускорения силы тяжести.

Референциные системы координат Российской Федерации. Координатная основа Российской Федерации представлена референционной системой координат, реализованной в виде Государственной Геодезической Сети (ГГС), закрепляющей систему координат на территории страны, и государственной нивелирной сети, распространяющей на всю территорию страны систему нормальных высот (Балтийская система), исходным началом которой является нуль Кронштадтского футштока.

Как отмечено ранее, постановлением Правительства РФ от 28 июля 2000 года № 568 для использования при осуществлении геодезических и картографических работ принята новая референциальная система геодезических координат 1995 г (СК-95).

Целесообразность введения системы координат 1995 года состоит в повышении точности, оперативности и экономической эффективности решения задач геодезического обеспечения, отвечающего современным требованиям экономики, науки и обороны страны.

Полученная в 1995 году в результате совместного уравнивания координат пунктов космической геодезической сети (КГС), доплеровской геодезической сети (ДГС) и астрономо-геодезической сети (АГС), система координат 1995 года закреплена пунктами государственной геодезической сети (ГГС).

Система координат 1995 года строго согласована с единой государственной геоцентрической системой координат ПЗ-90 (см. «Параметры Земли 1990 года»). Ранее были указаны некоторые характеристики системы координат СК-95. Приведём несколько подробнее описание этой системы.

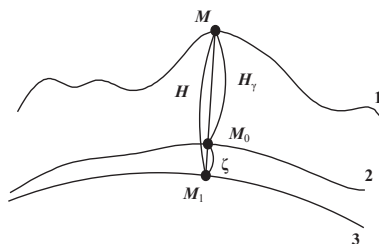


Рис. 3.3. Геодезическая высота точки и её составляющие:
1 – физическая поверхность Земли;
2 – квазигеоид; 3 – эллипсоид

За отсчетную поверхность в СК-95 принят, как было сказано, референц-эллипсоид Красовского с параметрами:

- *большая полуось 6378245 м;*
- *сжатие 1:298,3.*

Главные оси отсчетного эллипсоида параллельны пространственным осям системы координат ПЗ-90. Положение начала СК-95 задано таким образом, что значения координат пункта ГГС Пулково в системах СК-95 и СК-42 совпадают.

Переход от геоцентрической системы координат к СК-95 выполняется по формулам, приведенным в [11].

Положение пунктов в принятой системе координат задается следующими координатами:

- *пространственными прямоугольными координатами X, Y, Z (направление оси Z совпадает с осью вращения отсчетного эллипсоида, ось X лежит в плоскости нулевого меридиана, а ось Y дополняет систему до правой; началом системы координат является центр отсчетного эллипсоида);*
- *геодезическими координатами: широтой - B, долготой - L, высотой - H;*
- *плоскими прямоугольными координатами x и y, вычисляемыми в проекции Гаусса-Крюгера.*

Геодезическая высота H образуется как сумма нормальной высоты и высоты квазигеоида над отсчетным эллипсоидом.

Нормальные высоты геодезических пунктов определяются в Балтийской системе высот 1977 года, исходным началом которой является нуль Кронштадтского футштока, а высоты квазигеоида вычисляются над эллипсоидом Красовского.

При решении специальных задач могут применяться и другие проекции поверхности эллипсоида на плоскость.

Точность СК-95 характеризуется следующими средними квадратическими ошибками взаимного положения пунктов по каждой из плановых координат:

- *2 - 4 см - для смежных пунктов АГС;*
- *0,3 - 0,8 м - при расстояниях от 1 до 9 тысяч км.*

Точность нормальных высот, в зависимости от метода их определения, характеризуется следующими средними квадратическими ошибками:

- *6 - 10 см - в среднем по стране из уравнивания нивелирных сетей I и II классов;*
- *0,2 - 0,3 м - из астрономо-геодезических определений при создании АГС.*

Точность превышений высот квазигеоида астрономо-гравиметрическим методом характеризуется следующими средними квадратическими ошибками:

- *6 - 9 см - при расстояниях 10 - 20 км;*
- *0,3 - 0,5 м - при расстоянии 1000 км.*

Система координат СК-95 отличается от системы координат СК-42:

- *повышением точности передачи координат на расстояния свыше 1000 км в 10 - 15 раз и точности взаимного положения смежных пунктов в государственной геодезической сети в среднем в 2 - 3 раза;*
- *одинаковой точностью распространения системы координат для всей территории Российской Федерации и стран, входивших в состав СССР;*
- *отсутствием региональных деформаций государственной геодезической сети, достигающих в системе координат 1942 года нескольких метров;*

• возможностью создания высокоэффективной системы геодезического обеспечения на основе использования глобальных навигационных спутниковых систем ГЛОНАСС и GPS.

За отсчётную поверхность в СК-95, как сказано, принят эллипсоид Красовского. До отмеченного постановления в РФ функционировала референсная система координат СК-42 с отсчётной поверхностью также эллипсоида Красовского. Различия заключаются в расположении эллипсоидов в теле земли.

Геодезические данные на одном и том же эллипсоиде, но в разных системах координат выражаются разными величинами. Например, высоты квазигеоида над эллипсоидом Красовского в системах координат СК-42 и СК-95 разные.

Преобразование координат из системы СК-42 в систему СК-95 выполняют в тех случаях, когда координаты в СК-42 известны, а информация о геодезических измерениях, на основе которых эти координаты были получены, утрачена. Преобразование координат осуществляется методами трансформирования одним и тем же приёмом. На пунктах, для которых известны координаты и в СК-42 и в СК-95, предварительно получают их разности. Разности отражают отличия систем координат в дискретных точках. Поэтому необходимо каким-либо образом распространить информацию об отличии систем координат с точек на окружающую их территорию, т.е. построить непрерывное поле разностей координат между СК-42 и СК-95. Когда поле разностей построено, по известным координатам в одной системе легко получить координаты в другой.

Отличия методов трансформирования заключаются в том, какая математическая модель выбирается для формирования непрерывного поля разностей координат. В настоящее время в геодезической практике широко распространён аналитический метод трансформирования, использующий ортогональное преобразование координат. Математическая модель этого метода подразумевает, что одна и та же точка имеет различные значения в двух пространственных прямоугольных системах координат из-за того, что:

- существует сдвиг между началами этих систем, описываемый параметрами x, y, z ;
- существуют углы между одноимёнными осями этих систем, учитываемые с помощью параметров w_x, w_y, w_z ;
- существуют отличия в масштабах длин, учитываемые масштабным коэффициентом m .

Дополнительные различия, вызванные любыми иными причинами, достаточно малы и могут не учитываться.

При геодезических работах в РФ используется проекция Гаусса-Крюгера с элементами эллипсоида Красовского. Геодезические данные в проекции Гаусса-Крюгера в системах координат СК-42 и СК-95 разные. В прямоугольных плоских координатах в конформной проекции Гаусса-Крюгера производят вычисления всех пунктов опорной геодезической сети.

Местной системой координат называется система плоских прямоугольных координат в проекции Гаусса с местной координатной сеткой. Местные системы создаются в государственной геодезической системе координат в проекции Гаусса с элементами эллипсоида Красовского.

Плоские прямоугольные координаты x_m, y_m в местной системе и x, y в проекции Гаусса-Крюгера разные. Термин «местные системы координат» не относится к пространственным прямоугольным координатам X, Y, Z и к геодезическим координатам B, L, H . На картах и планах, составляемых в местных системах, применяется Балтийская система высот 1977 года. В некоторых местных системах установлено свое (местное) начало отсчета высот. Географическая разграфка карт в местных системах и в проекции Гаусса-Крюгера разные, но размеры рамок по широте и долготе одинаковые.

Обязательным требованием при установлении местных систем координат является обеспечение возможности перехода от местной системы координат к государственной системе координат, который осуществляется с использованием параметров перехода (ключей).

Существующие местные системы созданы в системе координат 1942 года (СК-42). В соответствии с постановлением Правительства Российской Федерации от 28 июля 2000 г. № 568 местные системы должны быть переведены в систему координат 1995 года (СК-95).

Первые местные системы плоских прямоугольных координат появились в городах. Именно в городах в первую очередь потребовалось составлять и применять крупномасштабные карты и планы. При создании таких карт имелось в виду, что, чем меньше масштаб отличается от единицы, тем легче работать с ними. Из-за этого стали переходить от осевых меридианов проекции Гаусса-Крюгера к местным осевым меридианам, которые проходят через центральную часть города. Такие системы называются местными системами с постоянными коэффициентами. В настоящее время в городах применяются и другие местные системы, например, система координат 1963 года (СК-63).

Система координат 1963 года в виде отдельных блоков была разработана на всю территорию бывшего СССР. Каждый блок является самостоятельной местной системой плоских прямоугольных координат и покрывает территорию нескольких субъектов РФ.

На основе системы 1963 года разработаны и применяются местные системы координат субъектов Российской Федерации.

Кроме указанных местных систем на территорию страны было разработано несколько тысяч местных систем координат со своими ключами.

При геодезических и топографических работах применяется также система плоских прямоугольных координат в трехградусной проекции Гаусса. Указанная система плоских прямоугольных координат не относится к местным системам координат.

Связь между системами координат. Для пересчета геодезических данных из одной геодезической системы координат в другую используются следующие параметры связи: $\Delta X, \Delta Y, \Delta Z$ - линейные параметры связи, м; $\omega_x, \omega_y, \omega_z$ - угловые параметры, рад; m - масштабный параметр. Таким образом, чтобы выполнить трёхмерное трансформирование, необходимо знать с достаточной точностью семь параметров преобразования: три параметра сдвига, три параметра поворота и один масштабный коэффициент.

Для связи систем определяют 3 линейных параметра. Если индексом 1 обозначить геодезические данные исходной системы, индексом 2 – системы, в которую они пересчитываются, тогда *пространственные прямоугольные координаты* пересчитывают так [11]:

Разности пространственных прямоугольных координат находят из соотношений

$$\begin{aligned} \Delta X_2 &= \Delta X_1 - \omega_y \Delta Z_1 + \omega_z \Delta Y_1 + m \Delta X_1; \\ \Delta Y_2 &= \Delta Y_1 + \omega_x \Delta Z_1 - \omega_z \Delta X_1 + m \Delta Y_1; \\ \Delta Z_2 &= \Delta Z_1 - \omega_x \Delta Y_1 + \omega_y \Delta X_1 + m \Delta Z_1. \end{aligned} \quad (3.2)$$

Значения элементов трансформирования ΔX , ΔY , ΔZ и ω_x , ω_y , ω_z для связей различных систем координат приведены, например, в ГОСТ Р 51794-2008.

Трёхмерное трансформирование используют в больших сетях, размеры которых исчисляются тысячами километров. В инженерно-геодезических сетях меньших размеров применяют двухмерное трансформирование, как наиболее часто встречающееся на практике. При этом масштабный фактор и угловой параметр не определяют. Определяют только два параметра сдвига начала координат для одного из трёх исходных пунктов, выбранного в качестве главного. Как правило, такой пункт расположен близко к центру геодезической сети.

$$\begin{aligned} X_2 &= X_1 + \Delta X - \omega_y Z_1 + \omega_z Y_1 + m X_1; \\ Y_2 &= Y_1 + \Delta Y + \omega_x Z_1 - \omega_z X_1 + m Y_1; \\ Z_2 &= Z_1 + \Delta Z - \omega_x Y_1 + \omega_y X_1 + m Z_1. \end{aligned} \quad (3.3)$$

Пространственные геоцентрические координаты X , Y , Z связаны с геодезическими координатами L и B на референц-эллипсоиде и геодезической высотой H над поверхностью эллипсоида следующими соотношениями:

$$\begin{aligned} X &= (N + H) \cos B \cdot \cos L; \\ Y &= (N + H) \cos B \cdot \sin L; \\ Z &= \left(\left(\frac{b}{a} \right)^2 N + H \right) \sin B, \\ N &= \frac{a^2}{\sqrt{(a^2 \cos^2 B + b^2 \sin^2 B)}}. \end{aligned} \quad (3.4)$$

В этих формулах N – радиус кривизны сечения эллипсоида плоскостью первого вертикала; a и b – большая и малая полуоси эллипсоида. Обратные преобразования имеют вид:

$$\begin{aligned} L &= \operatorname{arctg} \frac{Y}{X}; \\ B &= \operatorname{arctg} \frac{Z + (e')^2 b \cdot \sin^3 \Theta}{P - e' \cdot a \cdot \cos^3 \Theta}; \\ H &= \frac{P}{\cos B} - N, \end{aligned} \quad (3.5)$$

где

$$e^2 = \frac{a^2 - b^2}{a^2}; (e')^2 = \frac{a^2 - b^2}{b^2}; P = \sqrt{X^2 + Y^2}; \Theta = \arctg \frac{Z \cdot a}{P \cdot b}.$$

На практике для вычисления B и H используют также метод итераций.

Координаты B и L должны быть преобразованы в плоские прямоугольные координаты x и y в проекции Гаусса-Крюгера, которые и применяются в качестве плоских прямоугольных геодезических координат в РФ. Формулы преобразования (вычисления) координат x и y по геодезическим B и L приведены в различных руководствах, в том числе и в ГОСТ Р 51794-2008.

Преобразование координат предусмотрено в большинстве программных пакетов обработки геодезических данных. Так, программный продукт *CREDO* ТРАНСКОР реализует переход между пространственными геоцентрическими системами *WGS-84* и *ПЗ-90*, а из них – в геодезические B, L и в плоские прямоугольные x, y в системах *СК-95, СК-42*. Те же функции осуществляет ГИС «Карта 2008».

Большинство программ может также определять параметры трансформирования по пунктам опорных сетей, если их координаты известны в разных системах координат.

Относительно высот следует сказать следующее. Величины H , вычисленные по пространственным прямоугольным координатам, формулы (3.4) и (3.5), представляя собой геодезическую высоту: высоту точки земной поверхности над рассматриваемым эллипсоидом, отсчитанную по нормали к его поверхности. Что касается высот, полученных по материалам нивелирования и приводимых в геодезических каталогах и на топографических картах, то это нормальные высоты, отсчитываемые от поверхности квазигеоида (см. рис. 3.3). В целом значения аномалий высот для различных территорий РФ определены. Однако для общего Земного эллипсоида и для эллипсоида Красовского они могут не совпадать.

3.2. Спутниковые радионавигационные системы

Основы функционирования радионавигационных систем. Глобальные спутниковые системы определения местоположения разрабатывались военными ведомствами в целях навигационного обеспечения транспортных средств различных родов войск на суше, на воде и в околоземном пространстве. Развитие спутниковых систем, совершенствование аппаратуры и повышение точности координатных определений явилось основой образования нового способа геодезических измерений – спутниковой геодезии (детальнее см. [3, 9, 29]).

В спутниковом методе определения координат точек, а также приращений координат в качестве целей с известными координатами используются спутники. Спутники вращаются вокруг нашей планеты по определённым орбитам, и их пространственные координаты могут быть вычислены на любой интересующий момент времени.

Как известно, в настоящее время используются две спутниковые системы определения координат: это российская система ГЛОНАСС (Глобальная нави-

гационная спутниковая система) и американская *NAVSTAR GPS (Navigation System with Time And Ranging Global Positioning System)* – навигационная система определения расстояний и времени, глобальная система позиционирования). В ближайшие годы должны быть задействованы ещё две новые спутниковые навигационные системы – *Galileo* (Европейская) и *Compass* (Китайская).

В основу определения координат точек местности по навигационным спутникам положен принцип пространственной линейной засечки, иначе, трилатерации (рис. 3.4). Спутники при этом играют роль прецизионных опорных точек.

На рис. 3.4 в пространственной системе координат X, Y, Z показаны три спутника A, B, C над точкой земной поверхности P . Если измерены расстояния r_i с точки P до спутников, то для каждого измерения можно составить очевидное равенство:

$$r_i^2 = (X_i - X_p)^2 + (Y_i - Y_p)^2 + (Z_i - Z_p)^2, \quad (3.6)$$

где X_p, Y_p, Z_p – пространственные координаты спутника; r_i – измеренное расстояние до этого спутника; X_p, Y_p, Z_p – искомые пространственные координаты точки P .

В уравнениях типа (3.6) три неизвестных – это искомые координаты точки P . Следовательно, если составлены три уравнения, иначе говоря, если измерены расстояния до трёх спутников, то система решается и координаты пункта P будут найдены. По чисто техническим причинам, а именно, с целью определения поправки часов приёмника, необходимо выполнить измерения ещё до одного спутника, т.е. общее количество измеренных расстояний; следовательно, уравнений должно быть не менее четырёх. В действительности на небесном своде спутников бывает несколько больше и число уравнений вида (3.6) будет равно числу засекаемых спутников, что позволяет выполнять уравнительные вычисления и находить вероятнейшие значения искомых величин.

Как видно, описанная схема измерений предполагает наличие в околоземном пространстве на известных орбитах некоторого количества спутников, а в определяемой точке следует установить так называемый приёмник. Назначением приёмников является приём, сбор и анализ сигналов, поступающих со спутников. Кроме указанных двух элементов в схеме спутниковых определений присутствует ещё один элемент – система управления и контроля над работой навигационных спутников.

Таким образом, независимо от того, какая навигационная система рассматривается ГЛОНАСС, *GPS* или *Galileo*, каждая из названных систем в принципе состоит из трёх сегментов: космического сегмента, наземного комплекса управления и контроля и геодезического сегмента потребителя.

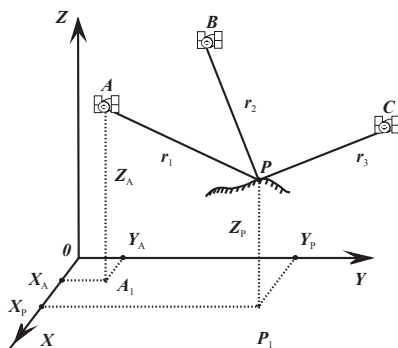


Рис. 3.4. Пространственная трилатерация

Космический сегмент включает набор или «созвездие» спутников. Спутники вращаются на близких к круговым орбитах на расстоянии около 20000 км относительно земной поверхности. Для обеспечения возможности одновременных наблюдений не менее 4-х спутников в любой точке земного шара необходимо, чтобы общее количество входящих в «созвездие» спутников составляло не менее 24.

Геометрическая сущность местоопределения. В системах спутникового позиционирования КА выполняют роль геодезических опорных пунктов. На каждый момент измерений их координаты должны быть известны. Координаты объекта находят способом засечек по измерениям при помощи аппаратуры на спутниках и на земле. Измеренные параметры определяют поверхности положения, в точке пересечения которых лежит искомый объект. В системе первого поколения *TRANSIT* на основе эффекта Доплера измеряли разности расстояний от приемника до двух положений спутника на орбите. Поверхностями положения являлись гиперболоиды вращения. В современных системах измеряют дальности до КА и скорости изменений дальностей вследствие перемещений ИСЗ относительно пользователя. Измеренным скоростям соответствуют конические поверхности положения (конусы), а измеренным дальностям – сферические (сферы). В геодезических целях преимущественно пользуются дальностями, по которым реализуют пространственные линейные засечки (рис.3.5).

Если с определяемого пункта M измерить расстояния R_1, R_2, R_3 до трех пунктов 1, 2, 3, провести из них как из центров радиусами R_1, R_2, R_3 сферы, то эти сферы пересекутся в точке M и определят ее положение.

Сферы пересекутся еще в одной точке - M' (на рис. 3.5 не показана), однако точки M и M' лежат по разные стороны плоскости "123", и сделать правильный выбор нетрудно. В этом заключается геометрическая сущность задачи. Когда известны координаты спутников, задачу легко решить аналитически и вычислить координаты пункта M . На деле измеряют искаженные расстояния. Их называют

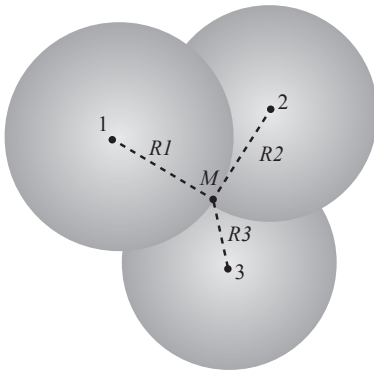


Рис. 3.5. Линейная пространственная засечка: M – точка пересечения сфер с центрами 1, 2, 3 и радиусами R_1, R_2, R_3

псевдодальностями. Чтобы правильно вычислить координаты пункта по псевдодальностям, надо их измерять не до двух или трех, а как увидим позже, до большего числа спутников с известными координатами. Кроме того, как это принято в геодезии, всегда должны быть избыточно измеренные величины. Избыточные результаты повышают качество определений, ибо обеспечивают контроль и позволяют выполнять обработку по методу наименьших квадратов.

Спутники системы *GPS* расположены на шести орбитах, близких к круговым. Плоскости орбит развернуты относительно друг друга на 60° . Период обращения спутников по орбитам – около 12

часов. Срок активного существования спутника на орбите составляет около 7 лет и может быть доведён до 10 и более.

Полная орбитальная группировка ГЛОНАСС также включает 24 навигационных спутника, но в трёх орбитальных плоскостях по 8 спутников в каждой. Период обращения спутников составляет 11 ч, 15 мин, 44 сек. Номинальная высота круговой орбиты над земной поверхностью составляет 19100 км.

Положение спутника в геоцентрической системе координат вычисляют по элементам кеплеровой орбиты (рис. 3.6).

Спутник, перемещаясь по орбите из южного полушария в северное, пересекает плоскость экватора в точке, называемой восходящим узлом. Двигаясь по эллиптической орбите, он проходит перигей – точку орбиты, ближайшую к центру масс Земли. Элементами орбиты являются [3, 9]: A – большая полуось эллиптической орбиты; e_k – эксцентриситет орбиты (на рисунке не показан); Ω – долгота восходящего узла орбиты (отсчитывается в плоскости экватора от направления на точку весеннего равноденствия); ω – аргумент перицентра (угол в плоскости орбиты с вершиной в центре масс Земли и между направлениями на перигей и восходящий узел); i – наклон плоскости орбиты к плоскости экватора. Элементы кеплеровой орбиты меняются во времени и должны быть известны на момент позиционирования.

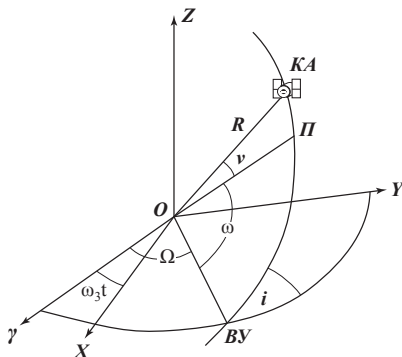


Рис. 3.6. Элементы кеплеровой орбиты в пространственной прямоугольной геоцентрической системе координат:
 O – центр масс Земли;
 $КА$ – космический аппарат; Π – перигей;
 $ВУ$ – восходящий узел; γ – направление на точку весеннего равноденствия

Питание всех систем спутника обеспечивают солнечные батареи, которые заряжают также аккумуляторы, обеспечивающие работоспособность спутника во время его полёта в тени Земли.

Вес спутника системы *GPS* составляет около 1000 кг. Это герметически собранный цилиндр диаметром около 1,3 м. При нормальном штатном ориентировании спутника в нижней его части (по направлению к Земле) расположено антенно-фидерное устройство и угловые отражатели, а в верхней части – топливные баки и штанга магнитометра.

Изображение спутника системы ГЛОНАСС дано на рис. 3.7.

Каждый спутник снабжён кварцевым стандартом частоты, двумя цезиевыми и двумя рубидиевыми стандартами частоты, которые поддерживают стабильность часов спутника в пределах $1 \cdot 10^{-12} \dots 1 \cdot 10^{-13}$.

Цезиевые и рубидиевые стандарты частоты координируют и управляют основной частотой, а именно, кварцевым стандартом частоты, генерирующим

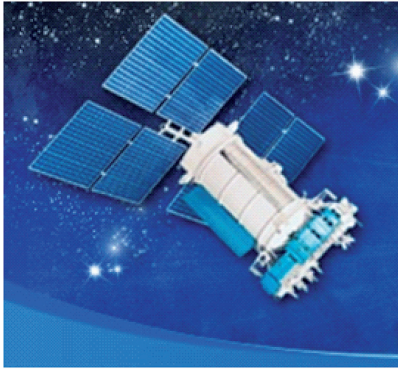


Рис. 3.7. Спутник системы ГЛОНАСС

частоту, равную 10,23 МГц. Из основной частоты формируются две несущие частоты L - диапазона, (МГц):

$$L_1 = 10,23 \cdot 154 = 1575,42$$

(длина волны 19,05 см);

$$L_2 = 10,23 \cdot 120 = 1227,60$$

(длина волны 24,45 см).

Эти частоты поступают на антенну и передают на Землю необходимую навигационную, системную информацию и навигационные сигналы (коды). Информация накладывается на несущие частоты методом импульсно-фазовой модуляции. Все спутники системы *GPS* передают информацию на одинаковых частотах, но

каждый спутник излучает свой личный код, по которому он и распознаётся.

Наземный комплекс управления и контроля состоит из сети станций слежения за спутниками. Станции разнесены на большие расстояния по всему миру. Различают контрольные станции слежения, главную станцию и станции закладки данных на борт спутника. Основное назначение этих станций состоит в осуществлении контроля работоспособности спутников и вычислении их орбитальных параметров.

Станции слежения оснащены высокоточной аппаратурой и регистрируют сигналы, поступающие от всех спутников системы, и передают результаты на главную станцию, где они обрабатываются. По ним рассчитываются параметры орбит, поправки бортовой шкалы времени, уточняются параметры модели тропосферы и ионосферы. Вычисленные необходимые поправки передаются на борт спутников.

Комплекс управления и контроля обеспечивает бесперебойную работу системы, периодически обновляет содержание радионавигационных сообщений всех спутников, уточняет их эфемериды и параметры синхронизации.

Эфемериды спутника – это набор данных об орбите спутника и о положении спутника на орбите. Навигационное сообщение спутника содержит так называемый альманах – это эфемериды всех спутников системы и данные о физическом и функциональном состоянии каждого спутника.

Сегмент потребителя включает совокупность аппаратно-программных средств, реализующих определение координат местоположения спутниковых приёмников на поверхности Земли.

Всю аппаратуру, принимающую радионавигационные сигналы спутников по назначению, определяемым величинам и точностным характеристикам можно разделить на геодезическую, навигационную и туристско-бытовую. Геодезические приёмники могут работать в одной системе (например, *GPS*) или в двух системах (*GPS* + ГЛОНАСС). Приёмники могут выполнять измерения на одной частоте L_1 или на двух частотах L_1 и L_2 ; определения могут выполняться по кодовой или фазовой информации полученного сигнала. Наибольшую точность обе-

спечивают геодезические двухчастотные приёмники, работающие одновременно по фазе и кодам.

Навигационные приёмники наряду с координатами определяют дополнительные навигационные параметры движущегося объекта, их точность ниже геодезических и оценивается несколькими метрами. Туристско-бытовые приёмники обеспечивают ещё меньшую точность.

Измерение расстояний до спутника. Поскольку в основу построения радионавигационных спутниковых систем заложен принцип измерения расстояний до спутников, рассмотрим главные аспекты решения этой задачи.

Фундаментальная идея, лежащая в основе метода измерения расстояния до навигационного спутника, довольно проста: расстояние есть скорость, умноженная на время. В качестве объекта, двигающегося от спутника до приёмника, используется электромагнитное излучение, а именно радиоволны сверхвысокой частоты, иначе радиоволны СВЧ-диапазона.

Электромагнитная волна распространяется в вакууме со скоростью $c = 299792458$ м/сек. Это значение скорости принято международным соглашением в качестве фундаментальной физической константы. Однако сигнал со спутника на пути к приёмнику проходит дистанцию и в вакууме, в ионосфере, в стратосфере и в тропосфере. Скорость V распространения электромагнитной волны в атмосфере или ионосфере не является постоянной, она зависит от свойств среды, в которой она распространяется. Скорость V связана со скоростью электромагнитной волны в вакууме соотношением: $V = c/n$, где n – показатель преломления среды. Показатель преломления в свою очередь зависит от метеопараметров: температуры, давления и влажности воздуха. В верхних слоях атмосферы – в ионосфере – показатель преломления для радиоволн зависит ещё и от концентрации заряженных частиц – ионов и электронов. Зависимость показателя преломления или, что тоже самое, скорости распространения электромагнитной волны от длины этой волны называется *дисперсией*. Тропосфера является диспергирующей средой для световых волн. Ионосфера является диспергирующей средой для радиоволн. Таким образом, чтобы знать скорость распространения электромагнитного сигнала на дистанции «спутник – приёмник», необходимо знать модель среды, через которую проходит этот сигнал.

Вторым неизвестным в формуле вычисления расстояния кроме скорости распространения электромагнитной волны является время. Поскольку скорость электромагнитного излучения очень велика, время необходимо знать с предельно возможной точностью. Так, например, ошибка измерения времени в 0,001 сек приведёт к ошибке в вычисленном расстоянии в 300 км. Поэтому время прохождения сигналом дистанции «спутник – приёмник» должно быть измерено с погрешностями менее $1 \cdot 10^{-10}$ секунды. Достичь такой точности можно на основе шкалы высокоточного атомного времени и специального временного обеспечения спутниковой системы.

В спутниковых системах ГЛОНАСС и GPS применяется всемирное координированное атомное время *UTC (Universal Time Coordinated)*, которое измеряется атомными часами и которое скоординировано с реальным астрономическим

временем. Шкала атомного времени поддерживается атомными часами и является равномерной, а реальное астрономическое время не столь равномерно, как атомное. Различие в течение нескольких лет достигает одной секунды. Тогда равномерно текущее атомное время исправляют, изменив показания атомных часов на 1 секунду. Полученное время и называют координированным. К тому же *UTC* является всемирным (гринвичским) временем.

Стабильность шкалы времени ГЛОНАСС обеспечивает Центральный синхронизатор на основе сверхточного водородного атомного стандарта частоты и радиотехнических измерительных станций. Относительная среднеквадратическая погрешность среднесуточных значений частоты не превышает $3 \cdot 10^{-14}$.

Шкала времени *GPS* определяется цезиевыми стандартами частоты Главной станции управления и контроля. В этой системе установлено специальное, так называемое *GPST* время, которое ведёт отсчёт с 0 часов 6.01.1980 года.

Бортовая шкала времени на каждом спутнике формируется атомными стандартами частоты и корректируется несколько раз в сутки наземными станциями слежения и контроля. Поправки к бортовым часам содержатся в радионавигационном сообщении, идущем от спутника к потребителю.

Время прохождения сигнала от спутника до приёмника в навигационных системах измеряется двумя способами: кодовым и фазовым.

Измерение времени кодовым способом осуществляется путём сравнения кодов сигнала, идущего со спутника и сигнала, генерируемого приёмником. Понятно, что для реализации этого способа сигналы источника и приёмника должны быть строго синхронизированы во времени.

Временная задержка t между одинаковыми участками кода проиллюстрирована на рис. 3.8, где схематично приведены сигналы, имеющие кодовую модуляцию. Смещение по времени идентичных точек *A* и *B* закодированного сигнала спутника и приёмника и есть временная задержка сигнала t .

Кодовый способ не обеспечивает высокой точности, поэтому в геодезических приёмниках реализуется так называемый *фазовый метод* измерения времени и, следовательно, расстояния до спутника.

Пусть приёмник вырабатывает опорный сигнал с круговой частотой $\omega = 2\pi f$, где f – частота гармонических колебаний. Фаза этих колебаний в некоторый момент времени будет иметь вид:

$$\varphi_1 = \omega t + \varphi_0, \quad (3.7)$$

где φ_0 – начальная фаза. Спутник генерирует точно такие же синхронизированные во времени гармонические колебания. В момент приёма и сравнения этих сигналов фаза опорного сигнала изменится и станет равной

$$\varphi_2 = \omega(t + t_r) + \varphi_0. \quad (3.8)$$

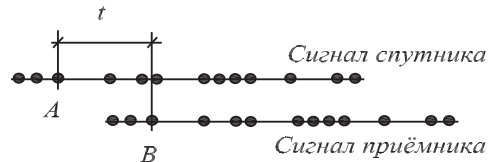


Рис.3.8. Сравнение сигналов спутника и приёмника

Разность этих двух выражений будет иметь вид:

$$\varphi_r = \varphi_2 - \varphi_1 = 2\pi f \cdot t_r. \quad (3.9)$$

Из последнего выражения можно легко найти время сигнала в пути:

$$t_r = \frac{\varphi_r}{2\pi f}. \quad (3.10)$$

Следовательно, расстояние от приёмника до спутника будет равно

$$r = \frac{V \cdot \varphi_r}{2\pi f}, \quad (3.11)$$

где V – скорость волны на дистанции.

Таким образом, при известной скорости распространения электромагнитной волны расстояние до спутника можно вычислить, если измерить сдвиг фаз между опорным и рабочим сигналами на известной частоте f колебаний.

Длина волны излучений $\lambda = V/f$ в спутниковых измерениях составляет всего около 20 см, что при расстоянии до спутников 20 000 км приведёт к огромному числу длин волн (фазовых циклов), уложившихся в измеряемом расстоянии. Поэтому фазу в формуле (3.11) представляют в несколько другом виде:

$$\varphi_r = 2\pi N + \varphi. \quad (3.12)$$

Здесь N – целое число фазовых циклов или длин волн, а φ – так называемый домер фазы, величина меньше 2π , т. е. это то, что измеряется фазометром.

Окончательно формула для искомого расстояния будет выглядеть так:

$$r = \lambda \left(N + \frac{\varphi}{2\pi} \right). \quad (3.13)$$

В фазовом методе нет возможности непосредственно подсчитать целое число N длин волн в расстоянии. Поэтому разрешают неоднозначность (поиск значения N) косвенными путями, применяют специальные приёмы и методики измерений и их математическую обработку. В частности кодовый способ измерения временной задержки сигнала используется для предварительного вычисления расстояний до спутников. Эти приближённые расстояния называют «кодовыми псевдодальностями», которые тоже используются при разрешении неоднозначности и обработке фазовых измерений. Оператор не участвует в этих вычислениях. Программное обеспечение реализует весь вычислительный процесс.

Высокая точность фазовых измерений обусловлена высокой стабильностью несущих частот, а также небольшой погрешностью измерения фазы, равной примерно 1° . Длина волны сигнала (λ) соответствует полному периоду колебаний ($\varphi = 360^\circ$). Тогда погрешность фазы в 1° приведёт к ошибке в измеряемом расстоянии для несущей L_1 – величиной около 0,5 мм, а для L_2 – около 0,7 мм.

Даже при наличии погрешностей от других источников точность определения координат фазовым методом оценивается несколькими миллиметрами.

Фазовый режим – это режим высокоточных геодезических измерений. В измерениях участвуют по крайней мере два приёмника. В этом режиме получают

разность координат пунктов, на которых установлены антенны спутниковых приёмников, так называемые координаты вектора базы.

Таким образом, определение координат точек земной поверхности при помощи спутников основано на измерении расстояний (дальностей) от спутников до приёмника по значениям скорости и времени распространения электромагнитного сигнала. В процессе измерений и вычислений участвуют как минимум четыре спутника. Зная пространственные координаты спутников по его эфемеридам на момент измерений и расстояния до каждого из них, решают пространственную линейную засечку и определяются координаты точки стояния приёмника X_p , Y_p , Z_p . По пространственным координатам вычисляются геодезические координаты L_p и B_p и высота точки H_p в системе координат WGS или ПЗ-90. Эти координаты могут быть перевычислены на референц-эллипсоид Красовского в плоскости проекции Гаусса-Крюгера, а также в местную систему координат.

При построении инженерно-геодезических опорных сетей применяются так называемые дифференциальные методы измерений. Такие методы позволяют определять не абсолютные значения координат, а только их разности между интересующими пунктами. Зная координаты одного пункта и разности координат (вектор базы), вычисляют координаты всех интересующих пунктов. Для реализации метода необходимо иметь как минимум два спутниковых приёмника. Один из спутниковых приёмников центрируется над пунктом с известными координатами – это так называемая базовая станция. Другой или несколько других устанавливаются над точками, координаты которых определяются. Выполнив наблюдения одного и того же набора спутников с базовой станции и мобильных приёмников, производят обработку результатов специальными компьютерными программами и вычисляют координаты искомых пунктов. Метод позволяет получить значения координат точек относительно базовой станции с ошибкой 0,5 – 2,0 см.

Основные источники погрешностей спутниковых определений. Основываясь на принципах, заложенных в идею построения спутниковых навигационных систем, можно предположить появление погрешностей измерений в отдельных звеньях системы и попытаться оценить их влияние на конечный результат определений.

Источники погрешностей принято разделять на аппаратурные, вызванные несовершенством используемого приёмника; на погрешности, вызванные влиянием внешней среды; погрешности координат или эфемерид спутника; погрешности пространственной засечки; погрешности режимов и методов геодезических определений.

Наиболее значительным источником погрешностей спутниковых определений принято считать ионосферные задержки.

Газообразную оболочку Земли условно можно разделить на три слоя. Самый нижний слой толщиной около 10 км называется *тропосферой*. В нём сосредоточено около 80% всей массы воздуха и почти весь водяной пар. Следующий слой – *стратосфера* – простирается до высот 50 – 55 км. В стратосфере воздух сильно разряжен. Чётко выраженной верхней границы атмосфера не имеет. Условно такую границу проводят на высоте 3000 км – это *ионосфера*.

Тропосферную составляющую общей ошибки атмосферных влияний снижают путём введения соответствующих поправок, которые рассчитывают на основе модели тропосферы. Тропосферная поправка передаётся станциями слежения и контроля каждые два часа. Ошибка из-за неточного знания параметров тропосферы оценивается величиной в 4 мм.

Структура ионосферы достаточно сложная и трудно учитывается. Она характеризуется плотностью ионизированных частиц (числом электронов на 1 м^3). Эта характеристика не постоянная и меняется в больших диапазонах даже в течение суток в зависимости от интенсивности солнечного излучения, солнечной активности и других факторов. За состоянием ионосферы ведутся постоянные наблюдения, и её обобщённые характеристики учитываются при приёме навигационных сообщений со спутника.

Учёт вариаций скорости света в зависимости от свойств среды по выстроенным моделям атмосферы (ионосферы) не всегда приводит к удовлетворительным результатам.

Другой путь учёта атмосферных задержек заключается в сравнении скоростей прохождения дистанции двумя сигналами с разными частотами. Идея способа довольно проста. Поскольку скорость электромагнитного излучения зависит от длины волны излучения (явление дисперсии), то два сигнала с разными частотами из одного источника придут на приёмник в разное время. Эта разница времени позволяет определить величину изменения скорости распространения электромагнитного излучения в среде и, таким образом, позволяет вводить коррекцию в результаты измерений. Этот метод учёта влияния ионосферы на скорость распространения сигнала получил название «учёт ионосферных воздействий».

К аппаратурным источникам ошибок относят факторы, определяющие так называемую *разрешающую способность аппаратуры*. Обычно мерой этой способности является ошибка, с которой пара приёмников определяет вектор базы в определённых условиях при некоторой продолжительности сессии наблюдений. Длительность цикла сбора информации и продолжительность сессии наблюдений определяется таким образом, что дальнейшие наблюдения уже не повышают точность. Это обычно 2-3 часа сессии при длительности цикла 15 секунд. По опытным данным при длине вектора базы порядка километра аппаратурные ошибки составят 2-3 мм.

Ошибки эфемерид и поправок часов спутника значительно снижаются за счёт наземных станций слежения и контроля. Эти станции принимают сигналы спутников, выполняют высокоточные измерения расстояний до каждого из них, обрабатывают результаты измерений, рассчитывают точные значения эфемерид и текущих поправок к ним, а также определяют корректирующие поправки бортовой шкалы времени.

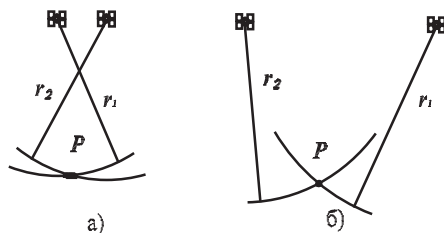


Рис. 3.9. Геометрический фактор снижения точности

Эта информация поступает с радионавигационным сообщением и учитывается в процессе обработки результатов измерений. Точность поправок эфемерид обеспечивается в пределах 5 см, а поправок шкалы времени выше $2 \cdot 10^{-10}$ сек.

Геометрия взаимного расположения спутников, участвующих в измерительном процессе, также влияет на конечный результат спутниковых определений. Это так называемый геометрический фактор снижения точности или *PDOP* (*Position Dilution of Precision*). Величина показателя *PDOP* при нормальных условиях лежит в пределах от 4 до 6. При расчёте прогнозируемой точности полную ошибку умножают на значение показателя *PDOP*. На рис. 3.9 показаны две ситуации с взаимным расположением спутников:

а) радиус-векторы расстояний до спутников, пересекаясь, образуют размытую область засечки;

б) радиус-векторы расстояний до спутников пересекаются в конкретной точке *P*.

Хорошие приёмники располагают программами анализа относительного расположения всех находящихся в зоне их видимости спутников, отбирают те спутники, которые образуют лучшую геометрию засечки. Ещё более совершенные приёмники выполняют позиционирование (определение местоположения) по всем спутникам, находящимся в их зоне видимости.

Есть ещё одна категория ошибок, которые не относятся ни к аппаратным ошибкам, ни к ошибкам, вызванным влиянием внешней среды. Это ошибки, вызванные многолучевым распространением сигнала. Возникают эти ошибки из-за того, что на антенну приёмника попадает не только прямой сигнал от спутника, но и другие его сигналы, отражённые от различных окрестных предметов местности (деревьев, зданий и т. п.). Понятно, что геометрический путь отражённых сигналов будет отличаться от пути основного сигнала. В телевидении этот эффект приводит к «двоению» или многократному повторению изображения.

Чтобы свести к минимуму воздействие эффекта многолучевого распространения, сигнал в современных приёмниках подвергается специальной предварительной обработке, кроме того, неплохой результат даёт использование антенн специальной конструкции. Однако в отдельных случаях и перечисленные средства не избавляют результаты измерений от погрешностей, вызванных эффектом многолучевого или многопутного распространения сигнала.

С антенной связан ещё один источник погрешностей. Вызвано это тем, что геометрический центр антенны, находящийся на её оси вращения, не совпадает с электронным (фазовым) центром, который принимает сигнал и для которого фактически определяются координаты. Для высокоточных работ смещение фазового центра должно быть учтено. В таких работах следует применять приёмники с миллиметровой стабильностью фазового центра антенн. Смещение фазового центра указывается в паспорте прибора и учитывается при обработке через программное обеспечение приёмника.

При точных статических методах измерений спутниковые приёмники устанавливаются на штативах. Погрешности центрирования сводятся к минимальным значениям за счёт применения выверенных оптических и лазерных центриров. При кинематических методах измерений антенна или приёмник с антенной устанавливаются на вехе, которая выставляется вертикально по уровню. Любой

наклон вехи приведёт к смещению фазового центра антенны относительно пункта. Следовательно, веху необходимо закреплять (ножками, подпорками).

Фазовый центр антенны приёмника возвышается над точкой. Следовательно, для того чтобы перейти от координат фазового центра антенны к координатам геодезического знака, над которым антенна установлена, необходимо вычислить поправку за высоту антенны. Эта поправка вычисляется и учитывается автоматически при обработке измерений, но для этого необходимо измерить высоту антенны над геодезическим пунктом.

Конечная точность спутниковой системы определяется суммарным значением всех отмеченных выше ошибок. Влияние каждого источника во многом зависит от технического состояния оборудования и атмосферных условий.

Кроме того, точность системы может быть снижена преднамеренно по воле военных ведомств введением режима так называемого «Селективного доступа» или режима *S/A*, который вносит серьёзные искажения в результаты измерений. В системе ГЛОНАСС не используется режим преднамеренного ухудшения характеристик навигационного сигнала стандартной точности.

Режимы наблюдений. Методы определения координат пунктов при помощи спутниковых технологий делятся на *абсолютные* и *относительные*.

Под абсолютными следует понимать те способы, в которых по измеренным величинам вычисляются полные значения геоцентрических координат, а под относительными – те, когда по измерениям можно вычислить лишь приращения координат – пространственные базовые векторы, соединяющие пункты наблюдений.

С некоторой долей условности в *абсолютных* и *относительных* методах в свою очередь можно выделить некоторые особенности измерений:

В ***абсолютных способах*** определения геоцентрических координат различают *автономный* и *дифференциальный* способы. Дифференциальные способы могут быть основаны на *кодových определениях* и *фазовых определениях*.

В ***относительных способах*** определения пространственных векторов - базовых линий различают *статические* и *кинематические* методы.

В статических способах можно выделить просто *статику*, *ускоренную статику* и *псевдостатику*.

В кинематических способах различают *непрерывную* с постобработкой, «*стой и иди*» («*Stop and Go*»), также с постобработкой и кинематику в *реальном времени* (*Real Time K - RTK*).

Точность способов существенно различается: от долей сантиметра до нескольких десятков метров. Наибольшую точность обеспечивают дифференциальные и относительные способы. В их основе лежит предположение, что измерения с двух станций до спутника искажены примерно одинаково. Чем станции ближе друг к другу, тем это утверждение ближе к истине.

В результате абсолютных измерений координаты точек определяются в общей системе координат в кодовом режиме с ошибкой в несколько метров.

Автономное определение координат. Автономно координаты определяют пространственной линейной засечкой по кодовым псевдодальностям, измеренным до четырех и большего числа спутников.

Способ называют автономным в том смысле, что наблюдатель определяет координаты точки независимо от измерений на других станциях.

Способ чувствителен к любым искажениям, влияющим на точность измерений. Ориентировочно влияние отдельных источников на результаты измерения дальностей для одночастотного приёмника можно оценить следующими значениями средних квадратических погрешностей.

Так, нестабильность частоты аппаратуры спутника, иначе – уход шкалы времени приведёт к ошибкам в 1-2 метра. Ошибки в значениях эфемерид спутников внесут погрешность также в 1-2 м. Задержки в верхних и нижних слоях атмосферы приведут к ошибкам до 5-7 м. Нестабильность частоты или уход шкалы времени приёмной аппаратуры, а также шумы и многопутность сигнала привнесут около 2 м.

Результлирующая погрешность кодовых измерений дальностей составляет около 3-8 м. А если учесть влияние геометрического фактора, то результат будет ещё хуже раза в 2-4 или более.

Сегодня точность абсолютного позиционирования автономным способом оценивается ошибкой до 5-10 м.

Результаты измерений могут быть несколько улучшены, если измеренные псевдодальности исправляются поправками и этим приводятся к единому моменту измерений. После этого все результаты усредняются. Такой путь лучше простого усреднения тем, что он учитывает реальные изменения псевдодальностей от приемника до спутника.

Для двухчастотных кодовых приемников точность несколько выше, так как из измерений исключаются ионосферные задержки.

Высоты при абсолютном позиционировании кодовыми приемниками определяются очень грубо. Это их существенный недостаток.

Дифференциальный способ. В дифференциальном способе, в отличие от автономного, измерения одновременно выполняются двумя приемниками. В приемниках должна быть предусмотрена возможность реализации дифференциального режима. Один приемник ставится на пункте с известными координатами. Эту станцию называют базовой, референц-станцией, опорной или контрольно корректирующей. Другой приемник, подвижный (*rover*), размещается над определяемой точкой. Поскольку координаты базовой станции известны, то их можно использовать для сравнения с вновь определяемыми и находить на этой основе поправки для подвижной станции. Существует несколько способов коррекции.

При кодовых измерениях поправки могут вводиться как в псевдодальности, так и в координаты. В первом случае измеренные на базовой станции псевдодальности сравнивают с расстояниями, вычисленными по известным координатам спутника и станции, и определяют их разности. Эти разности, так называемые дифференциальные поправки (*differential corrections*), передаются на мобильную станцию, например, при помощи дополнительной радиосвязи (радиомодема). Мобильная станция, получив дифференциальные поправки, исправляет свои измеренные псевдодальности и по ним вычисляет координаты. В другом способе референц-станция вычисляет разности между известными координатами и определенными в автономном режиме, и ими исправляются координаты на подвиж-

ной станции. При этом важно, чтобы оба приемника измеряли псевдодальности до одних и тех же спутников. Поправки могут вводиться и в режиме постобработки – при обработке после измерений.

В дифференциальном способе задержки в приемнике пользователя исключаются таким же путем, как и в автономном режиме – по наблюдениям 4 и более спутников. Что касается других систематических погрешностей, то предполагается, что они устраняются поправками, которые на каждой станции практически одинаково влияют на измерения.

Точность дифференциального позиционирования зависит от приемников, программного обеспечения и колеблется от первых дециметров до нескольких метров.

Дифференциальные коррекции применяют и к фазовым измерениям. Здесь также существует два варианта передачи поправок: в форме необработанных измерений фазы и в форме поправок к фазе несущей. Коррекции к фазовым дальностям повышают точность до уровня 1-5 см.

Поправки передаются в формате *RTCM SC 104v. 2.2* с разными номерами сообщений.

Для передачи дифференциальных поправок используется средневолновый (275-2000 кГц) и УКВ (390-1550 МГц и 3-300 ГГц) радиоканалы. Существуют сотни базовых станций, расположенных в разных странах мира, которые в своих прибрежных зонах передают дифференциальные коррекции в стандартном международном формате *RTCM SC-104*.

В настоящее время существует множество широкозонных, региональных и локальных дифференциальных систем. В качестве широкозонных стоит отметить такие системы, как американская *WAAS*, европейская *EGNOS* и японская *MSAS*. Эти системы используют геостационарные спутники для передачи поправок всем потребителям, находящимся в зоне их покрытия. Региональные системы предназначены для навигационного обеспечения отдельных участков земной поверхности. Обычно региональные системы используют в крупных городах, на транспортных магистралях и судоходных реках, в портах и по берегу морей и океанов. Диаметр рабочей зоны региональной системы обычно составляет от 500 до 2000 км. Она может иметь в своём составе одну или несколько опорных станций. Локальные системы имеют максимальный радиус действия от 50 до 220 км.

В процессе выполнения измерений спутниковый геодезический приёмник не только осуществляет регистрацию измеряемых величин, но и производит ряд вычислений в автоматическом режиме. Оператор при этом не может активно воздействовать на ход таких вычислений.

Роль оператора в спутниковых определениях сводится в основном к грамотной организации измерений и обеспечении одновременности работы всех приёмников, участвующих в одном сеансе наблюдений. Приёмник устанавливают на пункте и приводят в рабочее положение, пользуясь клавиатурой, в запоминающее устройство вводят значение номера пункта, высоту антенны, время начала и конца приёма.

Данные наблюдений перекачиваются в компьютер с соответствующим программным обеспечением, где они обрабатываются.

В геодезических определениях координат точек местности используются в основном **относительные измерения**, схема которых приведена на рис. 3.10. В способах относительных измерений достигаются наиболее ощутимые выгоды от введения идеи исключения погрешностей в разностях измерений.

Как и в дифференциальном способе, аппаратуру устанавливают как минимум на двух станциях, например *A* и *B*. Одну из них также называют базовой или референц-станцией. Никаких коррекций не определяют, а формируют разности из наблюдений на станциях. В статике по разностям, свободным от многих искажений, вычисляют соединяющий эти станции пространственный вектор *D*:

$$D = \sqrt{(X_B - X_A)^2 + (Y_B - Y_A)^2 + (Z_B - Z_A)^2}.$$

Таким образом, в относительных измерениях определяют приращения координат между опорным и определяемым пунктами, поэтому вектор базовой линии является важной характеристикой таких измерений. Это трёхмерный вектор приращений координат между опорным и определяемым пунктами.

Координаты от опорного пункта передаются к определяемому через базовую линию. Ошибки такой передачи зависят от длины базовой линии и напрямую включают в себя ошибки координат исходного пункта. Длина базовой линии при построении заполняющих геодезических сетей рекомендуется в 5–15 км. Для геодезических разбивочных сетей эта рекомендация не обязательна.

Базовая станция должна иметь точные координаты, чтобы по измеренным приращениям можно было бы вычислить координаты остальных пунктов геодезической сети.

Высокая точность относительных измерений обусловлена формированием разностей координат базовой и определяемых станций. При совместной обработке наблюдений систематические погрешности, имеющие близкие значения для всех приёмников, участвующих в синхронных измерениях дальностей, исключаются в разностях. К ним относятся погрешности эфемерид и шкалы времени одного и

того же спутника, погрешности тропосферных и ионосферных влияний.

Относительные способы являются основными в геодезических и геодинамических работах.

Наиболее точным и трудоемким является способ статики. Точность способа зависит от продолжительности измерений. Измерения в течение 5 мин обеспечивают дециметровую точность. Обычно продолжительность наблюдений на паре станций составляет около одного часа. За это время происходит накопление результатов измерений, выполняемых через интервалы от 1 с до 5 мин.

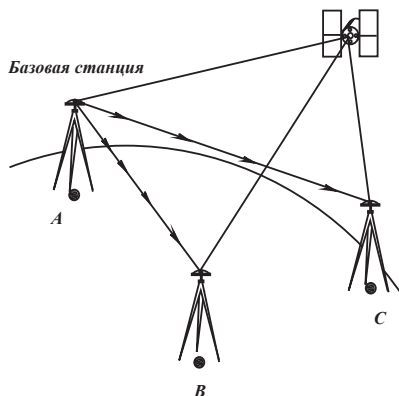


Рис. 3.10. Схема относительных измерений

При отслеживании минимум 5 спутников для многих приемных систем характерны следующие значения средних квадратических ошибок ($D_{\text{км}}$ - расстояние до базовой станции в километрах):

- в плане $(5 + 1 \cdot D_{\text{км}})$ мм при D меньше 10 км;
- в плане $(5 + 2 \cdot D_{\text{км}})$ мм при D больше 10 км;
- по высоте $(10 + 2 \cdot D_{\text{км}})$ мм.

Относительные измерения, как отмечено ранее, в свою очередь подразделяются на *статические* и *кинематические*. При любом из режимов относительных измерений один из приёмников устанавливается на пункте с известными координатами, а другие – на определяемых пунктах.

Статический режим наблюдений является наиболее точным и основным методом при построении геодезических сетей. Он требует наибольших затрат времени. В зависимости от требуемой точности координатных определений время наблюдений может колебаться от часа до нескольких часов. В режиме статики используется постобработка и специальное программное обеспечение.

Статические наблюдения заранее проектируют с использованием альманаха, а пункты установки приёмников подбирают таким образом, чтобы сигнал от спутников не блокировался окружающими предметами местности. Небо должно быть максимально открыто вплоть до горизонта.

Проектируемая продолжительность наблюдений зависит от требований точности, длины базовой линии и применяемого приёмника. Длительность наблюдений обусловлена необходимостью полного разрешения неоднозначности фазовых измерений. Для двухчастотных приёмников разрешение неоднозначности осуществляется в течение 10–15 минут даже на длинных базах. Для одночастотных приёмников этого времени может оказаться достаточно лишь на коротких базах длиной до 1 км. На длинных базовых линиях разрешение неоднозначности требует длительных наблюдений в течение 1 часа и более. Ориентировочно время наблюдений можно проектировать, пользуясь данными таблицы 3.3.

Таблица 3.3. Проектируемое время наблюдений

Длина базовой линии, км	Продолжительность сессии, мин
0,1...1,0	10...30
1,1...5,0	20...60
5,1...10,0	20...90
10,1...30,1	30...120

Большая продолжительность наблюдений позволяет повысить точность координатных определений. При высоких требованиях к точности измерения планируют в несколько сессий (приёмов), включая повторные измерения с возвращением на определяемые пункты.

В качестве исходных пунктов для базовых станций выбираются пункты, на которые распространяются требования, предъявляемые к пунктам ФАГС или ВГС. Для разбивочных сетей эти условия не обязательны. Долговременная сохранность и стабильность знаков исходных пунктов обеспечивается закладкой solidных центров, по возможности совмещенных с существующими центрами

государственной геодезической сети. Допускается размещение центров исходных пунктов на крышах зданий.

Пункты создаваемой спутниковой сети должны быть максимально совмещены с исходными пунктами ранее созданной геодезической сети. В качестве совмещенных пунктов предпочтительно выбирать существующие пункты глубокого заложения либо надстройки на зданиях.

Пункты спутниковой геодезической сети всех классов должны удовлетворять требованиям долговременной сохранности и стабильности положения. Факторы, мешающие приему спутниковых сигналов (радиопомехи, экранировка принимаемых сигналов, наличие отражающих объектов), должны быть выявлены и устранены или сведены к минимуму.

К статическим методам относятся режимы быстрой статики и реокупации. Метод реокупации иначе называют псевдостатикой и даже псевдокинематикой. Эти режимы статики менее трудоемки.

Быстрая статика. Быстрая статика – это разновидность статического режима измерений, при котором время наблюдений может быть сокращено до 10-20 мин. Быстрая статика применяется на коротких базовых линиях, а также при некотором снижении требований к точности. Приёмник информирует наблюдателя, если набран достаточный объём информации, однако чтобы избежать неоднозначности при обработке результатов практикуют возврат роверного приёмника на исходный пункт (это *реокупация*).

Одновременное наблюдение спутников *GPS* и *ГЛОНАСС* позволяет достичь сантиметровой точности в 3-6 раз быстрее.

Кинематика. Различают два режима кинематики: с остановками (*Stop&Go*) и непрерывный. Так же как и при статическом режиме измерений, кинематический производится как минимум двумя приёмниками, принимающими сигналы одновременно не менее четырёх «общих» спутников. Один из приёмников работает в качестве базовой станции на пункте с известными координатами, другой перемещается по определяемым точкам.

При работе в кинематическом режиме время статического отрезка измерений чрезвычайно мало: как правило, время набора информации на точке не превышает одной минуты (12 эпох по 5 секунд каждая). Чем больше время статического отрезка, тем выше точность полученных результатов.

Метод требует непрерывного потока информации со спутников. Поэтому в процессе перемещения с точки на точку следует избегать срывов измерений, о чём приёмник информирует наблюдателя звуковым сигналом. В этом случае необходимо вернуться на один из ранее определённых пунктов и повторить инициализацию. Инициализация заключается в измерениях с целью разрешения неоднозначности.

Для выполнения инициализации в начале измерений референчный или опорный приёмник устанавливается на исходном пункте, а роверный, передвижной – в нескольких метрах от опорного. Выполнив сессию наблюдений (15–20 минут), оба приёмника переключают в кинематический режим, и роверный приёмник перемещается на определяемые точки. Если роверный приёмник в процессе иници-

циализации находится на значительном расстоянии от базового, то время инициализации может увеличиться до 1 часа и более.

В конце серии измерений (обычно около часа) проводят замыкание хода: подвижный приёмник возвращается в начальный пункт (реокупация), с которого начинались измерения. По завершении измерений данные переносят в компьютер для постобработки. Программа вычисляет векторы базовых линий для определения положения всех пунктов относительно исходного или нескольких исходных пунктов с известными координатами.

Непрерывная кинематика предполагает измерения без остановок на точках и используется для высокоточного координирования траектории движущегося объекта.

Кинематика в реальном времени. Этот режим работы используют с целью получения координат точек непосредственно в процессе измерений (режим *RTK – Real Time Kinematics*). Метод требует специального контроллера (полевого компьютера) для оперативной обработки и сохранения материалов.

Как и в предыдущих режимах работ, в *RTK* один приёмник служит базовой станцией и устанавливается на исходном пункте. Второй приёмник перемещается по определяемым точкам. Базовая станция и подвижный приёмник связаны радиотелеметрической или другой системой связи. Данные коррекции по фазе несущих и другие поправки передаются на подвижный приёмник через модем. Благодаря этой информации на подвижном приёмнике производится обработка результатов и вычисляются приращения координат для точки по отношению к базовой станции за несколько секунд.

3.3. Обработка результатов спутниковых измерений

По завершении полевых наблюдений результаты переносятся с приёмника или контроллера на компьютер для дальнейшей обработки. Постобработка спутниковых наблюдений осуществляется в два этапа: предварительная обработка и уравнивание геодезических построений. Результатом обработки является готовая продукция: каталог координат пунктов геодезической сети или цифровая карта или геоинформационная система региона или объекта.

Предварительная обработка включает в себя обработку файлов спутниковых наблюдений, оперативный контроль и оценку качества измерений, выявление некачественных наблюдений и пунктов, требующих повторных наблюдений, подготовку данных для уравнивания.

Окончательная обработка заключается в совместном уравнивании результатов измерений на основе метода наименьших квадратов и вычислении координат пунктов с оценкой точности, а также преобразовании координат в требуемую систему.

Для целей обработки спутниковых наблюдений могут быть использованы самые разные программные средства, как-то: *Trimble Geomatics Office*, *Aschtech Solutions*, *3S PAKK (Thales)*, *Geo Office (Leica)*, *Spectrum Survey (Sokkia)* и другие. Многие программы унифицированы и приспособлены для обработки большинства типов приёмников.

Программы содержат следующие основные функциональные позиции:

- планирование измерений на основе обработки альманаха спутников и информации о препятствиях на пунктах наблюдений;
- перенесение результатов наблюдений с приемников на компьютер для постобработки;
- предварительная обработка, контроль качества измерений;
- окончательная обработка;
- образование базы данных и сервисные функции.

Используя программное обеспечение, создают проект, в рамках которого вводятся данные по объекту, и осуществляют постобработку.

Информация в памяти приёмника содержит кодовые, фазовые, эфемеридные и другие данные, полученные со спутника. Эта информация, а также данные о станции перекачиваются в базу созданного проекта. Кроме того следует указать опорные пункты и ввести их координаты, а также указать мобильные пункты, участвующие в обработке. Следует выбрать модель учёта тропосферных и ионосферных влияний, вариант использования эфемеридных данных, а также указать избранный вариант обработки по «коду» или по «фазе», хотя в обработку одновременно принимаются оба типа измерений. В соответствии с типом приёмника выбирается частота, на которой выполнены измерения, а именно: L_1 , L_2 или $L_1 + L_2$.

Программа предварительной обработки выполняет вычисления пространственных координат спутников по их эфемеридам. Точные эфемериды публикуются на сайтах *GPS* в Интернете. После их появления обработку можно повторить, что повысит точность координатных определений.

Дальнейшая предварительная обработка заключается в разрешении неоднозначности фазовых измерений и вычислении векторов базовых линий. Технологично вычислительного процесса с некоторым упрощением можно представить следующим образом:

- сравниваются кодовые и фазовые данные приёмника;
- выполняется обработка с использованием третьих разностей фазовых измерений;
- определяются вещественные значения чисел неоднозначности и по ним вычисляются векторы базовых линий из обработки вторых разностей фазовых измерений;
- вещественные значения неоднозначностей приводятся к целым числам и по ним окончательно вычисляются векторы базовых линий, а также характеристики точности измерений.

Пространственные расстояния, измеренные мерными лентами, свето- и радиодальномерами, не зависят от геодезической системы координат, но пространственные (наклонные) расстояния, получаемые по результатам спутниковых измерений или вычисленные по координатам двух точек X , Y , Z , в разных системах координат разные, если угловые и масштабный параметры связи не равны нулю. При использовании космической навигационной системы ГЛОНАСС координаты точек местности вычисляются в координатной системе ПЗ-90, а при работе в навигационной системе *GPS* соответственно в *WGS-84*.

Таким образом, работая с навигационной системой *GPS*, российскому потребителю необходимо выполнить преобразование координат (геодезических или пространственных прямоугольных) из системы *WGS* в систему ПЗ и далее в референциальную систему координат Российской Федерации СК-95 (или местную систему координат). Формулы преобразования и параметры трансформирования приведены в «ГОСТ Р 51794-2008. Глобальные навигационные спутниковые системы. Системы координат. Методы преобразований координат определяемых точек».

Геодезические сети со сторонами в пределах 20 км обычно обрабатываются на плоскости в принятой проекции Гаусса-Крюгера. В этом случае конечным результатом обработки являются вычисленные плоские прямоугольные координаты пунктов. Безусловно, когда речь идёт о расчётах в пределах небольших расстояний и площадей, а именно такими являются инженерно-геодезические построения, то естественным и целесообразным будет использование геодезических данных в плоской прямоугольной системе координат. Но когда геодезические вычисления должны быть выполнены между точками земной поверхности, расположенными на значительных расстояниях, то в этом случае бесспорным преимуществом пользуется геодезическая система координат как единая для всей Земли.

При относительных спутниковых измерениях формируются разности координат базовой и определяемых станций. Длина вектора базовой линии b_{km} между смежными пунктами k и m определяется формулой

$$b_{km}^2 = \Delta X_{km}^2 + \Delta Y_{km}^2 + \Delta Z_{km}^2, \quad (3.14)$$

где ΔX_{km} , ΔY_{km} , ΔZ_{km} – приращения прямоугольных пространственных координат, которые находятся из совместного решения уравнений типа (3.6) для пунктов k и m . Если приращения координат получены в системе *WGS*, их следует пересчитать в систему ПЗ, используя формулы (3.2) и семь параметров трансформирования.

Найдя разности координат в новой системе, вычисляют новые расстояния в системе 2 по формуле

$$S_2 = \sqrt{\Delta X_2^2 + \Delta Y_2^2 + \Delta Z_2^2}. \quad (3.15)$$

Длины геодезических линий, вычисленные по геодезическим координатам B, L , на разных эллипсоидах разные. В этих случаях сначала пересчитываются координаты B, L из системы 1 в систему 2, а затем по найденным координатам вычисляются длины геодезических линий на эллипсоиде системы 2.

Особенности обработки результатов измерений в инженерно-геодезических сетях. Инженерно-геодезические построения по сравнению с государственными спутниковыми и астрономо-геодезическими сетями имеют некоторые специфические особенности:

- занимают сравнительно небольшие площади, а расстояния между смежными пунктами составляют от нескольких сотен метров до нескольких километров;
- стороны сети могут иметь значительные углы наклона к горизонту;

- пункты специальных разбивочных сетей характеризуются высокой точностью определения взаимного положения;
- сети имеют значительное число избыточных измерений и поэтому – большое число дополнительных условий;
- могут не иметь связи с государственной астрономо-геодезической сетью;
- инженерно-геодезические сети могут располагаться в предгорной и горной местности, где имеются значительные колебания уклонений отвесных линий.

Перечисленные особенности инженерно-геодезических сетей естественным образом отразятся на процессах обработки результатов измерений, в частности на редуccionных вычислениях.

Обработку измерений, как показывает практика, проще выполнять в местной системе координат. В качестве отсчётной поверхности в этой местной системе координат выбирают сферу радиуса R , равного среднему радиусу кривизны принятого референц-эллипсоида в пределах сети. Результаты всех измерений редуccionуют на поверхность этой сферы.

В качестве исходного пункта может быть выбран любой пункт сети в местной системе координат, но также координаты этого пункта могут быть определены из абсолютных спутниковых измерений.

Уклонения отвесных линий в исходном пункте в местной системе координат полагают равными нулю: $\xi_0^{az} = 0$; $\eta_0^{az} = 0$.

Для всех пунктов сети вычисляют гравиметрические или топографические составляющие уклонений отвесных линий на пункте наблюдения – ξ^{zp} , η^{zp} по гравиметрическим или топографическим картам.

Астрономо-геодезические уклонения отвеса в местной системе координат получают как разности уклонения отвеса в каждом пункте относительно исходного:

$$\xi^{az} = \xi^{zp} - \xi_0^{zp}; \quad \eta^{az} = \eta^{zp} - \eta_0^{zp}. \quad (3.16)$$

Геодезические высоты в местной системе координат устанавливают так: в исходном пункте аномалию высоты полагают равной нулю и геодезическую высоту – равной нормальной высоте этого пункта. Для всех остальных пунктов сети астрономо-геодезические аномалии высот в местной системе координат определяют по формуле астрономического нивелирования:

$$\Delta\zeta = -\left(\xi^{az} \cos A + \eta^{az} \sin A\right)S - \frac{g - \gamma}{\gamma} \Delta h, \quad (3.17)$$

где $\Delta\zeta$ – превышение квазигеоида вдоль линии S ; A – азимут линии; Δh – превышение; g – реальное значение силы тяжести; γ – нормальное значение силы тяжести.

В формуле (3.17) второй член $\frac{g - \gamma}{\gamma} \Delta h$ может быть вычислен при наличии результатов гравиметрической съёмки. Если превышения Δh между конечными пунктами сторон сети не превышают 100 м, этот член не превзойдёт нескольких сантиметров даже в сильно аномальных районах, и его можно не принимать

во внимание. Таким образом, превышения квазигеоида в местной системе координат определяются по формуле [24]:

$$\Delta\zeta = -\frac{1}{\rho}(\xi^{az} \cos A + \eta^{az} \sin A)S. \quad (3.18)$$

Современные инженерно-геодезические сети представляют собой в основном комбинации спутниковых построений с линейно-угловыми, в частности полигонометрическими сетями, но могут быть представлены просто в виде линейно-угловых построений, привязанных к местным координатным системам. В любом случае результатами измерений в таких сетях кроме векторов базы спутниковых определений будут длины сторон сети, а также вертикальные и горизонтальные углы. Поскольку в инженерно-геодезических сетях длины сторон невелики, точность измерения вертикальных углов сравнима с точностью измерения горизонтальных углов. Редукционная задача вследствие этих причин будет сводиться к редукции длин сторон сети и векторов базы, горизонтальных углов и зенитных расстояний. При этом составляющие уклонения отвесной линии ξ_1, η_1 в системе СК-95 определяются с использованием карт (моделей) уклонений отвесных линий. Зенитные расстояния Z_{12} получают на основе измерений. Вместо азимутов A_{12} могут использоваться дирекционные углы известных сторон в местной системе.

Поправка за высоту наблюдаемого пункта, как правило, мала. Требуемые для ее вычисления высота H_2 и широта B_1 могут быть определены по карте.

В *горизонтальные направления* вводят поправку v_1 за уклонение отвесной линии:

$$v_1 = (\eta_1^{az} \cos A_{12} - \xi_1^{az} \sin A_{12}) \operatorname{ctg} Z_{12}, \quad (3.19)$$

где ξ_1^{az}, η_1^{az} – составляющие астрономо-геодезического уклонения отвеса в точке стояния прибора; A_{12} – азимут направления 1-2; Z_{12} – зенитное расстояние наблюдаемого направления.

Поправка за высоту наблюдаемого предмета вводится по формуле:

$$v_2 = \rho'' \frac{H_2}{2M} e^2 \cos^2 B_2 \sin 2A_{12}, \quad (3.20)$$

где H_2 и B_2 – геодезическая высота и широта наблюдаемого пункта; M – радиус кривизны меридиана; e – эксцентриситет эллипсоида.

Для эллипсоида Красовского можно принять $\rho'' \frac{e^2}{2M} \approx 0,108''$, поэтому формула (3.20) примет вид:

$$v_2 = 0,108'' H_2 \cos^2 B_2 \sin 2A_{12}, \quad (3.21)$$

где H_2 выражается в километрах.

Формула для вычисления поправки за переход от нормального сечения к геодезической линии может быть записана в виде [24]:

$$v_3 = \rho'' \frac{(e'')^2}{12N_1^2} S^2 \cos^2 B_1 \sin 2A_{12}.$$

Для эллипсоида Красовского эта формула примет вид:

$$v_3 = 0,0282^{\circ} S^2 \cos^2 B_1 \sin 2A_{12}, \quad (3.22)$$

где S берётся в сотнях метров. При длинах линий порядка нескольких километров эту поправку не вводят.

Таким образом, редуцирование на эллипсоид горизонтальных направлений, полученных непосредственно из измерений (т.е. приведенных к центрам пунктов), осуществляется суммированием к измеренным направлениям поправок v_1, v_2 , и, при больших расстояниях, v_3 :

$$N_{12}^2 = N_{изм} + v_1 + v_2 + v_3.$$

Углы вычисляются по исправленным направлениям: угол равен разности двух направлений:

$$\beta_{213} = N_{13} - N_{12}.$$

Измеренные горизонтальные направления N связаны с отвесной линией и являются проекциями пространственных направлений на плоскость астрономического горизонта. Они не зависят от геодезической системы координат.

В разных геодезических системах координат составляющих уклонения отвесной линии ξ, η разные. Это необходимо учитывать, если требуется пересчитать направления на эллипсоиде из одной системы координат в другую с использованием приведенной формулы.

Если горизонтальные углы, полученные из угловых измерений, необходимо пересчитывать из одной системы координат в другую, то сначала следует пересчитать направления.

Горизонтальные углы на эллипсоиде могут вычисляться как разности геодезических азимутов. В разных системах координат без угловых параметров связи азимуты всех направлений в одной точке различаются на одну величину, равную сближению меридианов. В связи с этим углы, вычисленные как разность азимутов, в таких системах координат одинаковые, и пересчитывать их не требуется. В системах с угловыми параметрами это положение выполняется тем точнее, чем меньше вертикальные углы направлений.

Зенитные расстояния Z исправляют путём введения поправок в измеренные значения. Исправление производят по формуле:

$$Z^{az} = Z + v^{az}, \quad (3.23)$$

где Z^{az} – редуцированное зенитное расстояние; v^{az} – составляющая уклонения отвеса в азимуте измеренного расстояния, вычисляемая по формуле:

$$v = \xi^{az} \cos A_{12} + \zeta^{az} \sin A_{12}. \quad (3.24)$$

Результаты прямых линейных измерений, выполненных концевыми, штриховыми и другими мерными приборами, а также электронными тахеометрами или электрооптическими светодальномерами, не зависят от принятой системы координат. Векторы базы или наклонные расстояния между базовой станцией и роверным приёмником, полученные из результатов спутниковых измерений или

вычисленные по координатам двух точек X, Y, Z , прямо зависят от принятой системы координат и поэтому должны быть предварительно пересчитаны в нужную систему координат в соответствии с ранее приведёнными формулами (3.6), (3.7). Дальнейшая обработка результатов линейных определений заключается в редуцировании *наклонных расстояний на эллипсоид*. Редуцирование наклонных расстояний на эллипсоид выполняется по формулам:

$$s = S \left[\frac{1 - ((H_2 - H_1)/S)^2}{(1 + H_1/R_A)(1 + H_2/R_A)} \right]^{-0,5} + \frac{S^3}{24R_A^2};$$

$$H_1 = H_1' + \zeta_1; H_2 = H_2' + \zeta_2;$$

$$R_A = \frac{N_1}{1 + e^2 \cos^2 B_1 \cos^2 A_{12}};$$

$$N_1 = \frac{a}{(1 - e^2 \sin^2 B_1)^{0,5}},$$
(3.25)

где s – расстояние на эллипсоиде (длина геодезической линии); S – наклонное расстояние между центрами пунктов; H_1, H_2 – геодезические высоты; H_1', H_2' – нормальные высоты пунктов (высоты в Балтийской системе); ζ_1, ζ_2 – высоты квазигеоида над эллипсоидом Красовского, найденные по формуле (3.18); R_A – радиус кривизны нормального сечения; N_1 – радиус кривизны первого вертикала; B_1 – широта базовой станции; A_{12} – азимут с базовой станции 1 на определяемый пункт 2; $a = 6378245$ м; $e^2 = 0,0066934216$; $e'^2 = 0,0067385254$.

Высоты квазигеоида могут также определяться с использованием карт (моделей) высот квазигеоида в системе СК-95. Радиусы кривизны R_A и N_1 вычисляются с предварительными координатами и азимутами, которые получают по предварительным координатам. Как сказано ранее, вместо значений R_A и N_1 в инженерно-геодезических сетях может использоваться средний радиус кривизны:

$$R_{cp} = \frac{a\sqrt{1 - e^2}}{1 - e^2 \sin^2 B_{cp}}.$$
(3.26)

Длины геодезических линий пересчитываются в расстояния на плоскости проекции Гаусса с местной координатной сеткой при помощи следующих формул:

$$d = s \left(1 + \frac{y_m^2}{2R_m^2} + \frac{\Delta y^2}{24R_m^2} + \frac{\Delta y^4}{24R_m^4} \right),$$

$$y_m = 0,5(y_1' + y_2'); y_1' = y_1 - y_0; y_2' = y_2 - y_0; \Delta y = y_2 - y_1,$$
(3.27)

$$R_m = \frac{a(1 - e^2)^{0,5}}{(1 - e^2 \sin^2 B_{cp})},$$

где y_1, y_2 – координаты в местной системе; y_1', y_2' – истинные ординаты; y_0 – ордината условного начала (ключ местной системы); B_{cp} – широта в средней точке геодезической линии (может определяться по карте с ошибкой не более 10').

Если расстояния вычисляются с точностью 1 мм, то надо использовать точное значение ключа y_0 . Когда расстояния не превышают 10 км и вычисляются с точностью 1 см, можно пользоваться приближенным ключом y_0 . В трехградусных зонах максимальная разница между точным и приближенным значением y_0 должна быть не более 300 м, а в шестиградусных зонах может находиться в пределах от 190 до 310 м в зависимости от широты.

Таким образом, при относительных методах спутниковых измерений определение координат точек в местных системах может выполняться так же, как и вычисления для перехода на плоскость в проекции Гаусса-Крюгера. Необходимые для этого пересчеты координат производятся с ключами местной системы.

При определении координат относительным методом в местных системах без их ключей измеряются определяемые стороны и не менее чем одна исходная сторона. Длины сторон не должны превышать 10 км. Разности координат Δx и Δy вычисляются с точностью до 1 сантиметра. При вычислениях используются дирекционные углы исходных сторон, заданные или вычисленные в местной системе.

Дирекционный угол α_{12} хорды s_{12} , соединяющей точки 1 и 2 на плоскости при некотором значении A_{12} геодезической линии на поверхности эллипсоида между этими точками, вычисляют по формуле:

$$\alpha_{12} = A_{12} - \gamma_{12} + \delta_{12}, \quad (3.28)$$

где γ_{12} – гауссово сближение меридианов на плоскости в точке 1; δ_{12} – поправка за кривизну изображения геодезической линии, которую с точностью порядка 0,1" можно вычислить по формуле:

$$\delta_{12}'' = \delta_{21}'' = -0,00253 (x_2 - x_1) y_m. \quad (3.29)$$

Гауссово сближение меридианов с такой же точностью (0,1") можно подсчитать по формуле:

$$\gamma = (L - L_0) \sin B + \frac{1}{3} \frac{(L - L_0)^2}{\rho''^2} \sin B \cos^2 B. \quad (3.30)$$

Знак сближения меридианов γ совпадает со знаком разности долгот ($L - L_0$), где L_0 – долгота осевого меридиана зоны, L – долгота точки.

Геодезический азимут A_{12} вычисляется по геодезическим координатам B, L , найденным в нужной системе координат из решения обратной геодезической задачи.

Для всех измеренных сторон вычисляются их геодезические азимуты и расстояния между центрами пунктов (наклонные расстояния).

По геодезическим азимутам вычисляются горизонтальные углы на поверхности эллипсоида. По горизонтальным углам вычисляются направления геодезических линий, т.е. горизонтальные направления на эллипсоиде. Горизонтальные направления на эллипсоиде пересчитываются в направления на плоскости проекции Гаусса по методике, изложенной ранее.

По направлениям на плоскости проекции вычисляются горизонтальные углы на плоскости проекции.

С вычисленными расстояниями и углами выполняется уравнивание координат. Контроль результатов измерений производится по поправкам v , которые

углы и расстояния получают при уравнивании. Может также выполняться приближенное уравнивание.

Результаты спутниковых определений должны относиться к центрам пунктов. Для приведения результатов спутниковых измерений к центрам пунктов определяются элементы центрировки спутниковых приемников.

Элементами центрировки являются разности геодезических координат δB , δL , δH центра пункта и геометрического центра антенны приемника. Величины δB , δL называются горизонтальными элементами центрировки, величина δH – вертикальным элементом.

Если антенна установлена над центром пункта, то горизонтальные элементы центрировки δB , δL равны нулю, а вертикальный элемент δH вычисляются по формуле $\delta H = -h_a$, где h_a – высота антенны над центром пункта. Большинство современных программ учитывает только вертикальный элемент центрировки, т. е. высоту антенны.

3.4. Проектирование и построение спутниковых геодезических сетей

Основными этапами создания и реконструкции спутниковых геодезических сетей являются:

- предпроектное обследование пунктов и контрольные измерения;
- проектирование;
- рекогносцировка, обследование и закладка пунктов;
- полевые наблюдения и предварительная обработка результатов на исходном пункте;
- камеральная обработка спутниковых наблюдений на исходном пункте;
- полевые наблюдения и предварительная обработка результатов на пунктах каркасной сети;
- камеральная обработка спутниковых наблюдений на пунктах каркасной сети;
- передача данных спутниковых наблюдений на пунктах каркасной сети для включения в государственную геодезическую сеть;
- полевые наблюдения и предварительная обработка результатов на пунктах спутниковой геодезической сети (СГС);
- камеральная обработка спутниковых наблюдений на пунктах СГС.

Определение координат исходных пунктов производится с использованием статического режима. Программа спутниковых наблюдений аналогична программе работ на пунктах ФАГС и ВГС. Сеанс наблюдений не менее 5 суток при условии, что имеется возможность получения информации об измерениях на ближайших (не менее 3) пунктах ФАГС, ВГС либо международных постоянно действующих пунктах, относящейся к тому же интервалу времени.

Спутниковые наблюдения на пунктах каркасной сети выполняются для высокоточного определения взаимного положения исходных пунктов городской геодезической сети и для надежной связи городской и государственной систем

координат. Спутниковые наблюдения на пунктах каркасной сети выполняются сетевым методом с использованием статического режима и, как правило, одновременно на всех пунктах каркасной сети. Допускается выполнение наблюдений несколькими перекрывающимися зонами, на которые делится вся создаваемая каркасная сеть. Смежные зоны должны иметь не менее 3 общих пунктов.

Программа спутниковых наблюдений должна состоять из двуденных, равных по времени сеансов наблюдений продолжительностью не менее 3 часов каждый.

К наблюдениям привлекается возможно большее число приемников при возможно меньшем разнообразии типов приемников и антенн.

Наблюдения на пунктах СГС-1 выполняются сетевым и совмещенным методами с использованием статического режима и, как правило, несколькими перекрывающимися зонами, на которые делится вся создаваемая сеть. Смежные зоны должны иметь не менее 3 общих пунктов.

Программа спутниковых наблюдений должна состоять из двуденных, равных по времени сеансов наблюдений продолжительностью не менее 1,5 часов каждый.

Окончательная обработка состоит из следующих основных процессов:

- редуцирование результатов наблюдений в местную систему координат;
- анализ и минимизация расхождений на совмещенных пунктах;
- подготовка предложений и согласование с территориальными органами госгеонадзора параметров изменения «ключа» местной системы координат;
- совместное уравнивание городских геодезических сетей работ разных лет;
- составление каталога в цифровой и традиционной форме.

На первом этапе необходимо создать и обработать каркасную сеть с максимально возможной точностью и передать материалы для включения в государственную геодезическую сеть в предприятие Роскартографии, ответственное за уравнивание государственной геодезической сети данной территории.

На втором этапе необходимо создать и обработать спутниковую городскую (региональную) геодезическую сеть.

Окончательные координаты КС и СГС в государственной системе получают после включения КС в государственную геодезическую сеть (ГГС).

Нормативным документом, детально регламентирующим методы обработки материалов городских геодезических работ, является разработанное Московским аэрогеодезическим предприятием «Руководство по математической обработке геодезических сетей и составлению каталогов координат и высот пунктов в городах и поселках городского типа» (изд. 1990 г.).

Для завершения работ по реконструкции спутниковой геодезической сети необходимо выполнить следующие работы:

- приведение существующей системы высот района к государственной Балтийской системе высот 1977 г. для исключения разночтений в высотах при высокоточных измерениях и инженерно-геодезических работах;
- организация периодических измерений на исходном пункте региональной сети, преобразование его в постоянно действующий пункт города и интеграция его в ФАГС или ВГС.

Сбор материалов ранее выполненных работ является первым этапом создания технического проекта, который является документом, определяющим содержание, объем, затраты, основные технические условия, сроки, организацию выполнения проектируемых работ и сметную стоимость работ.

Сбор материалов геодезической обеспеченности производится в территориальных инспекциях государственного геодезического надзора (ТИГГН), городских отделах архитектуры, земельных комитетах и подразделениях, выполнявших ранее геодезические работы на данном объекте. Информацию при этом получают, изучая следующие материалы:

- топографические карты и планы региона, города;
- материалы геодезического обследования на данном объекте по ранее выполненным работам;
- выписки из каталогов координат и высот пунктов на объект работ;
- сведения о центрах исходных пунктов, их состоянии;
- сведения о центрах и состоянии пунктов ранее проложенных сетей;
- выписки из отчетов ранее выполненных геодезических работ (наименование работы, шифр объекта, инвентарный номер отчета, год выполнения, наименование организации-исполнителя работ, оценка точности работ, каталог пунктов, участвующих в работе, схема);
- справки о системах координат и высот, применяемых на объекте.

Все собранные материалы систематизируются для предварительного анализа и составления технического проекта.

На основе собранного материала выполняется анализ с целью установления:

- качественных характеристик и плотности существующей сети и возможности использования пунктов ранее выполненных работ, отвечающих требованиям к пунктам создаваемой сети взамен запроектированных;
- возможности построения проектируемой сети, связанные с различными технологиями спутниковых измерений (сетевой, лучевой и совмещённый методы).

Проектирование геодезических сетей включает в себя следующие стадии работ:

- изучение района предстоящих геодезических работ;
- выбор схемы проектируемой сети;
- выбор метода построения геодезической сети в данном районе и его экономическое обоснование;
- разработка предложений и мероприятий, содействующих успешному выполнению отдельных видов работ;
- оформление технического проекта.

Схема проектируемой сети составляется на топографических картах масштаба 1:100 000 или 1:50 000. Топографические карты и планы более крупных масштабов используют для разработки отдельных частей проекта.

Выбор схемы проектируемой сети осуществляется исходя из анализа собранных в процессе работ исходных материалов, условий технического проекта, а также исходя из условий получения соответствующего класса создаваемой сети и выбора методов построения сети. Треугольники в сети должны быть по воз-

возможности равноугольными, а минимальное значение угла в сети должно быть не менее 20° и не более 160° .

После составления предварительной схемы выбираются пункты существующей геодезической сети соответствующего класса и наносятся на карту. На карту наносятся только те пункты, выбор которых не нарушает геометрических характеристик создаваемой сети.

По крупномасштабным картам и планам анализируется местоположение пунктов, включенных в городскую геодезическую сеть, на предмет наличия вокруг них препятствий. Для каждого пункта, на котором отмечаются ограничения обзора наблюдаемых спутников из-за наличия тех или иных препятствий, строится полярная диаграмма видимости небосвода с нанесением на нее экранирующих препятствий.

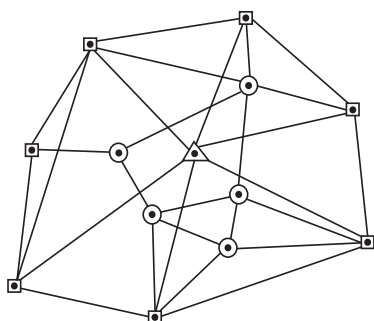
На схеме выбирается местоположение пунктов опорных и перемещаемых спутниковых приемников.

Согласно выбранной схеме составляется графическая часть проекта создаваемой сети, при этом показываются все связи при наблюдениях на пунктах.

Типовые схемы спутниковых геодезических сетей приведены на рис. 3.11 и 3.12.

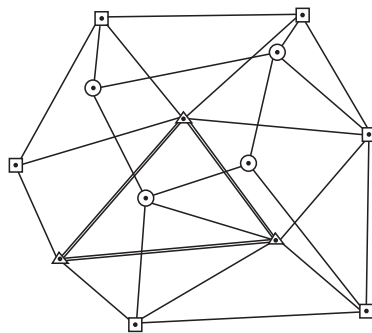
При выборе технологии выполнения работ необходимо руководствоваться следующими требованиями:

- Для достижения однородной высокой точности необходимо проектировать минимальное количество классов и разрядов при совмещении старой и новой геодезических сетей.
- При построении спутниковой городской геодезической сети необходимо использовать максимальное количество одновременно работающих спутниковых приемников, что позволяет за счет избыточных измерений повысить точность и надежность результатов наблюдений.
- При проектировании сети с использованием лучевого метода необходимо предусмотреть выполнение спутниковых наблюдений на каждом определяемом пункте дважды с контролем сходимости получаемых результатов.



△ Исходный пункт □ Пункты каркасной сети
○ Пункты СГС

Рис. 3.11. Схема спутниковой геодезической сети с одним исходным пунктом



△ Исходные пункты □ Пункты каркасной сети
○ Пункты СГС

Рис. 3.12. Схема спутниковой геодезической сети с тремя исходными пунктами

При создании и реконструкции геодезических сетей с использованием спутниковых приёмников могут быть использованы следующие методы измерений:

- лучевой метод, в котором координаты определяемых пунктов сети вычисляются относительно одного или двух опорных (референчных) пунктов (рис. 3.13);
- сетевой метод – измерения выполняются на каждом пункте сети или на каждой линии (рис. 3.14).

Сетевой метод считается основным методом наблюдений с использованием статического режима и, как правило, несколькими перекрывающимися зонами, на которые делится вся создаваемая сеть. Смежные зоны должны иметь не менее 3 общих пунктов.

Для пунктов с ограниченным обзором небосвода из-за наличия тех или иных препятствий время для проведения сеансов наблюдений выбирается на основе анализа полярной диаграммы препятствий, дополненной траекториями движения спутников с указанием времени их прохождения по нанесенной на диаграмму траектории. Для организации синхронных наблюдений это время согласуется со временем проведения спутниковых измерений на всех других пунктах, участвующих в планируемом сеансе наблюдений.

Всё чаще при решении инженерно-геодезических задач пункты спутниковых определений используются в качестве исходных для передачи координат и ориентирования локальных инженерно-геодезических разбивочных, но также и съёмочных сетей. Это могут быть магистральные ходы линейных сооружений, при реализации проектов которых, как известно, строится постоянное планово-высотное геодезическое обоснование протяжённостью на сотни и тысячи км. К таким объектам относятся автомобильные и железные дороги, трубопроводы, линии электропередач, каналы и др. Для объектов строительства, занимающих ограниченные территории (мостовые переходы, промышленно-городские комплексы, гидроузлы, аэропорты и т.п.) также строят разбивочные сети, которые могут быть выполнены исключительно на спутниковых технологиях или в комбинации с традиционными линейно-угловыми построениями.

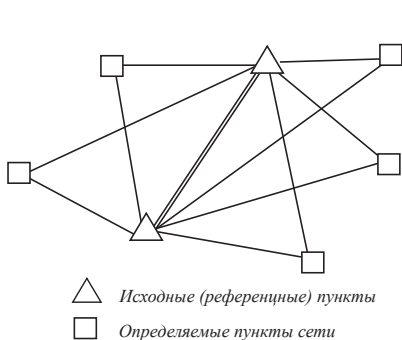


Рис. 3.13. Лучевой метод измерений с контролем

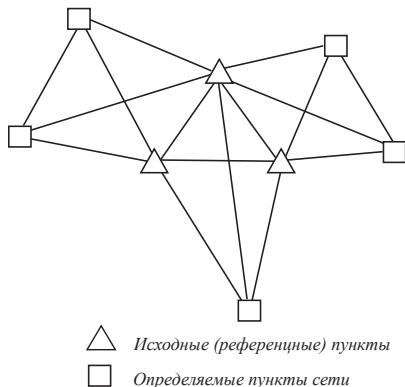


Рис. 3.14. Сетевой метод измерений

Если спутниковая сеть служит исходной для традиционных линейно-угловых построений, то привязка локальной сети к опорным пунктам должна быть реализована по известным схемам с обеспечением не только координатной, но и угловой привязки. Ориентирование и координирование инженерно-геодезических сетей, таким образом, обуславливает наличие (или построение) как минимум двух опорных (читай спутниковых) пунктов.

Естественным является выбор места расположения спутниковых пунктов при условии отсутствия факторов, ограничивающих приём или искажающих принимаемые сигналы спутников. Пункты ГНСС, служащие в качестве исходных при построении инженерно-геодезических сетей, должны быть доступны для производства привязочных работ – это первое требование к их проектированию. Вторым требованием является наличие видимости на соседний пункт ГНСС, что обусловлено необходимостью ориентирования инженерно-геодезической сети. Иначе говоря, спутниковые пункты, используемые как исходные, должны проектироваться как минимум парами, хотя естественным является их построение группой из трёх опорных (каркасных) пунктов, на что указано в СП 47.13330.2012.

Поставленные условия вполне объяснимы. Три пункта СГС образуют треугольник, координаты вершин которого определяются технологиями ГНСС. Это обстоятельство позволяет вычислить расстояния между вершинами, т. е. стороны этой фигуры могут быть определены простым решением обратных геодезических задач по известным координатам. Но эти же стороны могут быть непосредственно измерены электронными тахеометрами и, как следствие, может быть реализован контроль спутниковых определений сопоставлением результатов измерений и вычислений.

Кроме того, по разности вычисленных азимутов направлений между спутниковыми пунктами могут быть найдены горизонтальные углы при вершинах треугольника и тем самым реализован ещё один немаловажный контроль. Однако даже при реализации выше приведённых условий проектирования пунктов СГС возникает вопрос, на каком расстоянии друг относительно друга следует располагать спутниковые пункты, являющиеся исходными при построении инженерно-геодезических сетей. Вопрос этот немаловажный по той причине, что пункты СГС при стандартных схемах статических измерений определяются с вполне обозначенной погрешностью измерений, а именно около 2 см. Следовательно, при известной погрешности определения координат пунктов расстояния между ними будут определять погрешность азимута стороны. Рассмотрим сказанное несколько подробнее.

Пусть мы имеем сторону AB (рис. 3.15), заданную координатами её концов x_a, y_a и x_b, y_b . Дирекционный угол этой линии определится из решения обратной задачи,

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{y_b - y_a}{x_b - x_a}. \quad (3.31)$$

Предположим, что точка B переместилась в положение B' (рис. 3.15, a) на некоторую малую величину, т.е. координаты этой точки получили приращение $dx_b,$

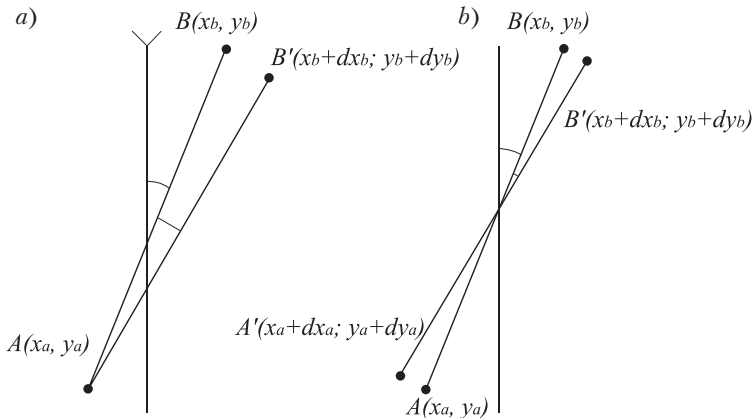


Рис. 3.15. Ошибки координат приводят к ошибкам дирекционных углов

и dy_b . В соответствии с этими переменами изменится и дирекционный угол линии AB на величину da .

Установим связь между изменением координат конечной точки отрезка прямой и изменением дирекционного угла этого отрезка. Продифференцировав формулу (3.31), получим

$$\frac{1}{\cos^2 \alpha} \cdot \frac{d\alpha}{\rho} = \frac{(x_b - x_a) dy_b - (y_b - y_a) dx_b}{(x_b - x_a)^2}.$$

Так как

$$x_b - x_a = S \cos \alpha$$

$$y_b - y_a = S \sin \alpha,$$

то полученному равенству можно придать вид

$$d\alpha = \rho \left\{ \frac{\cos \alpha}{S} dy_b - \frac{\sin \alpha}{S} dx_b \right\}. \quad (3.32)$$

Введём обозначения

$$\left. \begin{aligned} (a) &= -\rho \sin \alpha \\ (b) &= \rho \cos \alpha \end{aligned} \right\}. \quad (3.33)$$

В соответствии с этим формула (3.32) будет выглядеть так:

$$d\alpha = \frac{(a)}{S} dx_b + \frac{(b)}{S} dy_b. \quad (3.34)$$

Если конечная точка B линии AB сохраняет своё положение, а перемещается начальная точка A , то с изменением координат этой точки изменится дирекционный угол линии AB . Понятно, что эти изменения произойдут по аналогичному закону, описанному выше, и выразятся формулой (3.34) с той лишь разницей,

что коэффициенты при dx_a и dy_a будут иметь знаки, противоположные знакам коэффициентов при dx_b и dy_b , т.е.

$$d\alpha = -\frac{(a)}{S} dx_a - \frac{(b)}{S} dy_a. \quad (3.35)$$

Формулы (3.34) и (3.35) представляют собой дифференциальные формулы дирекционного угла. В общем случае (рис. 3.15, *b*), когда изменяется положение обоих концов линии *AB*, дифференциальная формула примет вид

$$d\alpha = -\frac{(a)}{S} dx_a - \frac{(b)}{S} dy_a + \frac{(a)}{S} dx_b + \frac{(b)}{S} dy_b. \quad (3.36)$$

Дифференциальные формулы дирекционного угла имеют разнообразное применение.

Решим, к примеру, следующую задачу. Пусть точка *A* является исходной для некоторой сети и принимается безошибочной. Погрешность положения точки *B* известна и составляет 20 мм. Примем знаки приращений координат соответственно $dx_b = -20$ мм, а $dy_b = +20$ мм, что отвечает наиболее неблагоприятным условиям влияния ошибок координат на ошибку дирекционного угла. Следует найти минимально допустимое расстояние между точками *A* и *B*, чтобы исходный дирекционный угол стороны *AB* определялся с погрешностью не менее 5". Примем дирекционный угол стороны *AB* равным 45° и решим уравнение (3.34) относительно *S*. Простые вычисления дадут значение искомого расстояния, равное 1100 м. Иначе говоря, при проектировании пунктов СГС в качестве исходных необходимо учитывать требования к точности ориентирования строящихся сетей.

3.5. Закрепление пунктов спутниковой геодезической сети

Исходные пункты представляют собой взаимосвязанную систему основных и контрольных центров, на которые распространяются требования, предъявляемые к пунктам ФАГС или ВГС.

Долговременная сохранность и стабильность центров ИП должна быть обеспечена закладкой центров, образцы которых приведены на рис. 3.16, по возможности совмещенных с существующими центрами государственного нивелирования I-II класса.

Фундаментальный репер для районов с сезонным промерзанием грунта состоит из четырёхгранной усечённой пирамиды, монолитно скреплённой с якорем в виде бетонной плиты, заделанной в грунт естественной плотности. Центры ИП могут быть размещены на крышах зданий. Создание таких центров следует осуществлять по специальным проектам. В этих проектах обосновывается пригодность выбираемых зданий для выполнения долговременных высокоточных спутниковых измерений, особенности закрепления на них центров, прорабатываются вопросы рационального размещения спутниковой приемной аппаратуры.

Немаловажным является наличие возможности организации электроснабжения, условия проведения на таких пунктах спутниковых наблюдений с учетом минимального воздействия факторов, мешающих приему спутниковых сигналов (радиопомех, экранировки-принимаемых сигналов, наличия отражающих объектов).

Стабильное положение основного центра относительно контрольного проверяется высокоточными геодезическими измерениями с периодичностью не реже одного раза в 2 года. Программа наблюдений разрабатывается с учетом местных геодинамических условий.

Основной и контрольные центры ИП должны иметь так называемую охранную зону, согласованную с органами землеустройства, архитектуры и градостроительства, позволяющую выполнять спутниковые наблюдения в благоприятных условиях.

Пункты каркасной сети должны быть максимально совмещены с исходными пунктами ранее созданной городской сети и ближайшими пунктами государственной сети. В качестве совмещенных пунктов КС предпочтительно выбирать существующие пункты глубокого заложения (рис. 3.17, 3.18) либо надстройки на зданиях в виде туров со съёмным визирным цилиндром и деревянной площадкой для наблюдателя (рис. 3.19).

Закладка дополнительных пунктов производится в исключительных случаях центрами глубокого заложения. Тип центра вновь заложённых пунктов устанавливается в зависимости от физико-географических условий и глубины промерзания грунта в соответствии с требованиями «Правил закладки центров и реперов на пунктах геодезической и нивелирной сетей».

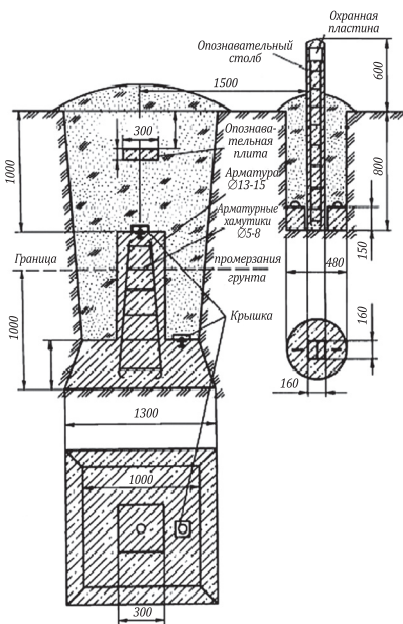


Рис. 3.16. Фундаментальный репер для районов с сезонным промерзанием грунтов

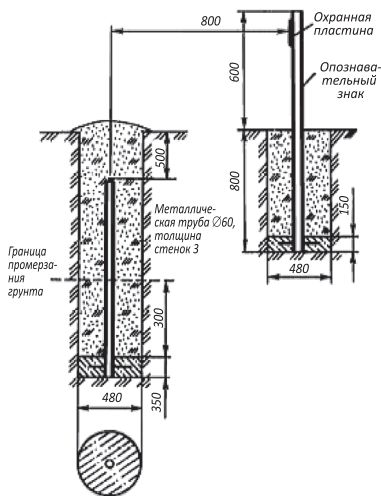


Рис. 3.17. Центр пункта геодезической сети и грунтовый репер для области сезонного промерзания грунтов свыше 2 м

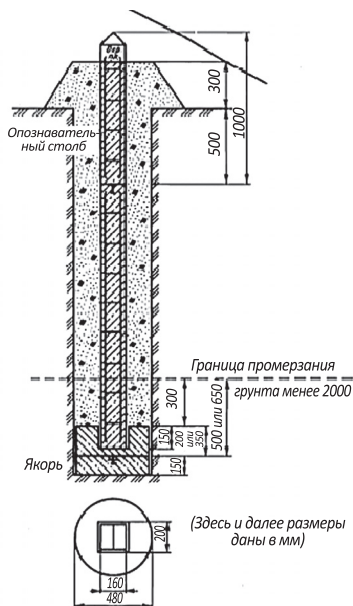


Рис. 3.18. Плановый геодезический знак для районов с промерзанием грунта менее 2 м

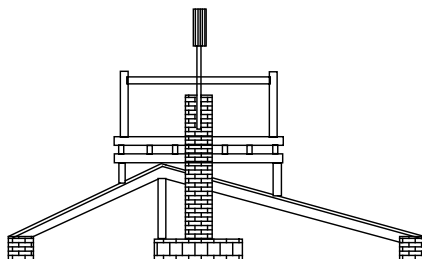


Рис. 3.19. Геодезический пункт на крыше здания

Пункты спутниковой геодезической сети 1 класса должны быть максимально совмещены с сохранившимися пунктами городской триангуляции 1, 2 и 3 классов. Если это возможно, то пункты СГС совмещают также с основными узловыми пунктами городской полигонометрии и пунктами высокоточных сетей специального назначения (геодезической сетью для строительства метрополитена, нивелирной сетью и др.). Закладка дополнительных пунктов производится в необходимых случаях для обеспечения необходимой плотности сети.

Центры пунктов СГС-1 представляют собой центры существующих пунктов предпочтительно глубокого заложения либо надстройки на зданиях.

Вновь закладываемые центры должны быть центрами глубокого заложения или стенными парами. Тип центра вновь заложённых пунктов устанавливается в зависимости от физико-географических условий и глубины промерзания грунта в соответствии с требованиями «Правил закладки центров и реперов на пунктах геодезической и нивелирной сетей».

Пункты спутниковой городской геодезической сети всех классов должны удовлетворять требованиям долговременной сохранности и стабильности положения. Факторы, мешающие приему спутниковых сигналов (радиопомехи, экранировка принимаемых сигналов, наличие отражающих объектов) должны быть выявлены и устранены или сведены к минимуму.

3.6. Геодезическое спутниковое оборудование и полевые работы

Геодезическое спутниковое оборудование применяется для построения опорных геодезических сетей, на всех этапах строительства, межевания, привязки теодолитных и тахеометрических ходов, в самых современных системах мониторинга

зданий, сооружений и важнейших инженерных объектов. Все больше *GPS*- или ГЛОНАСС оборудование интегрируется с разнообразным диагностическим оборудованием, таким как трассоискатели, эхолоты, беспилотные диагностические аппараты, наблюдательные и тепловизионные летательные аппараты и др.

Ведение геодезических работ с помощью спутникового оборудования значительно увеличивает производительность труда геодезиста. Сантиметровый уровень точности определения координат может быть достигнут гораздо быстрее, чем при использовании традиционных геодезических инструментов. Спутниковые методы позволяют вести геодезические работы круглосуточно, в любую погоду, а также при отсутствии прямой видимости между точками.

Спутниковые радионавигационные системы *GPS* и ГЛОНАСС созданы в соответствии с требованиями, определяемыми их двойным, военным и гражданским, назначением (глобальностью, непрерывностью, независимостью от гидрометеорологических условий, времени суток и года и т.д.).

В ближайшие годы в мире появятся две новые спутниковые навигационные системы – *Galileo* (Европейская) и *Compass* (Китайская). Системы, которые существуют в настоящее время, систематически модернизируются, повышается их точность, долговечность и другие технические показатели.

Высокая точность навигационных определений спутниковых радионавигационных систем *GPS* и ГЛОНАСС достигается функционированием трех подсистем:

- сети навигационных спутников;
- сети наземного управления навигационными спутниками;
- аппаратуры потребителей.

Основные характеристики *сети навигационных спутников* ГЛОНАСС и *GPS* приведены в табл. 3.4.

Сеть спутников *GPS* радионавигационной системы в настоящее время состоит из 24 спутников *NAVSTAR* в околоземном космическом пространстве. Период обращения спутников составляет 12 часов, а большая полуось приблизительно равна 20 200 км. Спутники сгруппированы на шести орбитах с наклонениями в 55 градусов к экватору.

Таблица 3.4. Характеристики спутников

ПАРАМЕТРЫ		ГЛОНАСС	<i>GPS</i>
Проектное число спутников		24	24
Число орбитальных плоскостей		3	6
Высота орбит относительно центра масс, км		25500	26600
Способ разделения сигналов		Частотный	Кодовый
Несущая частота	L-1 мГц	1602,6–1615,5	1575,4
	L-2 мГц	1246,4–1256,5	1227,6
Система пространственных координат		ПЗ-90	WGS-84 (MGS-84)
Тип эфемерид		Геоцентрические координаты и их производные	Модифицированные кеплеровы элементы

Каждый спутник передает радиосигналы, которые имеют отличительные идентификационные коды. Высокоточные атомные часы на борту спутников управляют генерацией этих сигналов и кодов.

Подсистема наземного управления сети навигационных спутников представляет собой комплекс наземных средств, предназначенных для контроля над работоспособностью спутников, систематического уточнения эфемерид каждого спутника, синхронизации часов спутников, периодического обновления содержания навигационных сообщений и их трансляции спутникам.

Станции слежения непрерывно отслеживают спутники и передают информацию на главную станцию.

Главная станция вычисляет поправки синхронизации атомных часов спутников. Она также исправляет орбитальную информацию (эфемериды спутников). Главная станция передаёт результаты своей работы станциям загрузки.

Станции управления потоками данных обновляют информацию, передаваемую каждым спутником, используя данные, полученные от главной станции.

Подсистема аппаратуры потребителей представлена различными типами приемников и программного обеспечения обработки спутниковых измерений. Типы и группы геодезических спутниковых приемников приведены в табл. 3.5.

Таблица 3.5. Классификация спутников

Тип приемника	Группа	Число каналов, не менее	Частоты	Точность
Двухсистемные двухчастотные и более	1	24	$L1/L2(GPS) + L1/L2$ (ГЛОНАСС)	$3 \text{ мм} + 1 \cdot 10^{-6} D$
Односистемные двухчастотные	2	9	$L1/L2(GPS)$ или $L1/L2$ (ГЛОНАСС)	$(3-5) \text{ мм} + 1 \cdot 10^{-6} D$
Односистемные одночастотные	3	9	$L1(GPS)$ или $L1$ (ГЛОНАСС)	$10 \text{ мм} + 2 \cdot 10^{-6} D$

Для производства работ по наблюдению исходных пунктов (ИП) спутниковых городских геодезических сетей допускается применять двухчастотные двухсистемные спутниковые приёмники 1 группы.

На каркасных сетях (КС) и спутниковых геодезических сетях 1 класса (СГС-1) допускается выполнение работ с применением спутниковых приёмников 1 и 2 группы.

На спутниковых геодезических сетях 2 класса (СГС-2) допускается выполнение работ с применением спутниковых приёмников 1 и 2 группы и в виде исключения допускается выполнение работ с применением спутниковых приёмников 3 группы.

Комплекты спутниковых приёмников должны быть сертифицированы для применения на территории РФ, зарегистрированы в ТИГН и Госсвязнадзоре и метрологически аттестованы в установленном порядке.

Каждый спутник *GPS* навигационной системы передает два уникальных кода. Первый и более простой код называется *C/A* (грубым) кодом. Второй код называется *P* (точным) кодом. Этими кодами модулируются две несущие волны $L1$ и $L2$. $L1$ несет *C/A* и *P*-код, а $L2$ несёт только *P*-код.

GPS приёмники подразделяются на одночастотные и двухчастотные. Одночастотные приёмники принимают только несущую $L1$ частоту, а двухчастотные и $L1$, и $L2$.

Координаты точки стояния приёмника вычисляются методом трилатерации после определения дальности до каждого видимого спутника.

Дальности определяются по коду или фазе несущей. Между генерацией кода в спутнике и приёмом его *GPS* антенной проходит определённый период времени. Кодовые измерения позволяют определить этот промежуток времени и, умножив его на скорость электромагнитной волны, получают дальность до спутника. *GPS* приёмники *геодезического класса* измеряют фазу в пределах цикла несущей частоты. Длины волн $L1$ и $L2$ известны, поэтому дальности до спутников можно определить, добавив домер фазового цикла к общему числу длин волн между спутником и антенной. Определение полного числа циклов несущей (длин волн) между антенной и спутником называется разрешением неоднозначности – поиском целого значения числа длин волн. Для измерений в режиме с постобработкой (*PP*), который используется для определения местоположения с точностью на уровне сантиметра, это целое значение определяется во время обработки на компьютере. Для измерений в реальном времени, которые используются для определения местоположения с точностью на уровне сантиметра, это целое значение определяется в течение процесса, называемого инициализацией.

Для геодезических *GPS* измерений необходимо одновременное наблюдение одних и тех же четырёх (или более) спутников по крайней мере двумя *GPS* приёмниками: базовый приёмник и приёмник-ровер. Хотя, естественно, можно использовать и более двух приёмников.

Базовый приёмник в течение всего процесса измерений располагается на пункте геодезической основы с известными координатами. Ровер перемещается по определяемым точкам или участвует в процессе выноса точек в натуру. Результатом объединения данных, полученных этими двумя приёмниками, является пространственный вектор между базой и ровером. Этот вектор называется базовой линией.

Для определения положения ровера относительно базы можно использовать различные методы измерений. Эти методы отличаются длительностью выполнения измерений:

Геодезическим спутниковым оборудованием может быть реализовано три различных способа измерений: статика, кинематика, режим реального времени.

Комплект аппаратуры для статики включает 2 одно- или двухчастотных приёмника для сбора информации и программного обеспечения для камеральной обработки информации.

Комплект для кинематики включает 2 и более двухчастотных приёмников, 1 управляющей контроллер и ПО для камеральной обработки данных.

Комплект реального времени включает в себя 2 или более двухчастотных приёмников, один из которых является базовой станцией, все остальные являются подвижными роверами. Комплект радио или *GSM* модемов для обмена данными между роверами и базой, один или несколько управляющих контроллеров, ПО для сбора и обработки данных, ПО для работы контроллера с *GPS*.

Одночастотные приёмники используются для межевания земель и проведения подсчета площади участков больших размеров. Двухчастотные используются для создания сетей сгущения опорных геодезических и межевых сетей, проведения съёмки линейных объектов и топографических съёмки. Многоча-

стотные производят все вышеперечисленные виды работ, а также имеют возможность получения координат в реальном времени (в поле).

В основном выбор метода измерений зависит от таких факторов, как конфигурация приёмника, требуемая точность, ограничения по времени и необходимости получения результатов в реальном времени.

Кинематические и дифференциальные методы подходят для измерений в реальном времени или с постобработкой. Быстрая статика подходит для измерений только с постобработкой.

В *кинематике Stop&Go* используются фазовые измерения от четырёх или более спутников, общих для ровера и базы. Для достижения точности на уровне сантиметра сначала нужно инициализировать измерения. Инициализация может быть достигнута различными способами.

При использовании одночастотных приёмников измерения инициализируют, устанавливая ровер на пункте с известными координатами, или на определяемой точке, или с помощью специальной штанги для инициализации. Штанга для инициализации задаёт жёсткую искусственную базовую линию.

При использовании для измерений в реальном времени двухчастотных приёмников ровер устанавливается над определяемой точкой или над пунктом с известными координатами. Если ровер имеет возможность *On-The-Fly (OTF)* (непрерывной инициализации) и в поле зрения антенны имеются по крайней мере пять общих спутников, инициализация произойдёт в процессе перемещения ровера. Если используются двухчастотные приёмники для измерений с постобработкой, *OTF* инициализация предпринимается независимо от того, установлена в приёмнике эта возможность или нет.

Если во время измерений число общих спутников станет меньше четырёх, измерения должны быть повторно инициализированы после появления четырёх или более спутников.

Дифференциальные методы измерений для определения координат используют кодовые *GPS* измерения (*C/A*-код). Для дифференциальных измерений не нужна инициализация или непрерывное отслеживание спутников. Результаты обычно достигают точности около 1 м.

Для дифференциальных измерений могут быть использованы одночастотные или двухчастотные приёмники.

Быстрая статика – это метод измерений с постобработкой, который обеспечивает точность на уровне сантиметра. Для получения базовой линии используются измерения фазы несущей. Необходимое время зависит от типа приёмника, длины базовой линии, числа видимых спутников и спутниковой геометрии (расположения спутников на небесной сфере).

Статика используется для измерений с наивысшей точностью, но время измерений на станции должно составлять приблизительно один час. Быстрая статика – производная от статика и является результатом передовых разработок аппаратной и программной частей системы.

Для измерений быстрой статикой можно использовать одночастотные или двухчастотные приёмники. Статика и быстрая статика вместе с уравниванием лучше всего подходят для развития опорных сетей.

Для производства топографических съёмок лучше всего подходят кинематические методы (в реальном времени или с постобработкой) из-за короткого времени стояния на точках.

Разбивочные работы, как известно, это процедура выноса в натуру точек с проектными координатами. Для реализации разбивочных работ необходимы измерения в реальном времени. Кинематика в реальном времени (*RTK*) – единственная методика, которая обеспечивает сантиметровый уровень точности в реальном времени. *GPS* приемник состоит из следующих частей: антенна, принимающее устройство и полевой контроллер.

Здесь коротко приводятся сведения и основные характеристики некоторых спутниковых приёмников, представленных на рынке РФ.

Спутниковый приёмник *Leica GPS 1200* (рис. 3.20). Количество каналов 12. Измерения могут выполняться на частотах *L1* и *L2*. Отслеживание спутников *WAAS* и *EGNOS*; Точность при пост-обработке: $3 \text{ мм} + 0,5 \text{ ppm}$.

Спутники *EGNOS* обеспечивают передачу корректирующих поправок к спутниковым измерениям на территории Европы. Спутниковая дифференциальная подсистема *WAAS* обеспечивает передачу корректирующих поправок в зоне радиусом в несколько тысяч километров.

ProMark3 GPS (рис. 3.21) – система, совмещенная с функциями ГИС и картографирования, имеет 4 параллельных канала. Измерения *C/A* кода и фазы несущей на полной длине волны *L1*. Отслеживание спутников *WAAS* и *EGNOS* в режиме реального времени.

GPS приемник *Trimble R3* (рис. 3.22). Одночастотный *GPS* приемник *Trimble R3* имеет 12 каналов. Измерения выполняются на частоте *L1*, *C/A* код, полный цикл фазы несущей *L1*, отслеживает спутники *WAAS* и *EGNOS*.

GPS приемник *Epoch 25 L1/L2* (рис. 3.23). *RTK GPS L1/L2* технология, порт *Compact Flash*. Это сверхпрочное, высокоточное, удобное в использовании *GPS* оборудование для выполнения геодезических работ в самых неблагоприятных условиях.



Рис. 3.20. Спутниковый приёмник Leica GPS 1200



Рис. 3.21. Приёмник ProMark3 без антенны



Рис. 3.22. Комплект аппаратуры Trimble R3



Рис. 3.23. Приёмник Epoch 25 L1/L2 RTK



Рис. 3.24. Комплект аппаратуры Topcon Hiper+



Рис. 3.25. Приёмник Sokkia GSR1700 CSX

Topcon Hiper (рис. 3.24). Высокоточная интегрированная ГЛОНАСС/GPS система *Topcon Hiper+* геодезического класса для выполнения съемки в режимах статики, кинематики с постобработкой и *RTK*. Имеет множество комплектаций для решения разнообразных задач.

GPS/GLONASS приемник *Sokkia GSR1700 CSX* (рис. 3.25). Точность 1 см. 28 универсальных каналов: 14 *L1 GPS*, 12 *L1 GLONASS*, 2 *SBAS*. Оборудован двумя портами *RS232*, и двумя портами *Bluetooth*.

Описание последовательности, способов и приёмов работы современными оптоэлектронными геодезическими приборами, такими как спутниковые приёмники, электронные тахеометры и цифровые нивелиры равносильно копированию руководств по эксплуатации к этим приборам, разработанных фирмами-изготовителями. Мы считаем это нецелесообразным и как минимум бесполезным трудом.

Однако обучение студентов по достаточно объёмным изданиям фирм (300 страниц прибор + 400 стр. ПО) также не представляется разумным.

Считаем, что для целей обучения содержание инструкций к приборам необходимо существенно переработать, выделить основные технологические моменты и принципиальные аспекты методики работы с этими приборами.

Основываясь на высказанных соображениях, ниже приводим описание некоторой общей последовательности действий при организации спутниковых наблюдений на местности.

Полевые работы начинаются с рекогносцировки, обследования и закладки пунктов. Эти работы производятся только после утверждения рабочего проекта и согласования его с городскими коммунальными службами, землепользователями и другими организациями, интересы которых затрагиваются. Закладка

пунктов без согласования с городскими службами запрещается.

Рекогносцировка является первым и обязательным этапом полевых работ. В процессе рекогносцировки выполняют:

- уточнение проекта сети для максимального совмещения пунктов проектируемой сети с плановыми и высотными пунктами ранее созданных сетей;

- выбор места закладки новых пунктов;
- согласование выбранных мест закладки с учетом типов применяемых центров.

В большинстве случаев рекогносцировка и обследование проводятся одновременно.

Не следует размещать пункты внутри металлических ограждений, рядом с высокими зданиями, большими деревьями, а также другими сооружениями, способными экранировать прямое прохождение радиосигналов от спутников.

Наличие на существующих пунктах металлических или деревянных сигналов и пирамид нежелательно.

Не рекомендуется размещать пункты вблизи от различного рода отражающих поверхностей.

При обследовании должны быть установлены следующие сведения:

- пригодность пунктов городских геодезических сетей для спутниковых определений координат;
- круглосуточная доступность пунктов;
- долговременная сохранность и стабильность закрепления центров;
- отсутствие на пунктах препятствий, закрывающих горизонт выше 15° .

При обследовании должны быть выполнены следующие подготовительные работы:

- расчищена площадка вокруг пункта от растительности, мешающей прохождению радиосигналов от спутников;
- демонтирован наружный знак; при отсутствии возможности выполнять измерения с центра пункта, должна быть сделана отметка о необходимости измерений при внецентренном положении спутникового приемника;
- на пунктах, где для спутниковых наблюдений не удастся создать достаточно благоприятные условия, должна быть сделана отметка о необходимости дополнительного времени для сеанса наблюдений, которое должно быть согласовано со временем наблюдений на других пунктах.

В процессе обследования отыскание пункта геодезической сети производится с помощью топографической карты и карточек абрисов пунктов ранее выполненных работ, инструментально с помощью традиционных геодезических методов или с использованием навигационных спутниковых приемников.

Пункт считается утраченным, если обнаружены явные признаки уничтожения центра.

При обследовании верхний центр пункта осторожно вскрывается так, чтобы не было нарушено его положение. Если верхний центр отсутствует или утрачена его марка, вскрывается нижний центр. С марки сохранившегося центра снимается оттиск.

При полевом обследовании одновременно собирается информация о наличии и местоположении экранирующих препятствий путем определения азимутов и углов наклона на препятствия инструментально с помощью теодолита и буссоли, либо компасом и эклиметром-высотомером.

Все результаты записываются в журнал и заносятся в абрис препятствий. По окончании работ по рекогносцировке и обследованию сдаются следующие материалы:

- карточки обследования геодезических пунктов с оттисками марок центров;
- акты сдачи геодезических пунктов для наблюдения за сохранностью (обследованных и восстановленных (сохранившихся) пунктов);
- акты об утрате геодезических пунктов;
- схема обследования геодезических пунктов;
- журналы и абрисы препятствий;
- пояснительная записка.

Центры вновь закладываемых пунктов КС и СГС должны соответствовать приведённым выше типам знаков либо надстройкам на зданиях.

Центры установленных на здании пунктов закрепляются марками, заложенными в тур или в верхнее перекрытие. Рекомендуется на турах вместо марки устанавливать приспособление для принудительного центрирования спутниковых приборов и съёмные визирные цели. (См. «Правила закрепления центров пунктов спутниковой геодезической сети, Москва, ЦНИИГАиК, 2001 г.»).

Закрепление пунктов спутниковой геодезической сети на застроенной части производят группой из двух-трех стальных знаков в капитальные здания, обеспечивая долговременную сохранность знаков и удобный доступ во время измерений. В качестве рабочего центра используют пункт старой сети или центр временного закрепления в месте, удобном для спутниковых наблюдений.

На незастроенных территориях при создании СГС на расстоянии от 1 до 3 м от центра пункта устанавливается опознавательный железобетонный столб или столб из асбоцементных труб с якорем. Для лучшего опознавания выступающая часть столба маркируется краской. Металлические охранные пластины с надписью "Геодезический пункт. Охраняется государством" цементируются в столб.

На застроенной территории опознавательные столбы не устанавливаются. На застроенной территории над центром устанавливается чугунный колпак с крышкой и опорными бетонными кольцами или кирпичной кладкой, заменяющей их. По возможности делается маркировка.

По окончании работ по закладке сдаются следующие материалы:

- рабочий проект закладки геодезических пунктов;
- список заложенных геодезических пунктов;
- абрисы местоположения геодезических пунктов с оттисками марок центров;
- журналы и абрисы препятствий;
- акты сдачи заложенных геодезических пунктов для наблюдения за сохранностью;
- схема закладки геодезических пунктов;
- пояснительная записка.

Полевые работы включают собственно производство измерений приёмной спутниковой аппаратурой. Эти работы мы рассмотрим в процессе знакомства со спутниковыми приёмниками.

4. ГОРОДСКАЯ ПОЛИГОНОМЕТРИЯ

Происшедшая в геодезии замена традиционных средств измерений электронными привела к разработке и внедрению новых методов и технологий геодезических работ. Так, применение спутниковых радионавигационных систем и геодезических приёмников привело к принципиальному изменению методики построения опорных геодезических сетей. При этом отпала необходимость обеспечивать прямую видимость между пунктами геодезических построений, строить высокие сигналы, выполнять сложные измерения и не менее сложную обработку результатов этих измерений.

С широким внедрением в практику геодезических работ высокоточных электронных тахеометров ещё большей популярностью стал пользоваться полигонометрический способ построения планового геодезического обоснования. К настоящему времени это наиболее рациональный и самый массовый метод построения геодезических сетей на застроенных и закрытых территориях и промышленных площадках. В случае утраты геодезических пунктов либо невозможности производства спутниковых наблюдений на отдельных городских территориях, доведение плотности городского геодезического обоснования до необходимого уровня проводится также построением ходов полигонометрии.

Полигонометрические построения в виде опорных сетей являются в первую очередь плановой основой для производства крупномасштабных топографических съёмок до масштаба 1:500 включительно, но эти же построения весьма успешно применяются в качестве разбивочной основы при выносе проектов разнообразных инженерных сооружений в натуру. При строительстве подземных сооружений линейного типа метод полигонометрии является единственно возможным способом обеспечения подземных выработок плановой основой.

Сети полигонометрии инженерно-геодезического назначения опираются на пункты государственной геодезической сети. Это могут быть пункты спутниковых определений и спутниковой геодезической сети, но также пункты астрономо-геодезической сети и другие пункты местных сетей высшего порядка.

Для производства угловых и линейных измерений при построении полигонометрических сетей в настоящее время используют электронные тахеометры, отличающиеся не только высокой скоростью и высокой точностью измерений угловых и линейных величин, но и способностью производить ряд вычислительных операций и координатных определений, значительно облегчающих труд геодезиста.

4.1. Проектирование и оценка точности проектов полигонометрии

Проектирование полигонометрических сетей. Руководящим документом при проектировании и реализации проектов инженерно-геодезических построений является СП 47.13330.2012 «Свод правил. Инженерные изыскания для строительства. Основные положения».

Некоторые общие характеристики построения опорных сетей способом полигонометрии приведены нами ранее в Таблице 2.4. Рассмотрим параметры построения и условия проектирования полигонометрических ходов более обстоятельно, руководствуясь вышеназванным СП 47.13330.2012.

Работы в застроенной части города сопряжены с рядом трудностей, которые ограничивают возможности повышения точности угловых и линейных измерений. Так, сочетание каменной застройки с зелёными насаждениями создаёт на городских улицах устойчивые температурные поля, в результате чего измеряемые углы искажаются влиянием горизонтальной рефракции. В экстремальных условиях рефракционные искажения углов могут достигать десятков секунд [20, 21, 39].

На коротких сторонах в ходах полигонометрии ощутимыми являются ошибки визирования. Из-за коротких сторон большее влияние на точность угловых измерений оказывают ошибки в определении элементов центрирования и редукции. На проведении в городе геодезических работ в дневное время отрицательно сказывается движение пешеходов и городского транспорта. Всё это и многие другие факторы должны приниматься во внимание при проектировании сетей из полигонометрических построений в городе.

Ходы полигонометрии проектируют по улицам и проездам с наиболее благоприятными условиями для измерения углов и линий, избегая чередования слишком длинных и слишком коротких сторон.

В полигонометрической сети следует предусматривать минимальное число порядков, ограничиваясь, как правило, полигонометрией 4 класса и 1 разряда.

Новые полигонометрические ходы следует прокладывать по возможности по трассам старых ходов, максимально используя сохранившиеся знаки, для обеспечения надёжной связи новой и старой геодезических сетей.

Проектируя полигонометрические ходы, необходимо рассчитывать ожидаемые средние квадратические ошибки определения пунктов, а также относительные ошибки ходов. В случае если эти ошибки окажутся недопустимыми, проект следует пересмотреть.

Ожидаемая средняя квадратическая ошибка в положении конечной точки полигонометрического хода с примерно равными сторонами, опирающегося на два исходных пункта и дирекционных угла, в случае предварительного исправления углов может быть рассчитана по формулам [21, 39]:

для вытянутого хода

$$M^2 = [m_s^2] + \frac{m_b^2}{\rho^2} L^2 \frac{n+3}{12}; \quad (4.1)$$

для изогнутых ходов

$$M^2 = [m_s^2] + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} [D_{0i}^2], \quad (4.2)$$

где m_s – средняя квадратическая ошибка измерения стороны хода светодальномером или электронным тахеометром; n – число сторон в ходе; m_β – средняя квадратическая ошибка измерения угла; $L \approx [S]$ – длина замыкающей, равная длине вытянутого хода; D_{0i} – расстояние от центра тяжести до i -й вершины хода, $[\]$ – гауссова сумма.

Ход считается вытянутым, если дирекционные углы отдельных сторон отличаются от дирекционного угла замыкающей не больше чем на 20° , а отдельные точки хода отклоняются от замыкающей не более чем на $1/10$ её длины.

Для определения значений $[D_{0i}^2]$ необходимо знать координаты центра тяжести хода, которые вычисляют по формулам

$$x_0 = [x_i]/n; \quad y_0 = [y_i]/n,$$

где x_0, y_0 – координаты центра тяжести хода; x_i, y_i – координаты вершин полигонометрического хода, которые определяют графически по проекту хода, составленному на планах (картах) масштаба 1:5000 или 1:10 000.

Полученные координаты x_i, y_i наносят на проект и графически определяют величины D_{0i} для каждой точки хода. Предельную относительную невязку хода вычисляют по формуле:

$$2M/[S] \leq \frac{1}{T}, \quad (4.3)$$

где T – знаменатель допустимой относительной ошибки хода соответствующего класса (разряда).

Если в процессе проектирования образовалась система полигонометрических ходов с узловыми точками, то оценку точности такой сети проще выполнить современными компьютерными программами. Исходными данными для такой оценки, как правило, являются координаты опорных пунктов, координаты проектируемых точек (снимаются графически с проекта) а также средние квадратические ошибки измерения углов и длин сторон для соответствующего класса полигонометрии.

Относительно утверждения, что наилучшей формой полигонометрического хода является вытянутый ход, необходимо сказать следующее. В вытянутом ходе, эквивалентном по числу сторон, длине и показателям точности изогнутому, определение положения пунктов хода оказывается менее точным, чем в изогнутом [21]. Это объясняется тем, что точность определения положения пунктов хода зависит не только от формы хода, но и от длины, числа сторон, точности угловых и линейных измерений и т.д. Однако определяющим фактором в этой оценке является соотношение между точностью угловых и линейных измерений.

Поскольку в полигонометрических построениях измеряемыми величинами являются горизонтальные направления и длины сторон, то логично потребовать, чтобы точность этих измерений была согласована между собой.

С практической точки зрения это означает, что эллипсы ошибок на каждом пункте хода должны быть близки к окружностям. Это равносильно требованию, чтобы продольный и поперечный сдвиги конечной точки полигонометрического хода были равны по модулю, т.е. $|t| = |u|$. Понятно, что это равенство может быть реализовано в случае, если средние квадратические ошибки измерения горизонтальных направлений $m_N = m_B / \sqrt{2}$, выраженные в радианной мере, равны относительным ошибкам m_S/S измерения расстояний. Иначе говоря,

$$\frac{m_N}{\rho} = \frac{m_S}{S}. \quad (4.4)$$

Средние квадратические ошибки измерения расстояний большинства современных электронных тахеометров оцениваются несколькими миллиметрами; их находят из выражения $m_S = (2 - 3) \text{ мм} + 2 \text{ мм} \cdot S \cdot 10^{-6}$.

Так, для расстояния $S = 1$ км ошибка измерения составит 4–5 мм, для расстояния 500 м – 3–4 мм и т.д. Для некоторых приборов эти ошибки выглядят несколько грубее.

В соответствии с равенством (4.4) для электронных тахеометров составим таблицу согласованных значений средних квадратических ошибок измерения в полигонометрическом ходе длин сторон, направлений и углов.

Таблица 4.1. Согласование точности линейных и угловых измерений

$S, \text{ м}$	$m_S, \text{ мм}$	m_S/S	m_N''	$m_B'' = m_N \sqrt{2}$
250	3	1:83 000	2,5	3,5
500	4	1:125 000	1,6	2,3
1000	5	1:200 000	1,0	1,4
2000	7	1:286 000	0,7	1,0

Предельная относительная погрешность полигонометрического хода 4 класса установлена СП 47.13330.2012 и принята равной 1:25000. Следовательно, средняя квадратическая относительная погрешность хода должна быть не хуже 1:50000. Как видно из таблицы, лишь короткие стороны, (менее 200 м) соответствуют установленным требованиям. Длинные стороны измеряются тахеометрами с большим запасом точности (более 5 раз). Поэтому при измерении длин линий электронными тахеометрами согласно СП предельные длины сторон полигонометрических ходов не устанавливаются, но стороны в ходе полигонометрии должны быть примерно равными.

С другой стороны, с увеличением длин сторон, реализуя поставленные цели согласования точности угловых и линейных измерений, следует увеличить точность угловых измерений. Однако это слишком сложный путь нормирования процесса измерений. Проще установить связь между длиной полигонометрического хода и количеством сторон при неизменной точности измерения горизонтальных углов для данного класса полигонометрии.

Предельные длины отдельных полигонометрических ходов при измерении сторон электронными тахеометрами установлены в зависимости от числа сторон

n в ходе. Так, для полигонометрии 4 класса при $n = 30$ длина хода может составить 8 км; для 1 разряда при $n = 50$ длина хода – 10 км. Если ход 4 класса состоит из 15 сторон, его длина может быть 12 км, а для 1 разряда при $n = 25$ длина составит 15 км. Иначе говоря, с уменьшением количества измеряемых углов общая длина хода может быть увеличена.

На основании утвержденного проекта традиционных работ в составе спутниковой городской геодезической сети производится рекогносцировка полигонометрических сетей. При рекогносцировке уточняется проект геометрии сети, намечаются места установки пунктов ходов полигонометрии и их связь с исходными, а также совмещаемыми пунктами. При этом все сохранившиеся ходы полигонометрии работ прошлых лет должны быть корректно связаны с новыми геодезическими построениями.

Топология новой сети ходов полигонометрии должна быть корректной по отношению к ранее выполненным работам: не допускается пересечение сторон, самопересечений, бесконтрольных примыканий к пункту старой сети.

Отдельные геодезические построения (в том числе старые и новые) должны быть связаны между собой, если расстояния между ближайшими пунктами 4 класса менее 2,5 км и 1 разряда – менее 1,5 км.

Отдельные ходы и сети ходов полигонометрии 4 класса и 1 разряда должны опираться на 2 и более исходных пункта высшего класса и 2 исходных дирекционных угла. Ориентирование этих геодезических построений производится, как правило, измерением примычных углов на смежные исходные пункты, удаленные на расстояние не менее 700 м и 250 м соответственно для пунктов спутниковой сети и пунктов 4 класса. Построение висячих ходов не допускается.

Допускаются при отсутствии видимости с земли на смежные пункты:

- построение хода полигонометрии 1 и 2 разрядов, опирающегося на два исходных пункта, без угловой привязки к исходному дирекционному углу на одном из них;
- построение замкнутого хода полигонометрии 1 и 2 разрядов, опирающегося на один исходный пункт и одно исходное дирекционное направление, при условии передачи или измерения с точек хода дирекционного угла с погрешностью не более 15" в слабом месте (середине хода).

Координатная привязка – построением хода полигонометрии между двумя исходными пунктами без передачи на них исходных дирекционных углов; при этом для обнаружения грубых ошибок угловых измерений должны использоваться дирекционные углы на ориентирные знаки или азимуты, полученные из астрономических и других измерений.

Места установки пунктов целесообразно выбирать с учетом возможности передачи дирекционных углов с примычных пунктов по стороне.

Центры установленных на здании пунктов закрепляются марками, заложенными в тур или верхнее перекрытие. Центр знака должен быть пригоден для установки и центрирования над ним типовых геодезических приборов.

Закладка центров городских пунктов полигонометрии выполняется в соответствии с «Правилами закладки центров и реперов на пунктах геодезической и нивелирной сетей» – М. Картогеоцентр – Геодезиздат, 1993 – 104 с.: ил.

Перед началом рекогносцировки графический проект городской полигонометрии, составленный на карте, согласовывается со всеми городскими организациями, эксплуатирующими подземные коммуникации. В процессе согласования уточняется наличие инженерных подземных сетей и других сооружений вдоль ходов полигонометрии, намечаются участки, где закладка грунтовых знаков должна производиться только в присутствии представителей этих организаций.

При построении геодезического обоснования сохранность геодезических знаков имеет первостепенное значение. Поэтому нельзя устанавливать грунтовые знаки на проезжих частях улиц, на оползнях, осыпях, пашне, болотах, вблизи карьеров и котлованов и т.п.

Оценка точности проектов полигонометрических сетей. Оценка точности за-проектированных сетей полигонометрии может быть выполнена как строгими методами, так и приближёнными: эквивалентной замены или способом последовательных приближений.

Основными критериями при расчётах точности полигонометрии являются предельные ошибки положения точек в наиболее слабом месте уравненного хода или сети. Эти ошибки не должны превышать допустимых значений для соответствующего разряда полигонометрии или технических требований к построению сети на данном объекте. Сказанное выражается соответствующей зависимостью:

$$\frac{M}{L} = \frac{1}{T_c} \quad \text{или} \quad \frac{2M}{L} = \frac{1}{T}, \quad (4.5)$$

где M – средняя квадратическая ошибка в положении конечного пункта хода; L – длина хода; T_c – знаменатель средней квадратической относительной ошибки хода; T – знаменатель предельной относительной ошибки хода. В зависимости от назначения хода или сети критерием точности может служить величина $1/T$ или M .

Если задана величина $1/T$, то на первый взгляд достаточно было бы выбрать из таблицы 2.4 разряд полигонометрии. Там же приводятся требования к точности измерения углов и длин линий. Однако такой подход не даёт надёжного результата, поскольку точность полигонометрического хода зависит не только от точности угловых и линейных измерений, но и от его длины, количества сторон и их длин, изогнутости или вытянутости хода, а также используемых приборов, а значит, от наличия в измерениях тех или иных значений систематических ошибок.

В зависимости от формы сети, количества ходов и их конфигурации, наличия исходных данных и проч. проекты полигонометрических сетей оценивают разными методами. Во всех методах оценки проектов исходными данными являются средние квадратические ошибки конечной точки ходов $M_{\text{ход}}$, которые подсчитываются по формулам (4.1) и (4.2). В соответствии с этими ошибками находят веса ходов.

Для уменьшения объёмов вычислений средние квадратические ошибки ходов вычисляют без учёта ошибок исходных данных. В результате вычислений получают средние квадратические ошибки узловых точек как среднее весовое. С учётом ошибок узловых точек и ошибок начальных пунктов вычисляют ошибки исходных данных для каждого хода:

$$m_{исх} = \sqrt{\frac{m_n^2 + m_{узл}^2}{2}}, \quad (4.6)$$

где m_n – средняя квадратическая ошибка начального пункта; $m_{узл}$ – средняя квадратическая ошибка узловой точки.

После этого находят общую ошибку в каждом ходе:

$$M_{общ}^2 = m_{исх}^2 + M_{ход}^2. \quad (4.7)$$

Средняя квадратическая ошибка в наиболее слабом месте хода, т.е. в его середине, вычисляется по формуле:

$$M_c = \frac{1}{2} M_{ход}. \quad (4.8)$$

Оценку точности проекта полигонометрической сети приближённым способом покажем на примере оценки способов узлов.

На рис. 4.1 приведена схема полигонометрической сети из трёх ходов, которые опираются на начальные пункты A, B, C и сходятся в точке I .

Для оценки точности по каждому ходу вычисляют среднюю квадратическую ошибку конечного пункта, т.е. пункта I по формулам (4.1) и (4.2) и веса:

$$P_i = \frac{c}{M_i^2}, \quad (4.9)$$

где c – коэффициент, который подбирают таким, чтобы веса были близки к единице.

Вес узловой точки находят простым сложением весов всех ходов:

$$P_i = P_1 + P_2 + P_3. \quad (4.10)$$

Ошибка узловой точки соответственно будет равна

$$M_i^2 = \frac{c}{P_i} \quad (4.11)$$

или

$$M_i = \frac{M_1 \cdot M_2 \cdot M_3}{\sqrt{M_1^2 M_2^2 + M_1^2 M_3^2 + M_2^2 M_3^2}}. \quad (4.12)$$

Оценку точности составленного проекта полигонометрической сети можно выполнить также методом последовательных приближений. Сущность метода заключается в том, что ожидаемые ошибки определения узловых пунктов

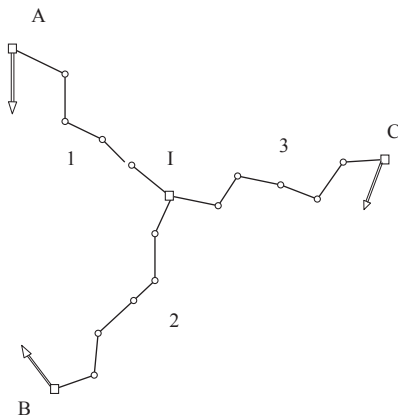


Рис. 4.1. Схема сети с одной узловой точкой

вычисляют приближениями как среднее весовое из ошибок ходов, сходящихся в данном узловом пункте.

В первом приближении система ходов, сходящихся в каждой узловой точке, рассматривается как самостоятельная система, опирающаяся на пункты, ошибки положения которых равны нулю.

Рассмотрим полигонометрическую сеть из двух узловых точек, изображённую на рис. 4.2.

Как и в первом случае на начальном этапе по формуле (4.1) или (4.2) следует вычислить по каждому ходу ожидаемую среднюю квадратическую ошибку положения узлового пункта:

M_1 – по ходу 1 от пункта A;

M_2 – по ходу 2 от пункта B;

M_3 – по ходу 3 от пункта II.

Тогда веса определения узлового пункта I по каждому ходу будут равны

$$p_1 = c/M_1^2; \quad p_2 = c/M_2^2; \quad p_3 = c/M_3^2.$$

Средняя квадратическая ошибка определения положения узлового пункта I в первом приближении будет равна:

$$M_I^2 = c/P_I; \quad \text{где } P_I = p_1 + p_2 + p_3.$$

Таким же образом находят ожидаемую среднюю квадратическую ошибку определения положения узлового пункта II по ходам 3, 4 и 5.

$$M_{II}^2 = c/P_{II}, \quad \text{где } P_{II} = p_3 + p_4 + p_5.$$

Эти расчёты производят в предположении, что ошибки исходных данных равны нулю.

Во втором приближении в качестве ошибок исходных данных для пунктов I и II принимают ошибки их определения, полученные в первом приближении. Тогда для пункта I получим:

$$p_1' = c/M_1^2; \quad p_2' = c/M_2^2; \quad p_3' = c/(M_3^2 + M_I^2).$$

Аналогично для пункта II:

$$p_3' = c/(M_3^2 + M_{II}^2); \quad p_4' = c/M_4^2; \quad p_5' = c/M_5^2.$$

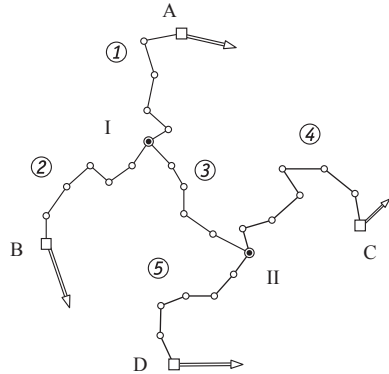


Рис. 4.2. Схема сети с двумя узловыми точками

В третьем приближении в качестве ошибок исходных данных принимают ошибки определения положения узловых пунктов *I* и *II*, полученных во втором приближении, и т.д.

Приближения продолжают до тех пор, пока в двух последних приближениях не будут получены практически одинаковые средние квадратические ошибки. Обычно даже в сложных сетях трёх приближений оказывается достаточно.

Дальнейшие вычисления заключаются в подсчёте средних квадратических ошибок узловых точек с учётом ошибок начальных пунктов по формуле (4.6) и общих ошибок по каждому ходу по формуле (4.7).

Предельные относительные ошибки ходов вычисляют по формуле (4.5), что и позволяет судить о качестве проекта.

При построении инженерно-геодезических сетей, особенно на застроенных территориях, достаточно сложно выдержать требования к проектированию того или другого разряда полигонометрии, что может привести к потере точности. Поэтому для конкретного полигонометрического хода или сети предпочитают рассчитать точность угловых и линейных измерений, обеспечивающих реализацию соответствующего класса или разряда построений. Исходными величинами для таких расчётов являются предварительно заданные значения $1/T$ или ошибка хода M .

Для расчёта точности угловых и линейных измерений используют те же формулы (4.1) и (4.2), но при этом принимают, что погрешности линейных измерений приводят к продольному сдвигу конечной точки хода – m_l , а ошибки угловых измерений – к поперечному сдвигу – m_u , т.е.

$$M^2 = m_l^2 + m_u^2. \quad (4.13)$$

Для предварительных расчётов используют принцип равных влияний погрешностей угловых и линейных измерений на положение конечной точки, т.е.

$$m_l = m_u = M/\sqrt{2}, \quad (4.14)$$

или

$$m_l/[s] = 1/T_c \sqrt{2}; \quad m_u/[s] = 1/T_c \sqrt{2}. \quad (4.15)$$

Основываясь на этом принципе, производят предварительный расчёт точности угловых и линейных измерений в полигонометрии.

Исходя из (4.1) и выше обозначенных принципов, для поперечного сдвига конечной точки хода получим

$$m_u = \frac{m_\beta}{\rho} L \sqrt{\frac{n+3}{12}}, \quad (4.16)$$

откуда

$$m_\beta = \frac{m_u}{L} \rho \sqrt{\frac{12}{n+3}}. \quad (4.17)$$

Таким образом, если известна длина полигонометрического хода $[s]$ и задано значение $1/T$, то легко найти предельную его точность $T_c = 2T$ и по формуле (4.16) ожидаемый поперечный сдвиг m_u , а по формуле (4.17) можно подсчитать для этих условий среднюю квадратическую ошибку измерения угла.

Аналогично производят подсчёт точности производства линейных измерений.

При измерении длин линий электронными тахеометрами и светодальномерами, принимая во внимание, что стороны хода приблизительно равной длины, можно записать:

$$m_i = [m_s^2] = m_s^2 \cdot n, \quad (4.18)$$

где n – количество длин линий в ходе.

Приравнивая (4.18) и (4.15), получим соотношение между длиной хода, заданной его предельной погрешностью и средней квадратической погрешностью измерения стороны

$$m_i = m_s \cdot \sqrt{n} = L / T_c \cdot \sqrt{2}. \quad (4.19)$$

4.2. Закрепление пунктов полигонометрии

В застроенной части города знаки полигонометрии располагают в основном на углах кварталов, чтобы обеспечить простую связь съёмочных ходов с пунктами полигонометрии. Места закладки знаков выбирают вне проезжей части улиц, на краях тротуаров и обочинах дорог и на теневых сторонах улиц. При выборе типов центров, предпочтение следует отдавать стенным знакам, которые более долговечны, просты при закладке, не требуют согласований с организациями, ведающими подземными коммуникациями.

Места закладки стенных знаков выбирают, руководствуясь следующим:

- рабочие центры (временные грунтовые знаки, рис. 4.3) не должны быть удалены более чем на 20 м от стенных знаков, что продиктовано удобствами производства линейных измерений для рулеток;
- места на стенах зданий для установки стенных знаков выбирают на высоте 0,3–1,2 м от поверхности земли с таким расчётом, чтобы архитектурные элементы и конструктивные выступы не препятствовали установке на знаках нивелирных реек;

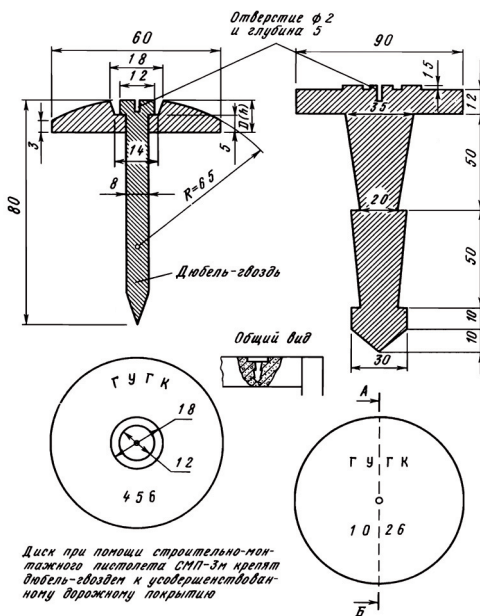


Рис. 4.3. Временный (рабочий) центр полигонометрии 4 класса 1 и 2 разрядов

- если пункт сети закрепляется системой знаков, то все они должны быть установлены на одном уровне в пределах 10 см;
- между рабочим центром и стенными знаками визуальный луч должен проходить не ниже 0,5 м от поверхности местных предметов;
- стенные знаки на угловых зданиях перекрёстков должны располагаться не ближе 0,3 м от угла и должны обеспечивать возможность свободного развития ходов по направлению перекрёстка.

Особое внимание следует уделять привязке ходов полигонометрии к исходным пунктам. При привязке к пунктам спутниковых определений, места закладки знаков полигонометрии следует выбирать с учётом длин векторов базы таким образом, чтобы примычная сторона полигонометрического хода мало отличалась от опорного базиса.

Если на пункте спутниковых определений нет с земли видимости на смежные пункты, то азимутальную привязку следует осуществлять через вспомогательное направление на достаточно удалённый и хорошо видимый с центра пункта предмет.

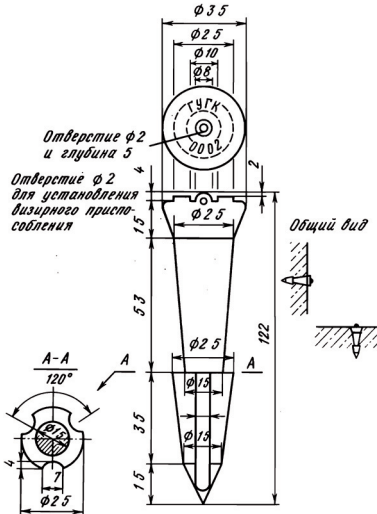


Рис. 4.5. Стенной знак пункта полигонометрии 4 класса 1 и 2 разрядов

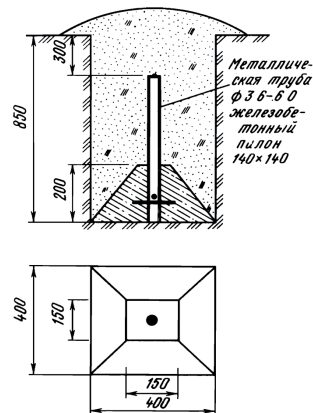


Рис. 4.4. Грунтовый знак пункта полигонометрии 4 класса 1 и 2 разрядов

Если пункт спутниковой сети расположен на здании, то для передачи координат и дирекционного угла следует разработать такую схему измерений, в которой треугольники были бы близки к равносторонним, а длина стороны, через которую осуществляется передача дирекционного угла на линию полигонометрического хода, была бы не менее 200 м.

Грунтовые центры (рис. 4.4) закладываются, как правило, на незастроенных территориях, а также там, где невозможно установка стенных знаков. Закладка грунтовых знаков на застроенных территориях всегда сопряжена с трудностями и ненадёжной перспективой сохранности пункта в будущем.

Стенные знаки (рис. 4.5) по сравнению с грунтовыми имеют ряд существенных преимуществ. Они более устойчивы, стоимость их изготовления и закладки значительно меньше, ими

удобнее пользоваться. Поэтому, при возможности, стенным знакам следует отдавать предпочтение.

Направления на стенные знаки в полигонометрии 4 класса следует измерять тремя круговыми приемами, а в полигонометрии 1 и 2 разрядов – по программе измерения основных углов.

При расстояниях до стенового знака более 30 м расхождения в отдельных приемах не должны превышать значений расхождений (колебаний), установленных для наблюдения направлений в ходах полигонометрии.

4.3. Привязка и координирование стенных знаков

Полигонометрический ход в городских условиях, как отмечено ранее, прокладывается вдоль зданий капитальной застройки. Если полигонометрические пункты закреплены стенными знаками, то углы и линии в таких ходах измеряют на временных рабочих центрах, эти центры привязывают к стенным знакам.

К настоящему времени известны следующие системы стенных знаков: консольные (штанговые), восстановительные и ориентирные.

Знаки консольного типа вследствие сложности изготовления и применения не нашли распространения.

Восстановительные системы характерны тем, что координаты на стенные знаки не передаются, а временные рабочие центры в случае их утраты восстанавливаются по тем элементам, по которым они определялись.

Различают следующие виды восстановительных систем:

- створно-восстановительная система;
- створно-восстановительная система с контролем;
- система равностороннего треугольника;
- система равнобедренного треугольника;
- система прямоугольного треугольника.

В ориентирных системах на все стенные знаки, входящие в систему, передаются координаты с временных рабочих центров, на которых выполняются все угловые и линейные измерения для решения задачи координирования. В результате на стенах зданий получают ориентированную систему из двух базисов, позволяющую осуществить привязку к ней полигонометрических и теодолитных ходов. Передача координат на стенные знаки с рабочих центров может осуществляться методами редуцирования, полярным способом, угловой и линейной засечками и их комбинациями.

Метод редуцирования применяется, когда пункт закреплён одним стенным знаком.

Способ полярных координат используют, когда пункты закреплены двойными и тройными системами, а также одинарными знаками.

Выбор одного из способов координирования: угловыми, линейными или линейно-угловыми засечками диктуется наличием соответствующих измерительных средств, а также удобствами производства измерений.

Все измерения в ориентирных системах координирования выполняются с суммарной средней квадратической ошибкой 2 мм. Прибор центрируется, при этом, с погрешностью не хуже 1 мм, а угловые величины измеряются с такой же точностью, что и углы в основном полигонометрическом ходе.

Тахеометр устанавливается над временным рабочим центром, приводится в рабочее положение и переводится в режим или «без отражателя», или «на плёнку». При работе в режиме «на плёнку» на стенной полигонометрический знак наклеивается квадратик светоотражательной плёнки (катафот) так, чтобы перекрестие катафота совпало с отверстием стенной марки. Визирование осуществляется на крест плёнки.

Расстояния между стенными знаками измеряют рулеткой со сдвигом, выполняя две пары отсчётов по её концам. Колебания разностей отсчётов не должны превышать 1 мм. Измеренные расстояния исправляют за компарирование, температуру и наклон линий.

Критерием точности измерения углов на стенные знаки является сходимость значений горизонтальных углов, измеренных в программе основного хода и в программе настенной полигонометрии.

Вычисление ходов, закреплённых стенными знаками, выполняют двумя способами:

- результаты измерений по временным рабочим центрам уравнивают обычным порядком, а по координатам рабочих центров вычисляют координаты стенных знаков ориентирной системы;
- углы и линии, измеренные в ходах по временным рабочим центрам, редуцируют на центры стенных знаков и затем выполняют уравнивание ходов обычным порядком.

Достоинство первого способа в его простоте и удобстве выполнения камеральной обработки. Этот способ применяют на производстве. Недостатком является раздельное вычисление координат стенных знаков.

Второй способ также может применяться с контрольными вычислениями по рабочим центрам. При этом получают как бы два хода: по стенным знакам и по рабочим центрам. Ясно, что суммы приращений по каждому ходу должны быть равны между собой.

Ориентирные системы стенных знаков. Различают *одинарную, двойную* и несколько авторских ориентирных систем крепления стенных знаков.

Пункты *одинарной ориентирной системы* (рис. 4.6) закрепляют одним стенным знаком. Координаты знака определяют с временных рабочих центров вспомогательного хода. Такие системы применяются в Мосгоргеотресте с 1950 г.

На практике может встречаться несколько вариантов взаимного расположения стенных знаков и пунктов полигонометрического хода. На рис. 4.6 изображён простейший случай, где A и B – грунтовые знаки хода; P – рабочий центр; S_1 и S_2 – измеренные стороны; $\beta_1, \beta_2, \beta_3$, – горизонтальные углы в ходе.

Передача координат с временных рабочих центров на стенные знаки выполняется методом редуцирования. Для этих целей на каждом рабочем центре измеряется расстояние l до стенного знака, а также углы γ_1 и γ_2 , образованные сторонами

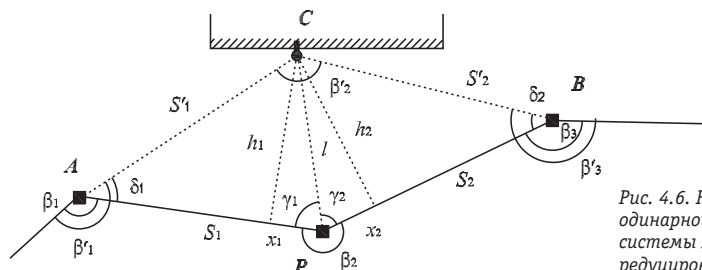


Рис. 4.6. Координирование одинарной ориентирной системы методом редуцирования

полигонометрического хода и направлением на стенной знак. Углы γ_1 и γ_2 рекомендуется выдерживать в пределах $88^\circ - 90^\circ$, чтобы обеспечить лучшую передачу дирекционного угла.

Для вычисления координат стенового знака C необходимо найти значения редуцированных элементов хода $\beta'_1, \beta'_2, \beta'_3, S'_1$ и S'_2 .

Для вычисления поправок δ_1 и δ_2 определяют вспомогательные величины h_1 и h_2 – соответственно высоты треугольников APC и BPC , а также величины x_1 и x_2 – расстояния от основания высоты до рабочего центра. Из рис. 4.6 видно, что

$$\begin{aligned} h_1 &= l \sin \gamma_1; & h_2 &= l \sin \gamma_2; \\ x_1 &= l \cos \gamma_1; & x_2 &= l \cos \gamma_2. \end{aligned} \quad (4.20)$$

Величина x положительна, если угол $\gamma < 90^\circ$, и отрицательна при $\gamma > 90^\circ$. Вычислив величины h_1, x_1, h_2, x_2 , находят углы δ_1 и δ_2 и расстояния S'_1 и S'_2 из выражений:

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \delta_1 &= h_1 / (S_1 - x_1); & S'_1 &= (S_1 - x_1) / \cos \delta_1 = \sqrt{(S_1 - x_1)^2 + h_1^2}; \\ \operatorname{tg} \delta_2 &= h_2 / (S_2 - x_2); & S'_2 &= (S_2 - x_2) / \cos \delta_2 = \sqrt{(S_2 - x_2)^2 + h_2^2}. \end{aligned}$$

Значения углов $\beta'_1, \beta'_2, \beta'_3$ находят из следующих очевидных равенств:

$$\beta'_1 = \beta_1 + \delta_1; \quad \beta'_2 = \beta_2 - (\delta_1 + \delta_2); \quad \beta'_3 = \beta_3 + \delta_2.$$

Кроме метода редуцирования передачу координат на стеновые одинарные знаки можно осуществить тахеометром с рабочего центра полярным способом.

Двойная ориентирная система. Закрепление пункта полигонометрии в такой системе производится двумя стеновыми знаками, расстояние между которыми не должно превышать 20 м (рис. 4.7). Система была предложена в 1956 г. К.А. Лосевым.

В этой системе передачу координат с пункта P на центры стеновых знаков A и B можно осуществить способами полярных координат (рис. 4.7, а), прямой угловой засечки с концов базиса (рис. 4.7, б) и линейной засечкой также с концов базиса, построенного на стороне полигонометрического хода (рис. 4.7, в).

Понятно, что проще всего передать координаты в этой системе на стеновые знаки способом полярных координат при помощи тахеометра. Контролем служат прямые измерения расстояний между стеновыми знаками стальной рулеткой со сдвигом. Разность между вычисленным значением d и измеренным не должна быть более 5 мм.

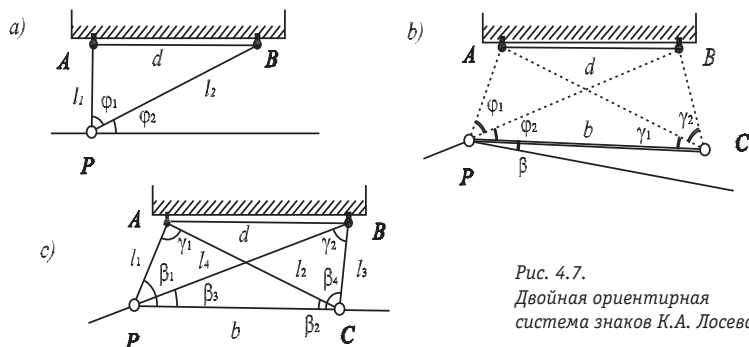


Рис. 4.7.
Двойная ориентирная
система знаков К.А. Лосева

На практике могут применяться и другие схемы координирования стенных знаков [39]. Так, ориентирная система К.А. Верещагина представляет собой двойную ориентирную систему с расположением стенных знаков на противоположных сторонах улиц или проездов. Два стенных знака этой системы вместе с рабочим центром образуют треугольник, в котором измеренные три стороны и угол создают условия для уравнивания треугольника, что, безусловно, повышает точность и надёжность определений.

Ориентирная система стенных знаков С.Н. Марченко состоит из трёх знаков, закладываемых, как правило, в одно строение или вдоль стены (фундамента) или по разные стороны угла сооружения. С рабочего центра измеряют три расстояния до стенных знаков, а также все углы, образованные сторонами полигонометрии и направлениями на стенные знаки. Координаты всех трёх знаков определяются методом полярных координат. Контрольными независимыми измерениями являются замеры расстояний между стенными знаками рулеткой со сдвигом между замерами.

Естественно, в связи с внедрением электронных тахеометров в инженерно-геодезическое производство задача координирования стенных знаков полигонометрии значительно упростилась. Стали неактуальными условия расположения стенных знаков не далее 20 м от рабочего центра, а геометрические схемы передачи координат на знаки в принципе могут быть самыми разнообразными. Главным условием является надёжное, с независимым контролем определение координат стенных знаков.

Восстановительные системы стенных знаков. Восстановительные системы стенных знаков могут состоять из двух или трёх стенных знаков, закладываемых, как правило, на высоте 0,2 – 0,3 м от поверхности земли.

Створно-восстановительная система (рис. 4.8, а), предложенная А.И. Марчуком, представляет собой два стенных знака, заложенных в стену здания на расстоянии l один от другого. На таком же расстоянии от крайнего знака в створе центров стенных знаков устанавливается временный рабочий центр пункта полигонометрии P .

Расстояния для удобства выбираются небольшими (3–5 м) и измеряются рулеткой с точностью 2-3 мм. При привязке полигонометрического или теодолит-

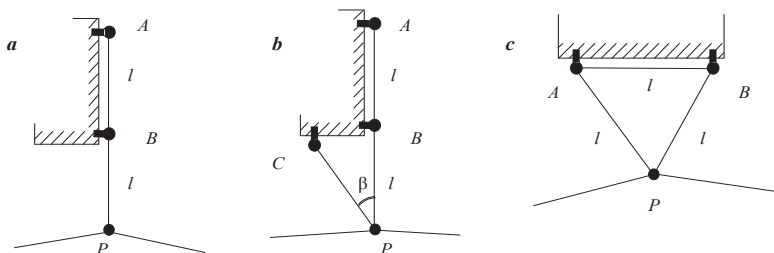


Рис. 4.8. Восстановительные системы настенных знаков

ного хода к рабочему центру P его восстановление производится в створе ственных знаков A и B по расстоянию l , измеренному между ними.

Для целей контроля описанная восстановительная система может быть снабжена третьим стенным знаком (рис. 4.8, b). Система предложена Ю.В. Мулюном и позволяет контролировать восстановление рабочего центра.

Система равностороннего треугольника (рис. 4.8, c) предложена П.Ф. Дегтярёвым и представляет собой два стенных знака, установленных с таким расчётом, чтобы расстояние между ними (в пределах 2–3 мм) было равно расстояниям от центров ственных знаков до рабочего центра.

Восстановление утраченного рабочего центра при привязке к нему осуществляется линейной засечкой, в которой стороны засечки должны быть равны расстоянию l между ственными знаками.

Кроме восстановительной системы из равностороннего треугольника применяются системы из двух ственных знаков, образующих с рабочим центром прямоугольный треугольник, а также равнобедренный треугольник, позволяющий засекать рабочий центр прибором из двух проволок равной длины. Эту систему предложил Э.К. Хускивадзе.

Восстановительная система Л.В. Гинзбурга состоит из двух или трёх ственных знаков, заложенных на высоте 1,3–1,4 м от поверхности земли (рис. 4.9).

Измеряемыми величинами являются расстояния между рабочим центром и ственными знаками, углы, образованные направлениями на ственные знаки и сторонами полигонометрии. Кроме того, измеряются расстояния между ственными знаками. В этой системе ственные знаки имеют координаты, поэтому, установив тахеометр в удобном месте и приведя его в рабочее положение, входят в режим обратной засечки. Введя координаты ственных знаков, выполняют их наблюдение и определяют координаты точки стояния тахеометра.

Далее, войдя в режим разбивочных работ, вводят координаты точки стояния, точки ориентирования (один из ственных знаков) и координаты искомого рабочего центра. По раз-

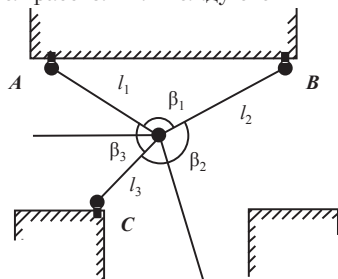


Рис. 4.9. Восстановительная система ственных знаков Л.В. Гинзбурга

бивочным элементам находят положение рабочего центра. Однако, в принципе, определив по координатам стенных знаков координаты точки стояния тахеометра, задачу можно считать решённой и с этой точки выполнять любые работы (съёмку, разбивочные работы, прокладку теодолитных или полигонометрических ходов).

Из восстановительных систем лишь одна система Л.В. Гинзбурга приспособлена для реализации непосредственной привязки к стенным знакам, так как в этой системе стенные знаки имеют координаты. Использовать для целей привязки восстановительные системы можно, только восстановив смежные рабочие центры.

В ориентирных системах привязка к стенным знакам может быть реализована различными способами, как при помощи рабочего центра, так и непосредственными измерениями на стенные знаки. Выбор схемы измерений зависит от типа реализованной ориентирной системы, сложившейся ситуации вокруг знаков, видимости на смежные знаки и пр. В любом случае схема измерений должна быть составлена таким образом, чтобы привязочные работы выполнялись с контролем. Кроме того, ориентирование новых построений следует производить по длинным сторонам привязочной схемы.

Привязка к одинарным стенным знакам осуществима, если есть видимость на смежный рабочий центр или соседний стеновой знак (рис. 4.10). Причём, чем больше окрестных знаков могут быть использованы в схеме измерений, тем больше надёжность привязки.

Если из произвольной точки P_1 , расположенной вблизи стенового знака A , виден смежный знак B (рис. 4.10, а), то задача привязки при помощи электронного тахеометра решается посредством обратной засечки. Прибор приводят в рабочее положение, переводят в режим работы «без отражателя» и входят в меню «обратная засечка». Введя координаты пунктов A и B и выполнив их наблюдение, получают координаты точки стояния. Естественно, такие определения бесконтрольны, поэтому возникает необходимость в отыскании любого из окрестных рабочих центров или другого смежного знака.

Если не удаётся для установки прибора выбрать такое место, с которого были бы видны два одинарных стеновых знака, то поступают следующим образом. Напротив двух смежных стеновых знаков выбирают две точки P_1 и P_2 с таким расчётом, чтобы углы β_1 и β_2 были бы в пределах $87^\circ - 93^\circ$. Длины линий l_1 и l_2 не имеют принципиального значения, поскольку работы выполняются электронным тахеометром (рис. 4.10, б).

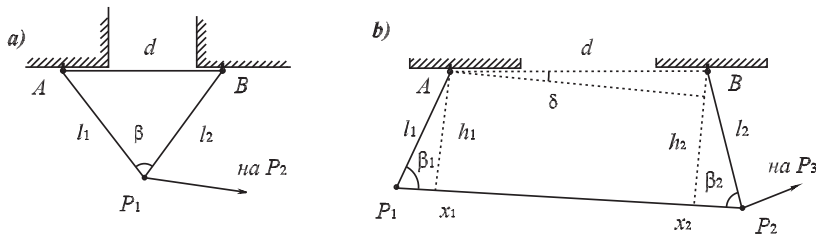


Рис. 4.10. Схемы привязки полигонометрических ходов к одинарным стенным знакам



Рис. 4.11. Схемы привязки полигонометрических ходов к двойным стенным знакам

Последовательно устанавливая тахеометр на выбранные точки, измеряют расстояния l_1 и l_2 и горизонтальные углы β_1 и β_2 . Координаты точки P_2 и дирекционный угол линии P_1P_2 , который будет служить исходным для привязываемого хода, можно определить по формулам:

$$\begin{aligned} \alpha_{P_1P_2} &= \alpha_{AB} + \delta; & \alpha_{BP_2} &= \alpha_{P_1P_2} + \beta_2 = \alpha_{AB} + \beta_2 + \delta; \\ h_1 &= l_1 \sin \beta_1; & h_2 &= l_2 \sin \beta_2; & \sin \delta &= (h_2 - h_1)/d; \\ x_{P_2} &= x_B + l_2 \cos \alpha_{BP_2}; & y_{P_2} &= y_B + l_2 \sin \alpha_{BP_2}. \end{aligned} \quad (4.21)$$

Привязка к двойным системам стенных знаков при помощи электронного тахеометра реализуется достаточно просто, путём вычисления координат точки стояния тахеометра из обратной засечки (рис. 4.11). Два стенных знака с координатами – это необходимое условие для решения обратной линейно-угловой засечки, но не достаточное для уверенного контроля результатов. Поэтому при привязке к системам двойных стенных знаков ведётся поиск дополнительного, третьего знака с целью производства контрольных измерений. Это может быть смежный стеной знак, но может быть любой окрестный рабочий центр.

На рисунке P_1 – точка установки электронного тахеометра; A и B – стенные знаки двойной системы и C и D – стенные знаки смежной двойной системы. Контроль может быть реализован, если с точки P_1 виден один из стенных знаков C или D или рабочий центр P_2 .

Привязка к тройным системам стенных знаков при помощи электронного тахеометра выполняется наиболее корректно, поскольку три знака с координатами – это необходимое и достаточное условие решения обратной линейно-угловой засечки.

При построении полигонометрических сетей возникает задача их привязки к пунктам государственной геодезической сети с целью передачи дирекционных углов и прямоугольных координат.

В зависимости от условий местности и расположения исходных пунктов по отношению к пунктам полигонометрии привязка хода может быть реализована различными способами: непосредственной привязкой или реализуя различные геометрические связи.

4.4. Привязка полигонометрических ходов к пунктам геодезической сети

Привязка полигонометрического хода к пунктам ГГС предназначена для передачи координат на точки полигонометрии, но также имеет целью осуществление контроля ориентирования этого хода.

Наиболее простой и поэтому наиболее желательный способ привязки – это непосредственное примыкание пунктов полигонометрии к пунктам спутниковых определений или другим пунктам ГГС высшего порядка. В этом случае спутниковые пункты или пункты ГГС просто включаются в состав пунктов полигонометрического хода и служат исходными для выполнения уравнивательных вычислений и вычислений координат хода. Если пункт высшего порядка один и только он включён в состав полигонометрического хода, как это показано на рис. 4.12, то обязательным является наличие жёстких направлений на ещё один или лучше два пункта высшего класса.

Непосредственная привязка. На рис. 4.12 точки A, B, C, D, E, F – пункты государственной геодезической сети, углы β_1 и β_2 называют примычными углами. По координатам исходных пунктов государственной геодезической сети вычисляют дирекционные углы начального α_n и конечного α_k направлений.

По горизонтальным углам полигонометрического хода и исходным дирекционным углам вычисляют дирекционные углы сторон хода и, последовательно решая прямую геодезическую задачу, получают координаты пунктов полигонометрии. Такой вид привязки и порядок работ наиболее распространён на производстве.

Ввиду того, что от точности измерения примычных углов зависит точность ориентирования всего хода, эти углы измеряют особенно тщательно.

В исключительных случаях, когда на одном исходном пункте нет видимости на смежные пункты геодезической сети, допускается примыкание хода полигонометрии к такому пункту без угловой привязки. В этом случае для контроля угловых измерений используются направления на ориентирные пункты геодезической сети, а также дирекционные углы, полученные из астрономических наблюдений или гиротеодолитных определений.

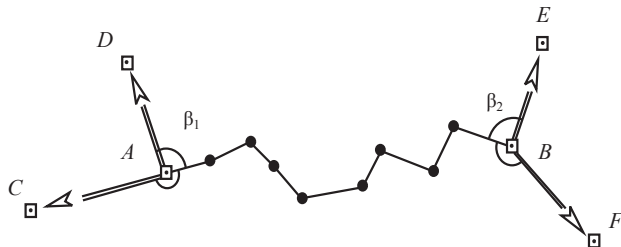


Рис. 4.12.
Непосредственная
привязка
полигонометрического
хода к исходным
пунктам

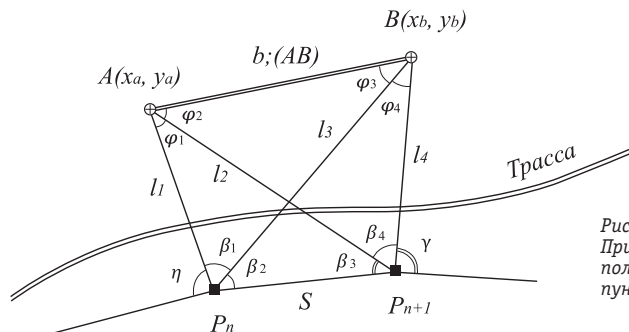


Рис. 4.13.
Привязка двух пунктов
полигонометрии к двум
пунктам ГГС

Однако не всегда возможны случаи непосредственного примыкания полигонометрии к пунктам высшего порядка.

На рис. 4.13 приведена схема, отражающая ситуацию привязки, когда с двух пунктов полигонометрии P_n и P_{n+1} видны два пункта спутниковых определений A и B . При этом могут возникнуть также варианты, связанные с возможностью установки отражателей на исходные пункты A и B и с отсутствием такой возможности.

Если на исходных пунктах установлены отражатели, то с пунктов полигонометрии P_n и P_{n+1} электронным тахеометром измеряются углы β_i , длины сторон l_i и примычные углы γ и η . Этих измерений более чем достаточно для решения поставленных задач привязки. Наличие избыточных измерений позволяет выполнить уравнивательные вычисления, надёжно передать дирекционный угол на сторону $P_n P_{n+1}$ и определить координаты пунктов P_n и P_{n+1} .

При наличии электронного тахеометра задача может быть решена и без производства вычислительных работ, что весьма привлекательно. Прибор последовательно устанавливается на пунктах полигонометрии P_n и P_{n+1} , и в режиме обратной засечки находятся координаты этих пунктов. Контролем определений служит прямое измерение расстояния S между пунктами P_n и P_{n+1} и сравнение результатов измерений с вычисленным значением длины линии из обратной задачи по координатам этих пунктов.

Рассмотрим, однако, решение задачи, когда по каким-то причинам отражатели не могут быть установлены на пунктах ГГС и нет возможности с этих пунктов произвести какие либо измерения. Задача по определению координат пунктов полигонометрии P_n и P_{n+1} может быть решена, если на этих пунктах измерены горизонтальные углы $\beta_1, \beta_2, \beta_3, \beta_4$. Такая задача называется задачей Ганзена, по имени директора Зеебергской обсерватории, который впервые познакомил с её решением русского геодезиста А.П. Болотова в 1845 году. Задача имеет несколько решений. Не вникая в анализ предпочтений между возможными вариантами этих решений, заметим, что в классической задаче Ганзена сторона не является величиной известной. Мы же рассмотрим несколько иной вариант задачи, когда длина стороны полигонометрии S измерена, известна.

Рассматривая треугольники $AP_n P_{n+1}$ и $P_n B P_{n+1}$, можно легко найти углы ϕ_1 , и ϕ_4 при вершинах A и B :

$$\varphi_1 = 180^\circ - (\beta_1 + \beta_2 + \beta_3);$$

$$\varphi_4 = 180^\circ - (\beta_2 + \beta_3 + \beta_4).$$

Далее, рассматривая треугольники ABP_n и ABP_{n+1} , находят стороны этих треугольников:

$$l_1 = S \frac{\sin \beta_3}{\sin \varphi_1}; \quad l_2 = S \frac{\sin(\beta_1 + \beta_2)}{\sin \varphi_1}; \quad l_3 = S \frac{\sin(\beta_3 + \beta_4)}{\sin \varphi_4}; \quad l_4 = S \frac{\sin \beta_2}{\sin \varphi_4}. \quad (4.22)$$

Затем, используя найденные значения l_i , вычисляют углы φ_2 и φ_3 :

$$\sin \varphi_2 = \frac{l_4}{b} \sin \beta_4; \quad \sin \varphi_3 = \frac{l_1}{b} \sin \beta_1. \quad (4.23)$$

Полевой контроль найденных значений может быть выполнен вычислением сумм углов в треугольниках ABP_n и ABP_{n+1} :

$$\varphi_1 + \varphi_2 + \varphi_3 + \beta_1 = 180^\circ; \quad \varphi_2 + \varphi_3 + \varphi_4 + \beta_4 = 180^\circ. \quad (4.24)$$

Однако более строгим и действенным контролем будет уравнивание фигуры, представляющей собой геодезический четырёхугольник с двумя базами и измеренными углами. Уравнительные вычисления в инженерно-геодезических построениях рассматриваются отдельно.

Примычные углы γ и η , как это понятно из рисунка, служат для передачи дирекционного угла на стороны полигонометрии.

Рассмотрим ещё некоторые возможные случаи привязки полигонометрических ходов к пунктам ГГС.

На рис. 4.14 приведена схема привязки, где P – пункт полигонометрии, пункты A и B – пункты спутниковых определений. Исходными данными являются координаты пунктов A и B (следовательно, расстояние между точками A и B и дирекционный угол (AB) становятся известными из решения обратной геодезической задачи). Измеренными величинами являются два угла α и β . Рассматриваемый случай – это классическая схема *прямой угловой засечки*. Есть несколько путей её решения, и мы рассмотрим один из них.

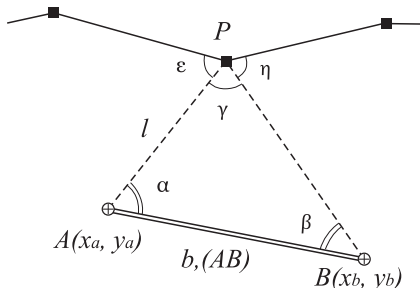


Рис. 4.14. Прямая угловая засечка

Выразим приращение координат по стороне AP через её длину l и дирекционный угол (AP) .

$$\begin{aligned} x_p - x_a &= l \cos(AP); \\ y_p - y_a &= l \sin(AP). \end{aligned} \quad (4.25)$$

Однако $(AP) = (AB) - \alpha$, поэтому, принимая во внимание формулы вычитания аргументов для $\cos(\alpha - \beta)$ и $\sin(\alpha - \beta)$, из (4.25) получим

$$x_p - x_a = l[\cos(AB) \cos \alpha + \sin(AB) \sin \alpha]; \quad (4.26)$$

$$y_p - y_a = l[\sin(AB) \cos \alpha - \cos(AB) \sin \alpha].$$

Учитывая, что

$$\cos(AB) = \frac{x_b - x_a}{b}; \quad \sin(AB) = \frac{y_b - y_a}{b} \quad (4.27)$$

и подставив эти значения в (4.26), будем иметь

$$x_p - x_a = \frac{l}{b} \sin \alpha [(x_b - x_a) \operatorname{ctg} \alpha + (y_b - y_a)]; \quad (4.28)$$

$$y_p - y_a = \frac{l}{b} \sin \alpha [(y_b - y_a) \operatorname{ctg} \alpha - (x_b - x_a)].$$

Найдём отношение l/b через синусы противоположащих углов.

$$\frac{l}{b} = \frac{\sin \beta}{\sin(\alpha + \beta)} = \frac{\sin \beta}{\sin \alpha \cos \beta + \cos \alpha \sin \beta}$$

и далее

$$\frac{l}{b} \sin \alpha = \frac{1}{\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \beta}. \quad (4.29)$$

Подставив (4.29) в (4.28), получим

$$x_p - x_a = \frac{(x_b - x_a) \operatorname{ctg} \alpha + (y_b - y_a)}{\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \beta}; \quad (4.30)$$

$$y_p - y_a = \frac{(y_b - y_a) \operatorname{ctg} \alpha - (x_b - x_a)}{\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \beta}.$$

Решив эти уравнения относительно x_p и y_p , получим формулы Юнга для вершин треугольника по котангенсам его углов:

$$x_p = \frac{x_a \operatorname{ctg} \beta + x_b \operatorname{ctg} \alpha + (y_b - y_a)}{\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \beta}; \quad (4.31)$$

$$y_p = \frac{y_a \operatorname{ctg} \beta + y_b \operatorname{ctg} \alpha + (x_a - x_b)}{\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \beta}.$$

Есть также формулы Гаусса для прямой засечки по котангенсам дирекционных углов, смотри, например [20].

Рассмотрим ещё одну из возможных схем привязки, более вероятную в связи с широким внедрением электронных тахеометров.

На рис. 4.15 отображена схема привязки полигонометрического хода (пункт P) к спутниковым пунктам $A(x_a, y_a)$ и $B(x_b, y_b)$. В образовавшемся треугольнике измерены стороны S_1 и S_2 , все горизонтальные углы и примычные углы 4 и 5. Сторона $AB = b$ найдена из решения обратной задачи, равно как и её дирекционный угол (AB).

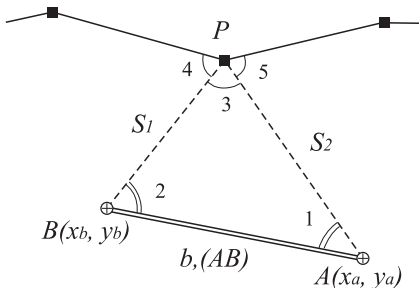


Рис. 4.15. Линейно-угловая засечка

где N – число измеренных углов, S – число измеренных сторон, n – число пунктов в построении. Для схемы рис. 4.15 при $N = 3$, $S = 3$, $n = 3$ количество уравнений будет равно $r = 3$. Таким образом, в треугольнике с измеренными тремя углами и тремя сторонами возникает три уравнения – это одно уравнение фигуры и два условия длин сторон. Условия сторон проще всего составлять на основе теоремы синусов.

Для рассматриваемого треугольника условные уравнения имеют вид:

$$\begin{aligned} 1. \quad \angle 1 + \angle 2 + \angle 3 - 180^\circ &= 0, \\ 2. \quad s_1 \sin 2 - s_2 \sin 1 &= 0, \\ 3. \quad s_2 \sin 3 - s_3 \sin 2 &= 0. \end{aligned} \quad (4.33)$$

Это функциональные зависимости. Для перехода к условным уравнениям поправок найдём полный дифференциал одного из уравнений сторон системы уравнений (4.33):

$$\sin 2 ds_1 - \sin 1 ds_2 + \frac{s_1}{\rho} \cos 2 d\angle 2 - \frac{s_2}{\rho} \cos 1 d\angle 1 = 0.$$

Переходя от дифференциалов к поправкам, получим

$$\sin 2 v_{s_1} - \sin 1 v_{s_2} + \frac{s_1}{\rho} \cos 2(2) - \frac{s_2}{\rho} \cos 1(1) + w_2 = 0.$$

Следовательно, группа уравнений поправок для системы условных уравнений (4.33) будет иметь вид

$$(1) + (2) + (3) + w_1 = 0,$$

$$\sin 2 v_{s_1} - \sin 1 v_{s_2} - \frac{s_2}{\rho} \cos 1(1) + \frac{s_1}{\rho} \cos 2(2) + w_2 = 0, \quad (4.34)$$

$$\sin 3 v_{s_2} - \sin 2 v_{s_3} - \frac{s_3}{\rho} \cos 2(2) + \frac{s_2}{\rho} \cos 3(3) + w_3 = 0,$$

где (1), (2), (3) – поправки к измеренным значениям углов, а $v_{s_1}, v_{s_2}, v_{s_3}$ – поправки в измеренные длины сторон.

Свободные члены условных уравнений поправок определяются из выражений

Очевидно, что в схеме есть избыточные измерения, следовательно, возникает задача уравнивания.

При коррелятном способе уравнивания свободных сетей число нормальных уравнений равно числу возникающих в сети условий и при уравнивании по углам определяется формулой [43]:

$$r = N + S - 2n + 3, \quad (4.32)$$

$$\begin{aligned}w_1 &= \angle 1 + \angle 2 + \angle 3 - 180^\circ, \\w_2 &= s_1 \sin 2 - s_2 \sin 1, \\w_3 &= s_2 \sin 3 - s_3 \sin 2.\end{aligned}\quad (4.35)$$

При вычислении свободного члена w_i углы следует выразить в секундах, а если и ρ выразить в секундах, то и поправки в углы получатся в секундах. При вычислении свободных членов w_2 и w_3 стороны следует выражать в миллиметрах, тогда и свободные члены, и поправки будут получены в миллиметрах.

Для линейно-угловых построений немаловажным является подбор соотношений между весами линейных и угловых измерений. Обозначим среднюю квадратическую погрешность измерения угла через m_{yz} , а стороны – через m_s , тогда веса угловых и линейных измерений могут быть подсчитаны по формулам

$$P_{yz} = \frac{c}{m_{yz}^2}; \quad P_s = \frac{c}{m_s^2} \quad (4.36)$$

где c – постоянное число.

Известно, что в инженерно-геодезических сетях накопление погрешностей в определении координат пунктов происходит наиболее равномерно по всем направлениям, если соблюдается равенство

$$\frac{m_{yz}}{\rho} = \frac{m_s}{s} \quad (4.37)$$

Это условие может быть записано так: $\frac{m_{yz}}{m_s} = \frac{\rho}{s}$, или $m_{yz} = m_s \frac{\rho}{s}$. Это важное соотношение для выбора точности измерения углов в сети (в полигонометрическом ходе), поскольку точность измерения расстояний электронными тахеометрами в известных пределах легко предрасчитать по паспортным данным прибора.

Не следует преувеличивать значение того, что рассматривается в качестве измеренных величин в инженерно-геодезических сетях (сети 4 класса и 1, 2 разрядов) – углы или направления. При решении этого вопроса нужно исходить только из соображений удобства вычислений. Как показали исследования, оба варианта уравнивания дают практически одинаковые результаты.

Если соблюдается равенство (4.36), то линейная величина смещения пунктов (продольный сдвиг) вдоль направлений и по перпендикулярам в конце направлений (поперечный сдвиг) будет одинаковой. Близость этих смещений определяется точностью выполнения равенства (4.36). Чем точнее выполняется это равенство, тем равномернее будут деформации сети под влиянием ошибок измерений по всем направлениям.

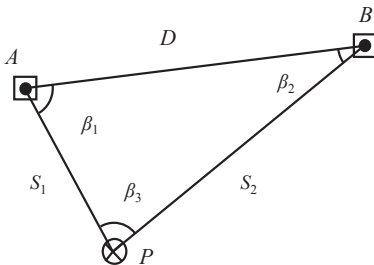


Рис. 4.16. Схема передачи координат с пункта сети на рабочий центр

Пункты геодезической сети могут быть закреплены стенными и грунтовыми знаками, но также и знаками, расположенными на крышах зданий.

Привязка полигонометрического хода к пунктам, расположенным на зданиях и сооружениях, в городских геодезических сетях встречается достаточно часто. Здесь также возможно несколько вариантов.

Если на пункты можно установить отражатели, то электронным тахеометром решается обратная засечка и находятся координаты точки P (рис. 4.16).

Если видны только визирные цилиндры пунктов A и B (рис. 4.17) наземной сети и измерить расстояния до этих пунктов не представляется возможным, то задача решается следующим образом.

Для вычисления координат точки P необходимо знать длину линии S и её дирекционный угол. Для этих целей в точке P разбивают два базиса b_1 и b_2 , а затем измеряют горизонтальные углы $\beta_1, \beta_2, \beta_3, \beta_4$ и β_5 .

По результатам измерений вычисляется длина S и её дирекционный угол:

$$S = \frac{b_1 \sin \beta_1}{\sin(\beta_1 + \beta_2)} = \frac{b_2 \sin \beta_4}{\sin(\beta_3 + \beta_4)};$$

$$\sin \mu = \frac{S \sin \beta_5}{D}; \quad \gamma = 180^\circ - (\mu + \beta_5); \quad (4.38)$$

$$\alpha_{AP} = \alpha_{AB} + \gamma.$$

Здесь D – длина опорной стороны AB .

Координаты точки P вычисляются по формулам:

$$X_P = X_A + S \cdot \cos \alpha_{AP};$$

$$Y_P = Y_A + S \cdot \sin \alpha_{AP}. \quad (4.39)$$

Контроль найденных координат точки P можно выполнить дважды, вычислив дирекционный угол стороны PB :

$$\alpha_{PB} = \alpha_{PA} + \beta_5; \quad \operatorname{tg} \alpha_{PB} = \frac{Y_B - Y_P}{X_B - X_P}. \quad (4.40)$$

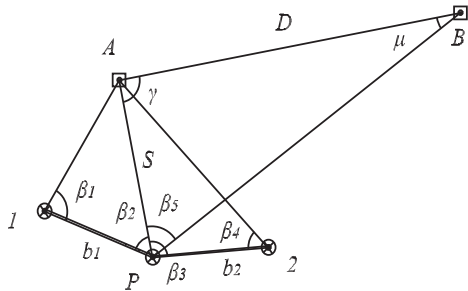


Рис. 4.17. Передача координат с вершины на землю

4.5. Определение и учёт элементов приведения

Измерения горизонтальных углов и длин линий в полигонометрии должны выполняться между центрами заложенных на местности пунктов. Это естественное условие реализуется с достаточной точностью только при осуществлении измерений по трёхштативной схеме, когда приборы и визирные цели (отражатели) центрируются непосредственно над пунктами.

Если над центром пункта установлен геодезический знак в виде сигнала с наблюдательным столиком и визирным цилиндром, то возникает необходимость учёта внецентральной установки как прибора на наблюдательном столике, так и визирного цилиндра на вершине знака. Эта ситуация отображена на рис. 4.18, где C – центр геодезического пункта, спроектированный на плоскость наблюдательного столика; I – проекция оси вращения прибора на эту плоскость; V – проекция оси визирного цилиндра на ту же плоскость.

Таким образом, если ось вращения прибора расположена на расстоянии l от центра пункта (*это линейный элемент центрировки*), то в измеренный горизонтальный угол M_k необходимо ввести поправку за центрирование, которую обозначают буквой c . Для её вычисления дополнительно следует определить *угловой элемент центрировки* – угол θ . Если со смежных пунктов A и B при измерении горизонтальных углов в качестве цели используется визирный цилиндр пункта C , то в измеренные углы на этих пунктах следует ввести поправки за редукцию визирной цели – r . Для этого необходимо знать *линейный элемент редукции* – l_1 и *угловой элемент редукции* – θ_1 . Линейные и угловые элементы центрировки и редукции называются *элементами приведения*.

Элементы приведения проще всего определять графическим способом. Сущность способа заключается в том, что центр пункта C , точку установки прибора I и ось симметрии визирного цилиндра V проектируют при помощи теодолита на лист бумаги, который называется центрировочным листом.

Центрировочный лист укрепляют на специальном столике или мензуге, установленной над центром знака, ориентируют при помощи буссоли и горизонтируют по накладному уровню.

С трёх установок теодолита в некотором отдалении от знака проектируют все

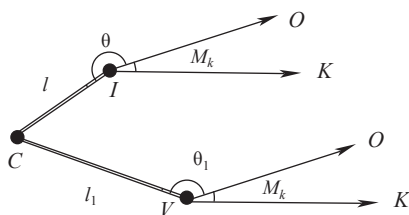


Рис. 4.18. Элементы центрировки и редукции на пункте

вышеназванные точки на центрировочный лист таким образом, чтобы проектирующие плоскости пересекались под углом около 120° . В местах пересечения намечают соответствующие искомые точки: C , I и V . Вследствие неизбежных ошибок проектирования в местах пересечения могут образоваться треугольники погрешностей. Их следует оценить. Размеры сторон треугольников погрешностей не должны превышать 5 мм для оси прибора и

центра пункта. Для проекции оси симметрии визирного цилиндра допуск составляет 10 мм. При соблюдении отмеченных допусков в каждом из треугольников намечают его центр, который принимается за проекцию соответствующей точки.

Линейные элементы центрировки и редукции l и l_1 измеряют линейкой или рулеткой с точностью 1 мм, а для измерения угловых элементов θ и θ_1 из точек I и V при помощи кипрегеля наносят направления на смежные пункты. При отсутствии видимости центрировочный лист поднимают на наблюдательный столик, ориентируют и отчерчивают нужные направления или в створе направлений временно теодолитом выставляют вехи на расстоянии около 200 м. Угловые элементы центрировки и редукции измеряют на центрировочном листе при помощи геодезического транспортира с точностью $15'$.

Элементы приведения определяются самим наблюдателем дважды, на двух сторонах центрировочного листа, непосредственно перед наблюдениями на пункте и сразу после их окончания.

Центрировочные листы являются полевыми документами и должны храниться так же тщательно, как и полевые журналы.

На рис. 4.19, *a* изображены центр пункта C , проекция оси прибора I и пункты A и B , направления на которые образует из точки I угол M . Измеренный угол M следует исправить введением поправки c , чтобы привести его к центру пункта C .

Легко видеть, что если расстояние до пункта B есть S , то из теоремы синусов по малости угла c получим:

$$c'' = \rho'' \frac{l \sin(M + \theta)}{S}. \quad (4.41)$$

Для вывода формулы поправки за редукцию визирной цели обратимся к рис. 4.19, *b*, где C – также центр пункта; V – проекция оси визирной цели; точка B – пункт, на котором измерен угол M от некоторого направления BP .

Восстановив в точке V линию, параллельную BP , из решения треугольника BVC получим:

$$\sin r = \frac{l_1}{S} \sin(M + \theta_1) \quad \text{или} \quad r'' = \rho'' \frac{l_1 \sin(M + \theta_1)}{S}. \quad (4.42)$$

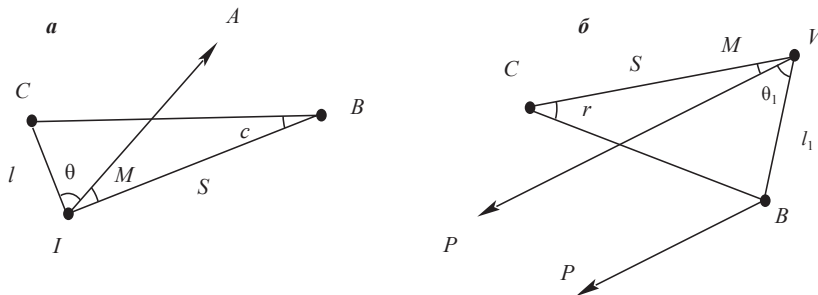


Рис. 4.19. Вычисление элементов приведения

Таким образом, поправка за центрировку вводится в горизонтальный угол (алгебраически суммируется) на том пункте, где были определены элементы центрировки. Поправка за редукцию вводится в углы, с вершин которых наблюдался визирный цилиндр с элементами редукции.

Если электронный тахеометр или светодальномер и их отражатели при измерениях установлены не над центрами знаков, то в измеренные расстояния также следует ввести поправки.

На рис. 4.20 точками C и B показаны центры пунктов. В точках I и V установлены соответственно электронный тахеометр и отражатель.

Если элементы приведения определяются графически, то с точек установки прибора и призмы следует опустить перпендикуляры на направление измеряемой линии, получив таким образом точки C' и B' и отрезки $IC' = \delta_c$ и $VB' = \delta_r$. Это и есть искомые поправки за центрировку прибора и редукцию отражателя. Знак поправки следует определить по чертежу. Он будет отрицательным, если проекция линейного элемента лежит на линии, соединяющей точки I и V , и положительным в остальных случаях.

Поправки можно получить аналитически. Из рис. 4.20, решая прямоугольные треугольники $CC'I$ и $BB'V$, получим:

$$\delta_c = -l \cos \theta; \quad \delta_r = -l_1 \cos \theta_1,$$

где l и l_1 – линейные, а θ и θ_1 – угловые элементы центрировки и редукции.

В случае, если линейные элементы центрировки и редукции больше 1 м, то формулы несколько усложняются. Познакомиться с этими формулами можно, например, в [39].

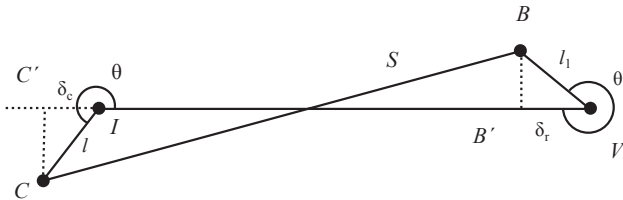


Рис. 4.20.
Элементы приведения
при линейных
измерениях

4.6. Предварительная обработка результатов измерений

К предварительной обработке материалов полигонометрии относятся все вычисления, необходимые для получения:

- горизонтальных направлений, приведённых к центрам пунктов;
- длин линий, приведённых на уровень моря (референц-эллипсоида) или среднюю уровенную поверхность города и редуцированных на плоскость проекции Гаусса;
- рабочих координат пунктов полигонометрии, включая стенные знаки;
- рабочих высот пунктов полигонометрии и нивелирных знаков.

Предварительная обработка производится в принятой для города или региона системе координат и высот. Она содержит следующие виды работ:

- составление рабочей схемы геодезической сети города;
- подготовку исходных данных, перевод исходных пунктов в местную систему, принятую для данного города или региона;
- проверку и обработку журналов угловых и линейных измерений (распечатку файлов памяти полевых измерений тахеометром);
- проверку и оформление листов графического определения элементов привязки;
- проверку журналов нивелирования, составление ведомостей превышений, вычисление высот пунктов полигонометрии;
- вычисление длин линий, измеренных светодальномерами или другими приборами;
- составление таблиц горизонтальных направлений и приведение измеренных длин линий на средний уровень поверхности и на плоскость проекции;
- вычисление угловых и линейных невязок в ходах и рабочих координатах пунктов полигонометрии;
- вычисление координат ственных знаков полигонометрии;
- составление ведомости рабочих координат и высот пунктов полигонометрии;
- подготовку данных для уравнивательных вычислений;
- составление пояснительной записки и систематизацию материалов для их сдачи.

Очень важными при организации вычислительных работ являются обеспечение необходимой точности вычисления, вопрос о числе значащих цифр, о возможности применения приближённых формул и упрощенных методов. Ошибки, вносимые при вычислениях из-за округлений, неточности формул не должны отражаться на точности конечных результатов и должны быть по крайней мере на порядок меньше средних квадратических ошибок соответствующих элементов полевых измерений. Иначе говоря, вычисления значений горизонтальных углов и длин линий необходимо выполнять с числом знаков, не превышающих 0,1-0,2 ошибок измерения этих величин. Так, углы в полигонометрии обрабатываются с сохранением 0,1", а длины линий в настоящее время измеряются с погрешностью 2-5 мм; следовательно, вычисления длин линий следует выполнять с точностью 0,1 мм.

Вычисление поправок в углы и линии необходимо выполнять с удержанием одного лишнего знака, т.е. для углов это 0,01", а для линий – 0,01 мм. После введения поправок результат округляется соответственно до 0,1" и 0,1 мм.

В качестве исходных при вычислении полигонометрии принимаются пункты ГГС – государственной геодезической сети (СГС или АГС либо местной сети сгущения). Координаты пунктов этих сетей вычислены в системе плоских прямоугольных координат Гаусса; следовательно, длины сторон полигонометрии, фигур триангуляции или векторов базы спутниковых определений существенно искажены поправками за приведение их на поверхность референц-эллипсоида и на плоскость проекции Гаусса. Их значения заметно отличаются от непосредственно измеренных длин сторон на поверхности Земли, что вносит искажения в крупномасштабные планы и осложняет их использование для проектирования и переноса проектов городского строительства.

Величина искажения длин сторон геодезической сети за приведение их на референц-эллипсоид определяется по формуле:

$$\delta_H = -\frac{H_m}{R}D, \quad (4.43)$$

где H_m – средняя высота стороны над уровнем моря; D – её горизонтальная проекция; R_m можно принять равным 6370 км.

При редуцировании длин сторон на плоскость в проекции Гаусса они увеличиваются на величину:

$$\delta_L = \frac{y_m^2}{2R_m^2}S, \quad (4.44)$$

где y_m – среднее значение ординат концов стороны; R_m – средний радиус кривизны для средней точки стороны; S – длина стороны.

Значение поправки δ_L возрастает по мере удаления от осевого меридиана, и на краю 3-градусной зоны относительные искажения в длинах линий могут достичь величины 1:4000.

С целью устранения этих искажений городские геодезические сети вычисляются, как правило, в местной системе координат, в которой осевой меридиан зоны выбирают с таким расчётом, чтобы поправки за редуцирование линий и углов на плоскость были пренебрегаемо малы.

Местная система координат задаётся прямоугольными координатами одного из пунктов геодезической сети города, долготой осевого меридиана, дирекционным углом из этого пункта на какой-либо смежный геодезический пункт и принятой для города уровенной поверхностью проектирования H_0 .

Прямоугольные координаты исходного пункта в местной системе задаются так, чтобы на территории города не было отрицательных значений координат. В качестве исходного пункта принимается, как правило, пункт ГГС, совмещённый с городской геодезической сетью.

Редко встречаются местные системы координат с произвольным осевым меридианом, проходящим через центр города, а также так называемые компенсированные и другие системы.

В компенсированной системе координат осевой меридиан и среднюю уровенную поверхность подбирают таким образом, чтобы поправка за переход к поверхности эллипсоида (на уровень моря), которые всегда отрицательны, были по абсолютной величине равны поправкам за редуцирование на плоскость в проекции Гаусса, которые всегда положительны. В итоге поправки компенсируются и при обработке материалов в этой системе не учитываются. Приравнивая правые части формул (4.43) и (4.44), найдём допустимое удаление участка работ от осевого меридиана в компенсированной системе:

$$y_m = \sqrt{2R_m H_m}.$$

Приняв $R_m = 6370$ км, получим $y_m = \sqrt{12740H_m}$. При среднем уровне города $H_m = 200$ м среднее значение ординаты $y_m = 50$ км.

Информацию о ключах местных систем координат можно получить в территориальных инспекциях Госгеонадзора.

Обработку результатов угловых измерений начинают с составления схемы геодезической сети, которую выполняют в удобном для работы масштабе на плотной бумаге, выделяя цветами новые и существующие пункты, привязочные и ориентирные направления. Рабочая схема должна давать чёткую и ясную картину связи вновь создаваемой сети с работами прошлых лет.

Далее осуществляется проверка полевых журналов и центрировочных листов. Проверяют правильность вычислений измеренных углов и выписки угловых и линейных элементов приведения в центрировочных листах.

В журналах измерения горизонтальных углов (направлений) проверяют вычисления средних из отсчётов по микрометрам, среднее значение направления из двух полуприёмов, значение двойной коллимации 2 с и её постоянство. Далее проверяют среднее из значений начального направления в начале и конце приёма и ошибки замыкания в каждом полуприёме, значение угла в каждом приёме и среднее значение угла из всех приёмов, выполненных на пункте.

Если полевые журналы не велись, а результаты измерений заносились в память электронного тахеометра, то эти результаты следует перекачать на компьютер и распечатать.

В ходах полигонометрии 4 класса и 1 разряда на каждом пункте измеряется, как правило, только один угол, среднее значение которого выписывается в таблицу горизонтальных направлений, где они исправляются поправками за центрировку и редукцию.

Вычисление поправок за центрировку и редукцию производят по ранее приведённым формулам (4.41) и (4.42). При этом для вычисления поправок за центрировку берут средние значения элементов центрировки из всех определений на данном пункте. Для вычислений поправок за редукцию на наблюдаемых пунктах (с данного) берут среднее значение элементов редукций из определений, ближайших по времени к моменту наблюдения. Поправки вычисляют и вводят в измененные направления с округлением до 0,1".

Вычисление поправок в направления за кривизну изображения геодезической линии в проекции Гаусса выполняют для полигонометрии 4 класса с точностью до 0,1" по следующим упрощённым формулам:

$$\delta_{1,2} = -\frac{\rho(x_2 - x_1)y_m}{2R^2}; \quad \delta_{2,1} = +\frac{\rho(x_2 - x_1)y_m}{2R^2}, \quad (4.45)$$

где $\delta_{1,2}$ – поправка в направление с пункта 1 на пункт 2; x, y – приближённые координаты пунктов 1 и 2 в километрах (ординаты y считаются от осевого меридиана местной системы); R – средний радиус кривизны на средней широте пунктов 1 и 2; ρ – число секунд в радиане.

Поправки $\delta_{1,2}$ и $\delta_{2,1}$ вычисляются по координатам пунктов в общегосударственной системе координат.

Обработка журналов линейных измерений выполняется в таком же порядке, как и журналов угловых измерений.

Для электронных тахеометров результаты измерений просто распечатываются. Однако, поскольку измерения расстояний выполнялись в прямом и обратном направлениях, то возникает необходимость сверки этих значений. Если наклонные расстояния для стороны полигонометрии в прямом и обратном направлениях могут отличаться по причине различных значений высот прибора и визирной цели, то горизонтальные проекции этих расстояний должны сходиться в пределах точности измерений. Поэтому составив сводку измеренных в прямом и обратном направлениях горизонтальных проекций сторон полигонометрии, находят разности двойных измерений и среднюю квадратическую ошибку измерения расстояний по разностям. Эта оценка точности линейных измерений считается более объективной.

Пересчет измеренных расстояний на плоскость проекции Гаусса с местной координатной сеткой выполняется по той же схеме, что и в проекции Гаусса-Крюгера.

Вычисления выполняются в следующей последовательности:

- результаты линейных измерений приводятся к центрам пунктов, т.е. вычисляются измеренные (наклонные) расстояния между центрами пунктов;
- измеренные расстояния редуцируются на эллипсоид Красовского в системе СК-95, т.е. вычисляются длины геодезических линий;
- длины геодезических линий редуцируются на плоскость проекции Гаусса, т.е. вычисляются расстояния на плоскости проекции Гаусса.

Если измерения выполнены электронным тахеометром, то для дальнейшей обработки используются горизонтальные проекции сторон, подсчитанные компьютером тахеометра. Снятые показания дисплея (или распечатанные), как то: наклонные дальности, высоты прибора и отражателя, наряду с превышениями между пунктами используются для расчётов высот пунктов полигонометрии по формулам тригонометрического нивелирования.

Полученные средние значения из прямых и обратных измерений горизонтальных проекций сторон полигонометрии необходимо редуцировать на поверхность эллипсоида (уровень моря, средний уровень города). Поскольку длины сторон полигонометрии 4 класса не превышают 2 км, то формулы перехода от измеренных расстояний на поверхность эллипсоида и далее на плоскость проекции Гаусса значительно упрощаются.

Если D – горизонтальная проекция стороны полигонометрического хода, то её длина (геодезическая линия) на поверхности референц-эллипсоида вычисляется так:

$$s = D - \frac{H_m}{R} D, \quad (4.46)$$

где s – расстояние на эллипсоиде (длина геодезической линии); H_m – средняя высота стороны над уровнем моря; R – средний радиус кривизны поверхности эллипсоида на средней широте B_m данной линии.

$$R = a \left(1 - \frac{1}{2} e^2 \cos 2B_m \right), \quad (4.47)$$

где a – большая полуось референц эллипсоида; e – эксцентриситет меридианного сечения эллипсоида. Для эллипсоида Красовского $a = 6378245$ м, $e = 0,006693422$.

При приведении измеренных линий на средний по высоте уровень города поправку вычисляют по формуле:

$$s = D - \frac{H_m - H_0}{2R} D, \quad (4.48)$$

где H_0 – принятый средний по высоте уровень города.

При приведении длин линий на уровень моря (поверхность референц-эллипсоида) поправки для большей части РФ отрицательны, за исключением районов, расположенных ниже уровня моря.

Длина стороны полигонометрии на плоскости в проекции Гаусса находится по формуле:

$$d = s + s \frac{y_m^2}{2R_m^2}, \quad (4.49)$$

где $y_m = \frac{(y_1 + y_2)}{2}$ – средняя ордината стороны.

Если длины сторон полигонометрии измерялись не электронными тахеометрами, а электрооптическими дальномерами, то обработку результатов измерений выполняют несколько другим путём. По результатам светодальномерных работ измеренные расстояния вычисляются по формуле:

$$S = S_0 - \frac{i + v}{2R_1} S_0 - \frac{(v - i)^2}{2S_0} - \frac{(v - i)}{S_0} (H_2^r - H_1^r), \quad (4.50)$$

где S – измеренное расстояние, т.е. наклонное расстояние между центрами пунктов; S_0 – полученное с помощью дальномера расстояние, в котором учтена вся совокупность физических и геометрических поправок, свойственных данному прибору, и поправки за центрировку и редуцию; i – высота приёмопередатчика над центром пункта 1; v – высота отражателя над центром пункта 2; H_1^r, H_2^r – нормальные высоты пунктов 1 и 2; R_1 – средний радиус кривизны на пункте 1. Средний радиус кривизны вычисляется по формуле (4.47), где вместо B_m можно использовать B_1 – широту пункта, над которым установлен дальномер (определяется по карте с ошибкой не более 10').

По найденному наклонному расстоянию между центрами пунктов S и измеренному зенитному расстоянию Z можно найти горизонтальную проекцию стороны:

$$D = S \sin Z. \quad (4.51)$$

Дальнейшее редуцирование стороны на поверхность эллипсоида и далее на плоскость проекции Гаусса осуществляется по описанной выше схеме.

Для вычисления полигонометрии в местных системах координат применяются обычные формулы

$$\begin{aligned}x &= x_n + \Delta x; & y &= y_n + \Delta y; \\ \Delta x &= d \cos \alpha; & \Delta y &= d \sin \alpha; \\ \alpha &= \alpha_0 + \beta.\end{aligned}\tag{4.52}$$

В этих формулах x, y – местные координаты конечного пункта стороны; x_n, y_n – местные координаты начального пункта стороны; α – дирекционный угол стороны в местной системе; α_0 – дирекционный угол исходной стороны в местной системе; d – расстояние на плоскости проекции Гаусса с местной координатной сеткой; β – горизонтальный угол на плоскости проекции Гаусса с местной координатной сеткой.

Все величины в этих формулах должны быть в одной зоне проекции:

$$\begin{aligned}\alpha_0 &= \arctg \frac{\Delta y_{12}}{\Delta x_{12}}; \\ \Delta y_{12} &= y_2 - y_1; & \Delta x_{12} &= x_2 - x_1,\end{aligned}\tag{4.53}$$

где x_1, y_1, x_2, y_2 – местные координаты исходных пунктов.

Исходной может быть предыдущая сторона полигонометрического хода. В этом случае дирекционный угол вычисляется по формуле Гаусса. Дирекционный угол исходной стороны вычисляется по формуле:

$$\alpha = \alpha_{np} \pm 180^\circ + \beta,$$

где α_{np} – дирекционный угол предыдущей стороны.

С вычисленными расстояниями d и углами β выполняется *уравнивание системы* ходов. Контроль результатов измерений производится по поправкам v , которые углы β и расстояния d получают при уравнивании. Может также выполняться *приближенное уравнивание*.

При приближенном уравнивании оценка результатов измерений выполняется по невязкам ходов.

В ходах без узловых точек невязки вычисляются на одном из исходных пунктов. В системе ходов с узловыми точками невязки на узловых точках вычисляются по всем ходам, примыкающим к ним. Невязки вычисляются по каждому отдельному ходу. Отдельным считается ход между двумя исходными пунктами, между исходным пунктом и узловой точкой или между двумя узловыми точками.

Для каждой измеренной стороны вычисляются измеренные разности координат:

$$\Delta x = d \cos \alpha; \quad \Delta y = d \sin \alpha.\tag{4.54}$$

Приближенное уравнивание выполняется в следующей последовательности:

1. По каждому отдельному ходу вычисляется вес по формуле:

$$p_i = \frac{\mu_0^2}{n},\tag{4.55}$$

где n – число сторон в ходе; μ_0 – ошибка единицы веса, назначаемая для вычислений.

Рекомендуется брать $\mu_0^2 = 4$, а также вычислять приведенные веса по формуле:

$$p'_i = p_i / \sum_{i=1}^a p_i, \quad (4.56)$$

где a – число отдельных ходов, примыкающих к узловой точке.

2. По каждому ходу в каждом приближении вычисляются координаты и высоты узловых точек x_i, y_i, H_i^y по формулам:

$$x_i = x_{H_i} + \sum_{j=1}^n \Delta x, \quad y_i = y_{H_i} + \sum_{j=1}^n \Delta y, \quad H_i = H_{H_i}^y + \sum_{j=1}^n \Delta H^y. \quad (4.57)$$

В этих формулах индекс n_i относится к начальному пункту i -го хода.

В первом приближении, когда значения неизвестных еще не получены на соседних узловых точках, их вычисляют только от соседних исходных пунктов.

Далее по тексту для упрощения записи формул значения x, y, H^y обозначены через t .

Значения неизвестных t'_i , полученные от исходных пунктов, во всех приближениях остаются неизменными, меняются только значения, переданные от соседних узловых точек.

3. Вычисляют уравненные координаты и высоты узловых точек приближения. Для этого в каждом ходе i в каждом очередном приближении r для координат и высот вычисляются величины:

$$\delta t'_2 = t'_2 - t_0,$$

где t'_2 – значение неизвестного, вычисленное от начального пункта хода i в приближении r ; t_0 – округленное в меньшую сторону наименьшее вычисленное значение неизвестного.

Координаты и высота узловой точки, являющейся конечным пунктом отдельного хода, в каждом приближении вычисляются по формуле:

$$t'_k = t_0 + \sum_{i=1}^a p'_i \delta t'_i. \quad (4.58)$$

В ходах с одной узловой точкой значения неизвестных получают по формуле среднего весового:

$$t_k = t_0 + \sum_{i=1}^a p_i \delta t_i / \sum_{i=1}^a p_i. \quad (4.59)$$

4. Считая уравненные координаты и высоты узловых точек исходными, вычисляют невязки по формулам:

$$W_x = x_n + \sum_{j=1}^n \Delta x - x_k; \quad W_y = y_n + \sum_{j=1}^n \Delta y - y_k, \quad (4.60)$$

$$W_H = H_n^y + \sum_{j=1}^n \Delta H^y - H_k^y,$$

где n – число сторон в ходе.

В этих формулах индекс n относится к начальному пункту хода, а индекс k – к конечному пункту.

Контроль результатов приближенного уравнивания выполняется по формуле:

$$\sum_{i=1}^a p_i W_i = 0. \quad (4.61)$$

5. Вычисляются координаты и высоты определяемых пунктов, которые не являются узловыми точками. В каждом отдельном ходе, в том числе и в ходе между двумя исходными пунктами, координаты и высоты вычисляются от исходных пунктов или узловых точек последовательно по формулам:

$$x_i = x_{i-1} + \Delta x; \quad y_i = y_{i-1} + \Delta y; \quad H_i^y = H_{i-1}^y + \Delta H^y. \quad (4.62)$$

Если невязки соответствуют установленному допуску, то они распределяются поровну между сторонами хода.

В результате произведенных полевых работ по полигонометрии следует представить перечисленные ниже материалы:

- акты сдачи геодезических пунктов для наблюдения за сохранностью обследованных, восстановленных и вновь заложённых пунктов; акты об утрате геодезических пунктов;
- абрисы местоположения геодезических пунктов (в том числе ранее заложённых и сохранённых) с приложенными оттисками центров;
- материалы исследований инструментов;
- журналы угловых и линейных измерений, нивелирования со схемами привязки ственных знаков;
- технический отчет о геодезических работах с подробной информацией об используемых системах координат и системах высот (Балтийская, 1977 г.); таблицы измеренных горизонтальных направлений и длин линий, приведённых к центрам знаков; списки обследованных и восстановленных пунктов (сохранившихся); списки утраченных пунктов; списки не найденных пунктов; справка о местной системе координат;
- схемы спутниковой городской геодезической сети, полигонометрии, нивелирования;
- материалы обследования и восстановления нивелирных реперов, обследования и восстановления геодезических пунктов; материалы уравнивания городских геодезических сетей;
- материалы уравнивания спутниковой городской геодезической сети в геоцентрической системе координат;
- вычисление длин линий спутниковой городской геодезической сети по координатам геоцентрической системы координат;
- материалы редуцирования линий спутниковой городской геодезической сети на плоскость;
- материалы уравнивания нивелирования (общее описание сети, описание исходных пунктов, описание ходов, ведомость превышений и высот пунктов, характеристика метода и точности уравнивания сети, техническая характеристика ходов, сравнение высот совмещённых пунктов);

- каталог координат и высот пунктов геодезической сети (или полигонометрии 4 класса, 1 разряда); схему городских геодезических сетей с планировкой города; каталог координат и высот пунктов спутниковой геодезической сети.

4.7. Приборы и производство угловых и линейных измерений

Ходы полигонометрии должны прокладываться по местности, наиболее благоприятной для производства угловых и линейных измерений. Места установки пунктов должны быть легко доступны, хорошо опознаваться на местности и обеспечивать долговременную сохранность центров и знаков. Между двумя смежными пунктами должна быть обеспечена видимость с земли.

При измерении углов и сторон полигонометрии применяются аттестованные в установленном порядке инструменты: теодолиты, светодальномеры, электронные тахеометры, технические характеристики которых должны соответствовать требованиям, приведенным в табл. 4.2.

Таблица 4.2. Требования к приборам

Показатели	4 класс	1 разряд
Средняя квадратическая погрешность угломерной части (сек.)	1-3	1-5
Средняя квадратическая погрешность измерения расстояния	$5 \text{ мм} + 3 \cdot 10^{-6} D$	$5 \text{ мм} + 3 \cdot 10^{-6} D$

В таблице D – измеряемое расстояние в мм.

При измерении линий светодальномерами, линий и углов – электронными тахеометрами следует руководствоваться соответствующими инструкциями по эксплуатации данного прибора и штатного программного обеспечения.

При измерении линий светодальномерами и электронными тахеометрами количество приемов должно составлять:

- полигонометрии 4 класса – 3 приема;
- полигонометрии 1 разряда – 2 приема.

Под приемом в этих случаях принимается 2 наведения на отражатель. Количество отсчетов в наведении регламентируется инструкцией по эксплуатации прибора. Измерения углов на пунктах полигонометрии производится способом измерения отдельного угла или способом круговых приемов, как правило, по трехштативной системе, с точностью центрирования 1 мм.

Средняя квадратическая погрешность измерения горизонтальных углов в ходах 4 класса и 1 разряда установлена соответственно равной 3" и 5". Число угловых приемов, в зависимости от класса (разряда) и типа применяемого прибора, приведено в табл. 4.3.

Таблица 4.3. Условия измерения углов

Средняя квадратическая погрешность измерения угла (по угловой точности прибора)	Число приемов	
	4 класса	1 разряда
1"	4	
2"	6	2
3"	8	3
5"	–	3

Если измерения выполняются тахеометром или теодолитом 2" точности, то углы следует измерять соответственно 6 и 2 приёмами. Измерение углов на пунктах полигонометрии при двух направлениях производится без замыкания горизонта.

Результаты измерений отдельных углов или направлений на пунктах полигонометрии должны находиться в пределах допусков, указанных в табл. 4.4.

Расхождения между значениями измеренного и прежнего значения угла на примычных пунктах не должны превышать значений, приведенных в табл. 4.5.

Относительная ошибка сторон, полученная при сопоставлении старых и новых измерений на совмещенных пунктах, должна быть не хуже 1:25 000 для 4 класса и 1:10 000 – для 1 разряда, в противном случае подтверждается качество работ повторными наблюдениями.

Таблица 4.4. Допуски на измерения углов

Элементы измерений, к которым относятся допуски	Средняя квадратическая погрешность измерения угла (по угловой точности прибора)			
	1"	2"	3"	5"
Точность прибора	1"	2"	3"	5"
Расхождение между значениями одного и того же угла, полученного из двух приемов	6"	8"	10"	12"
Колебание значений угла, полученных из разных приемов	5"	8"	10"	12"
Расхождение между результатами наблюдений на начальное направление в начале и конце полуприема	6"	8"	10"	12"
Колебание значений, приведенных к общему нулю, в отдельных приемах	5"	8"	10"	12"

При измерении линий для введения поправок за метеоусловия определяется температура воздуха с точностью 1°С и давление с точностью 1 мм ртутного столба.

Точность установки инструментов над центром пункта, а также измеренная высота инструмента должна составлять 1 мм.

Программное обеспечение электронных инструментов должно быть протестировано и адаптировано для контроля качества наблюдений на станции и при камеральной обработке.

Таблица 4.5. Допустимые расхождения

Класс, разряд	4 класс новой работы	1 разряд новой работы
Исходные пункты высшего класса	6"	10"
4 класс прежних работ	8"	12"
1 разряд прежних работ	16"	18"

Приведём несколько моделей электронных тахеометров, популярных на рынке РФ.

Таким образом, электронный тахеометр – геодезический прибор, предназначенный для измерения горизонтальных и вертикальных углов и расстояний с помощью встроенного электрооптического дальномера.

Тахеометры снабжены модулями памяти и возможностью подключения к персональному компьютеру для последующей обработки данных, полученных в ходе съёмки или измерений. Это многократно ускоряет процессы полевых работ и обработки информации. Современные тахеометры достаточно просты в использовании и лишены погрешностей, связанных с человеческим фактором, так как большинство процессов измерений и вычислений автоматизированы.

Sokkia SET 250RX (рис. 4.21) – это современный инженерный тахеометр высокой точности от компании *Sokkia* (Япония). Усовершенствованная конструкция импульсного безотражательного дальномера – *REDtech II* позволяет измерять расстояния свыше 400 м без отражателя с высокой точностью, прибор успешно можно использовать в процессе производства большинства геодезических измерений, и для целей диагностики и контроля, например, осадок фундаментов, крепов мачт и колонн.

Многофункциональное встроенное инженерное программное обеспечение тахеометра *SET 250RX* в совокупности с современными техническими решениями даёт широкие возможности применения тахеометра *SET 250RX* не только в строительстве, землеустройстве и топографии, но и для производства точных инженерных измерений и быстрых полевых расчётов.

Тахеометр *SET 250RX* имеет значительный объём внутренней памяти в сочетании с возможностью использования *Bluetooth®* (опционально), карт памяти и *USB flash* диска для хранения и переноса данных с прибора на компьютер. Простой экспорт данных (форматы *DXF/TXT/SDR*, с помощью специального ПО, которое входит в комплект поставки) позволяет проводить дальнейшую обработку данных электронного тахеометра. Инженерная модель тахеометра *SET 250RX* полностью защищена от пыли и воды, её можно применять при любом дожде и в сильно запыленных местах. Все приборы фирмы *Sokkia* изготавливаются только в Японии.



Рис. 4.21. Тахеометр Sokkia Set 250-RX

Тахеометры снабжаются принадлежностями (рис. 4.22).

Некоторые технические показатели прибора таковы:

- Дальность измерения расстояния без отражателя – 400 м, с отражателем – 5000 м.
- Точность измерения расстояний ± 2 мм + 2 ppm на призму; ± 3 мм + 2 ppm – без отражателя.
- Скорость измерения расстояний – менее 1 секунды.
- Точность измерения горизонтальных и вертикальных углов $2''$.
- Подсветка сетки нитей и клавиатуры для работы в сумерках.
- Видимый лазерный луч малого диаметра. Позволяет легко выполнять измерения сквозь препятствия.
- Переключение режима работы «без отражателя»–«призма»–«пленка» осуществляется одной кнопкой.
- *Li-Ion* аккумуляторы малого веса (около 100 гр).
- Память 10 000 точек + разъемы для *SD/SDHC* карт и *USB* флеш-накопителей.



Рис. 4.22. Призменный отражатель, алюминиевый штатив и веха



Рис. 4.23. Электронный тахеометр Leica TS06power

Leica TS06power (рис. 4.23) – это безотражательный электронный тахеометр с дальностью измерений без отражателя 400 м и указателем створа.

Прибор снабжён лазерным центриром, имеет функциональное меню на базе *Windows CE 5.0 Core* и большой дисплей с подсветкой. Удобное управление, расширенная буквенно-цифровая клавиатура и понятный интерфейс, мощное ПО *FlexOffice Standart* с большим набором программ делает прибор привлекательным. Электронный тахеометр изготавливается в Швейцарии.

Технические показатели прибора следующие:

- точность угловых измерений $5''$, линейных – 1,5 мм + 2 ppm,
- дальность 3500 м на призму, без отражателя – 400м,
- буквенно-цифровая клавиатура, память 100 000 точек,
- лазерный центрир, целеуказатель, указатель створа,
- температурный диапазон работы до -25°C ÷ $+30^{\circ}\text{C}$, защита IP55.

Тахеометр поставляется в защищенном от пыли и влаги кейсе для переноски прибора и принадлежностей. В кейсе предусмотрены отсеки для основных принадлежностей – аккумулятора, зарядного устройства, мини-призмы, измерителя высоты прибора и различных кабелей. Кейс предназначен для жестких условий эксплуатации и имеет малый вес.

Традиционно при заказе тахеометра подбирается необходимое количество принадлежностей и аксессуаров и их качество: штатив *GST05* деревянный, веха *GLS111* телескопическая 2,6 м, отражатель *GPR111* стандартный. Кроме того, фирма рекомендует приобрести внешний аккумулятор большей емкости, улучшенное зарядное устройство и более надежный триггер.

Стандартные прикладные программы – это «Топосъёмка», «Вынос в натуру», «Обратная засечка», «Передача отметки», «Строительство», «Площадь», «Косвенные измерения», «Недоступная высота», «Опорная линия», «Координатная геометрия» и многие другие.

Тахеометр Topcon ES (рис. 4.24) отличается большей дальностью работы без отражателя, которая составляет 500 м на стандартную призму до 4 000 м с точностью ± 2 мм + 2 мм/км. Время выполнения измерений сокращено и составляет в режиме точных измерений 0,9 секунды, а в режиме грубых измерений всего 0,5 секунды. Вынесенная на боковую панель инструмента кнопка запуска измерений позволяет выполнять измерения быстро и не отрывая взгляд от окуляра. Минимальное измеряемое расстояние без отражателя – 0,3 м. Прибор снабжён створоуказателем для работ по выносу точек в натуру и лазерным целеуказателем, соосным со зрительной трубой.

Питание тахеометра *Topcon ES* осуществляется от аккумулятора новой конструкции, позволяющего работать до 36 часов без подзарядки. Это лучший показатель среди приборов аналогичного класса.

Встроенный модуль *Bluetooth* и *USB* позволяют подключать внешний контроллер и управлять процессом сбора данных на удалении до 300 м от прибора, даёт возможность подключения контроллера-накопителя с программным обеспечением для решения специальных геодезических задач. Имеется порт *USB* для расширения памяти и передачи данных.

Дисплей тахеометра *Topcon ES* имеет жидкокристаллический экран высокого разрешения (192×80 пикселей) и алфавитно-цифровую клавиатуру с подсветкой.

В тахеометрах *TOPCON* серии *ES* используется абсолютно новое программное обеспечение, которое значительно расширяет возможности прибора при выполнении геодезических работ. Внедрённые новые технологии позволяют решать такие задачи как: определение трехмерных координат, геодезическая съёмка, обратная засечка, определение высоты объекта, определение недоступного расстояния, измерения со смещениями, вынос в натуру, проецирование точки, площадные вычисления, пересечения, уравнивание теодолитного хода, съёмка поперечников, дорожные работы.

Стандартная комплектация: собственно тахеометр *Topcon ES* на триггере. Батарея *BDC70*. Зарядное устройство *CDC68*. Набор инструментов. Пластиковый кейс. Силиконовая салфетка. Чехол защиты от дождя. Кабель питания к ЗУ.



Рис. 4.24. Электронный Тахеометр Topcon ES

Бленда на объектив. *USB* флеш-накопитель. Инструкция пользователя. Свидетельство о поверке.

Физические основы работы электронных тахеометров со значительными упрощениями вкратце изложены ниже. Электронными тахеометрами называют приборы, совмещающие в себе функции светодальномера, цифрового теодолита и полевого компьютера. Следовательно, электронный тахеометр совмещает в себе несколько функций. Рассмотрим в отдельности функции угломерного прибора и светодальномера, составляющие основу тахеометра как измерительного прибора.

Основными конструктивными элементами обыкновенного оптико-механического теодолита являются:

- визирное приспособление, которое выполняется в виде зрительной трубы с сеткой нитей;
- угломерные круги или лимбы (вертикальный и горизонтальный) с системой градусных или градовых делений по контуру круга;
- отсчётные приспособления, позволяющие считывать дробные части наименьшего деления угломерного круга (верньеры, штриховые, шкаловые микроскопы или оптические микрометры);
- система горизонтирования – приспособления, позволяющие приводить ось вращения прибора в вертикальное положение;
- система центрирования – приспособления, позволяющие устанавливать центр угломерного круга над вершиной измеряемого угла.

Все перечисленные конструктивные элементы являются составными частями также и цифровых теодолитов. Различие касается конструкции угломерного круга и, естественно, отсчётного приспособления, позволяющего легко считывать отсчёт лимба по электронному табло в цифровом виде.

В цифровых теодолитах используют не традиционную систему делений угломерных кругов на градусы или градусы, а устройства, преобразующие вращательные перемещения алидады относительно лимба в электрические импульсы, которые легко регистрировать и выводить на экран в виде цифровых значений.

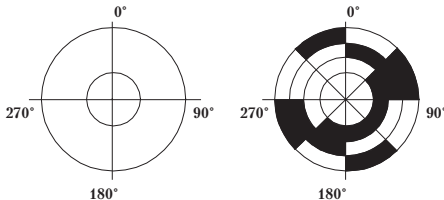


Рис. 4.25. Кодовый диск

Принцип преобразования вращательного движения в электрические импульсы в двоичном коде исчислений можно представить на примере кодового диска (рис. 4.25). Диск, выполненный из прозрачного материала, делят на чередующиеся чёрные и прозрачные участки. Просвечивая такой диск пучком света, на оборотной стороне, при его вращении, будут наблюдаться только два возможных события: свет есть или света нет.

Световые импульсы преобразуются в электрические сигналы при помощи фотодетектора, а счётное устройство регистрирует количество этих сигналов.

Таким образом, лимб цифрового теодолита представляет собой стеклянный круг с нанесённой кодовой маской в виде концентрических кодовых дорожек с прозрачными и непрозрачными зонами. Методы кодирования лимбов могут различаться, отдельные участки лимба могут быть обозначены кодовыми комбинациями, расположенными по окружности. Для уменьшения числа делений применяют устройства, позволяющие считать порядковый номер интервала, а также измерять дробную часть интервала.

Для уменьшения влияния эксцентриситета изображение одной половины кодового диска совмещают с изображением другой, диаметрально противоположной. Совмещение достигается при помощи оптической системы.

Отклонение вертикальной оси вращения теодолита от отвесной линии приводит к ошибкам при измерении горизонтальных углов. Величина этой ошибки зависит от угла наклона вертикальной оси вращения прибора, высоты цели над горизонтом и величины горизонтального угла между плоскостью наклона вертикальной оси вращения прибора и направлением на цель.

Электронные теодолиты снабжаются двухосевыми датчиками угла наклона оси вращения прибора, которые позволяют корректировать, автоматически исправлять отсчёты введением поправок за угол наклона оси. Двухосевая компенсация важна особенно для случаев значительного возвышения цели над горизонтом.

Когда датчики наклона включены, вертикальный и горизонтальный углы автоматически корректируются за отклонение инструмента от вертикального положения (рис. 4.26).

Таким образом, для обеспечения точного измерения углов датчики наклона (компенсатор) должны быть включены. Экран, на котором отображается отклонение инструмента от вертикали, также можно использовать для точного нивелирования прибора. Если на экране появляется сообщение «ПРОВЕРЬТЕ УРОВЕНЬ», это значит, что инструмент отклонился за пределы работы автокомпенсатора и прибор необходимо отnivelировать вручную.

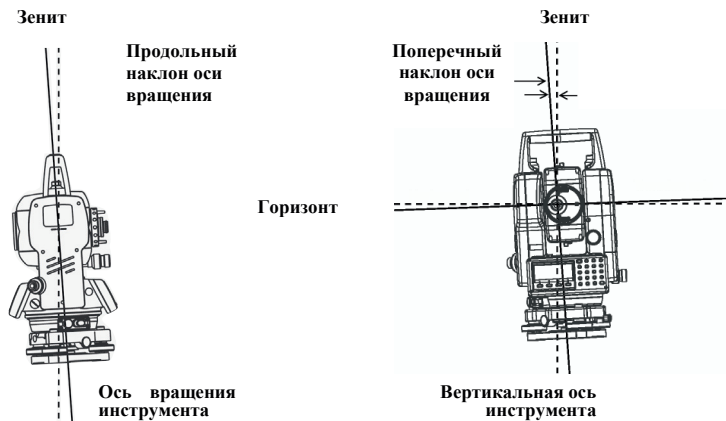


Рис.4.26. Углы наклона оси вращения

Электронные теодолиты снабжены также функцией исправления коллимационных ошибок, что позволяет автоматически вводить коррекцию в измеряемые направления.

В электронных теодолитах используются пространственные фотоэлектрические преобразователи угол-код, позволяющие очень просто устанавливать начальный отсчёт по лимбу на ноль.

Все перечисленные новейшие технологии привели к существенным качественным изменениям в конструкции оптико-механического теодолита, позволили значительно повысить точность измерения углов, упростить методику измерения и в конечном итоге повысить производительность работ.

Электронный (цифровой) теодолит – это, по сути, новый прибор с новыми качественными признаками, при общей внешней схожести со своими предшественниками.

Выполнить измерение линии означает сравнить её длину с длиной рабочей меры. В качестве рабочих мер могут быть использованы различные мерные приборы – ленты землемерные, штриховые и шкаловые рулетки, подвесные мерные приборы (стальные и инварные ленты и проволоки), мерные жезлы и другие.

Для того, чтобы измерить расстояние между точками A и B , (рис. 4.27), рабочая мера l_0 многократно укладывается в створе измеряемой линии, при этом фиксируется её номинал (начало и конец меры), а также измеряется домер, остаток, меньший номинала Δ_l . Кроме того, в найденное расстояние вводятся поправки за компарирование мерного прибора – за отличие номинала прибора от его истинного значения и за температуру, т.е. за различия температуры среды, при которой производились измерения, и температурой компарирования.

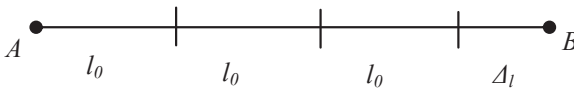


Рис. 4.27. Измерение расстояния мерным прибором

Нетрудно видеть, что длина измеряемого расстояния будет равна

$$S_{AB} = Nl_0 + \Delta_l + \Delta_k + \Delta_t. \quad (4.63)$$

В этой формуле N – число уложений мерного прибора в створе измеряемой линии; Δ_l – домер; Δ_k – поправка за компарирование; Δ_t – поправка за температуру. Измеренное и исправленное расстояние следует привести к горизонту.

При дистанционном измерении расстояний светодальномерами в качестве рабочей меры используется длина волны электромагнитных колебаний. В точке A устанавливают прибор (приёмопередатчик), а в точке B устанавливают (центрируют) отражатель (рис. 4.28).

Приёмопередатчик генерирует колебания определённой (*масштабной*) частоты f_0 . Эта масштабная частота и определяет длину волны как длину рабочей меры через известную зависимость:

$$\lambda_0 = \frac{v}{f_0}.$$

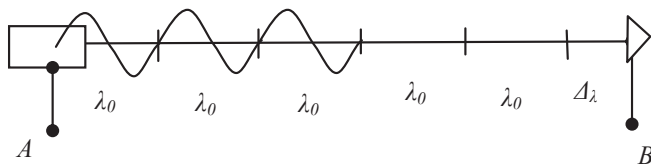


Рис. 4.28. Измерение расстояния электромагнитной волной

В этом выражении v – скорость распространения электромагнитных волн в атмосфере.

Поскольку в описываемой схеме измерений электромагнитная волна дважды пробегает искомое расстояние, то результат следует разделить на 2. Таким образом,

$$S_{AB} = N \frac{\lambda}{2} + \Delta_\lambda + c. \quad (4.64)$$

В этой формуле N – число длин полуволн, уложившихся в измеряемом расстоянии; Δ_λ – дробная часть полуволны, называемая *домером фазового цикла*; c – постоянная поправка светодальномера. Описанный метод называют *фазовым методом* измерения расстояний.

Если начало измерений совпадает с осью вращения приёмопередатчика, то постоянная поправка отражателя (призмы) – это линейный отрезок, равный отстоянию отражающей поверхности призмы от оси вращения подставки. Постоянная поправка разных отражателей может иметь как положительный, так и отрицательный знак и разные значения.

Измерить расстояние дистанционно можно также посредством измерения времени распространения электромагнитной волны *импульсным методом*.

Пусть в некоторый момент времени t_1 передатчик, расположенный в пункте A , излучает электромагнитные волны в виде отдельного импульса в направлении к пункту B . В пункте B этот импульс отражается в обратном направлении и достигает пункта A в момент времени t_2 . Ясно, что если время распространения импульса есть $\tau = t_2 - t_1$, то при известной скорости v прямолинейного распространения волны дистанция D определится из соотношения:

$$D = v\tau/2. \quad (4.65)$$

Скорость электромагнитных волн в атмосфере – величина не постоянная, она определяется скоростью их распространения в вакууме ($c_0 = 299\,792\,458$ м/сек) и зависит от показателя преломления среды n . Для оптического диапазона, т.е. световых волн, показатель преломления воздуха является функцией четырёх параметров:

$$n = f(\lambda, T, P, e), \quad (4.66)$$

где λ – длина волны несущей частоты светового излучения; T – среднее значение температуры воздуха по трассе; P – среднее давление; e – влажность воздуха.

Следовательно, значения этих параметров необходимо знать на момент измерений. В современных светодоальномерах коррекция расстояния за атмосферные условия для конкретной длины волны излучений рассчитывается автоматически, если до начала измерений ввести параметры атмосферы: температуру T и давление P . Влияние влажности на скорость света для волн оптического диапазона незначительно.

В качестве излучателя, источника световых волн, используются лазеры, работающие в видимом (красном) или невидимом (инфракрасном) диапазоне излучения. Длина волны этих излучений очень мала (от 0,4 мкм до 0,1 мм) и выполнять измерения в длинах волн излучателя весьма сложно. Поэтому, упрощая задачу, изменяют (модулируют) какой-либо параметр излучения, амплитуду (интенсивность), фазу или частоту. Обычно это область сверхвысоких частот метрового или дециметрового диапазона. В этих длинах волн и производят измерения.

Проверки электронного тахеометра. Как и любой другой геодезический прибор, электронный тахеометр перед производством работ должен быть поверен. Поскольку электронный тахеометр совмещает в себе функции дальномерных и угловых измерений, то в его конструкции должны соблюдаться геометрические условия определённого взаимного расположения оптико-механических и оптико-электронных осей. В этой связи полностью все проверки и юстировки могут быть выполнены в специально оборудованных сервисных центрах. Однако ряд несложных проверок можно выполнить в полевых условиях. Это способствует более глубокому изучению свойств и возможностей прибора. Перед проверками следует внимательно изучить методику их осуществления в соответствии с руководством по эксплуатации конкретной модели прибора.

1. *Проверка уровней* (круглого и цилиндрического) выполняется аналогично теодолитам.

2. *Проверка сетки нитей зрительной трубы и равенства подставок* проводится аналогично теодолиту.

3. *Проверка оптического центрира* так же выполняется аналогично традиционным приборам, имеющим встроенный центрир. Если центрирующее устройство лазерное, то тахеометр также тщательно центрируют и горизонтируют над точкой, вращают верхнюю часть прибора (алидаду) и следят за лазерным пятном над точкой. Если пятно сместилось, центрирующее устройство следует юстировать в соответствии с указаниями руководства по эксплуатации прибора.

4. *Проверка компенсатора наклона вертикальной оси прибора.* Ось вращения прибора тщательно приводят в вертикальное положение при помощи подъёмных винтов по цилиндрическому или электронному уровню. Обнуляют отсчёт по горизонтальному кругу и в режиме конфигурации входят в меню «Константы прибора». Выделив строку «Компенсатор X Y », нажимают на «ENTER». На экране появятся скомпенсированные угловые величины по осям X_1 и Y_1 . Верхнюю часть прибора поворачивают на 180° , и снова на экран выводятся скомпенсированные значения углов наклона по осям X_2 и Y_2 . Берут их среднее значение, которое принимают за место нуля компенсатора:

$$MOX = \frac{X_1 + X_2}{2}; \quad MOY = \frac{Y_1 + Y_2}{2}. \quad (4.67)$$

Полученные значения МО не должны превышать 20". Юстировку выполняют в соответствии с рекомендациями руководства по эксплуатации.

5. *Определение коллимационной ошибки и места нуля (МО) вертикального круга.* Прибор тщательно нивелируют и приводят в рабочее положение. Для визирования выбирают устойчивую чёткую точку на удалении около 100 м, угол наклона на неё должен быть в пределах 10°. В приборе устанавливают режим юстировок (настроек).

Поправки за коллимацию (c) и место нуля (МО) вертикального круга вводятся при круге «лево» (КЛ), поэтому их определение начинают с наблюдений при круге «право» (КП). Точно визируют на избранную точку и нажимают клавишу измерений. Действия повторяют при другом положении зрительной трубы (КЛ) прибора. Значения c и МО высвечиваются на экране. При помощи экранных клавиш эти значения можно ввести в память прибора.

6. *Определение постоянной поправки (K) дальномера.* Значение постоянной поправки современных тахеометров при работе в режимах «на плёнку» и «без отражателя» установлено равным нулю, т.е. $K = 0$. Постоянную поправку дальномера не следует путать с постоянной поправкой отражателя, которая зависит от геометрических размеров призмы, её положения на крепёжном устройстве и других параметров. Как правило, отражатели к дальномерам (тахеометрам) одной серии или модели унифицированы и согласованы геометрически с заявленными значениями. Так, постоянная призмы тахеометров *Trimble* может составлять +35 мм, тахеометров серии *SET* – 30 мм и т.д. Следует быть исключительно внимательным с подменой отражателя, принадлежащего комплекту одного прибора на комплект другой модели. Использование отражателя другой серии или модели меняет значение постоянной поправки отражателя, что внесёт систематические погрешности в результаты измерений. Между тем, постоянная поправка дальномера может менять своё значение с течением времени и независимо от типа отражателя. Поэтому постоянную поправку прибора рекомендуют контролировать регулярно.

Проще всего постоянную дальномера определять на базисах известной длины. В этом случае точность, с которой известна длина базиса (или набор длин), должна быть по крайней мере в три раза выше, чем декларированная точность тестируемого прибора. Если b – расстояние между посадочными центрами эталонного базиса, D – это же расстояние, измеренное дальномером, то постоянная поправка находится простой разностью $K = D - b$.

При отсутствии эталонных базисных линий постоянную поправку прибора находят из измерений набора створных линий во всех комбинациях. Для этих целей на некотором удалении друг от друга в асфальт вбивают два дюбель-гвоздя A и B . В створе между этими гвоздями вбивают третий гвоздь – это точка C (рис. 4.29).

Тщательно отцентрировав прибор и отражатель, измеряют расстояние D_{AB} . Далее, установив прибор над точкой C , измеряют отрезки D_{AC} и D_{CB} . Для исключения погрешностей центрирования измерения следует выполнять по трёхштативной системе. Нетрудно видеть, что

$$D_{AB} + K = D_{AC} + K + D_{CB} + K.$$

Из чего следует:

$$K = D_{AB} - (D_{AC} + D_{CB}). \quad (4.68)$$

Измерения выполняют несколько раз и берут среднее значение постоянной поправки прибора для данного отражателя. Можно построить несколько промежуточных створных точек. Промежуточные точки могут быть выбраны вне створа. При этом следует измерять примычные углы, а постоянную вычислять из геометрической схемы измерений.

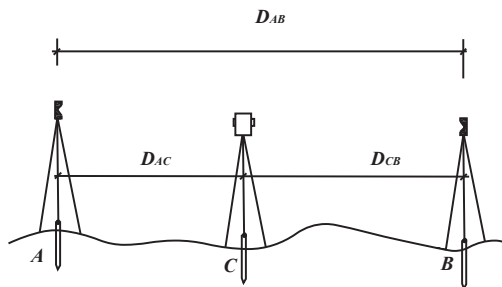


Рис. 4.29. Определение постоянной поправки по измерениям расстояний в комбинациях

Юстировку поправки выполняют, если постоянная отличается от номинала более чем на 3 мм. В некоторых моделях тахеометров предусмотрен ввод нового значения постоянной поправки.

7. *Определение постоянной поправки отражателя* выполняется, если в работе применяется отражатель другой фирмы или другого типа. Для этих целей выполняют измерение одного и того же расстояния с отражателем, входящим в комплект дальномера и с новым отражателем. Разница результатов измерений определит значение постоянной поправки нового отражателя.

Постоянную поправку неизвестной призмы можно определить по методике, описанной в пункте 6.

8. *Рабочая ось электронного дальномера должна совпадать с визирной осью зрительной трубы.* Если центр сетки нитей трубы навести на центр отражателя, то максимальный сигнал с дистанции должен поступать именно с этой точки. При работе с призмными отражателями некоторые отклонения от строгого выполнения данного условия не приведут к сколь заметным искажениям результатов измерений. Это условие имеет принципиальное значение для дальномеров, работающих в режиме без отражателя; например, при съёмке архитектурных элементов фасадов зданий надо знать, от какой точки фасада происходит отражение сигнала.

Проверку легко выполнить при помощи специально изготовленного трафарета в виде картонки формата А8 с отверстием. Диаметр отверстия определяется диаметром лазерного луча для определённого расстояния; например, 10 мм для расстояния 100 м. Подвесив трафарет на расчётном расстоянии и на определённом удалении от отражающей поверхности (от стены), выполняют измерения, наводясь на поверхность трафарета и на отверстие. Если разность результатов измерений соответствует удалению трафарета от стены, условие проверки считают выполненным. В противном случае возникает необходимость юстировки оптико-электронных каналов дальномерной части тахеометра, которая может быть выполнена на специальных стендах сервисных центров.

9. Рабочая ось указателя створа должна совпадать с визирной осью зрительной трубы тахеометра. Многие тахеометры имеют лазерные указатели створа, которые часто применяются при разбивочных работах и других операциях. Указатель створа представляет собой узконаправленный видимый луч лазерного излучения красного, зелёного или другого диапазона. Некоторые тахеометры снабжены двумя указателями разных цветов.

Для проверки условия сетку нитей зрительной трубы тщательно наводят на точку (на стене) на удалении 30–50 м и включают указатель створа. Если пятно луча указателя совпало с изображением точки в зрительной трубе, условие выполнено. В противном случае указатель юстируют согласно наставлениям руководства по эксплуатации прибора.

Измерения электронным тахеометром на станции начинают с установки и приведения прибора в рабочее положение. Устанавливают тахеометр на штатив, закрепляют станковым винтом, центрируют и нивелируют традиционными приёмами. Высоту прибора – расстояние по вертикали от центра пункта до метки высоты прибора – следует измерить с точностью до миллиметра при помощи подвижной вехи с миллиметровыми делениями. Веху опускают в отверстие в подставке (предварительно сняв тахеометр) до контакта с центром пункта, замеряют высоту верха подставки и к ней прибавляют стандартную высоту прибора.

При построении ходов полигонометрии работу ведут по трёхштативной системе. В работе участвуют три и более штатива с унифицированными подставками, т.е. подставками, адаптированными под прибор и отражатели. Подставки на штативах заблаговременно центрируют над пунктами и нивелируют при помощи оптических центриров, снабжённых уровнями (лотаппарат). Кроме того, следует измерить высоту подставки и, установив отражатель, высоту призмы. Информацию о высоте отражателя (призмы) следует передать на станцию для регистрации.

Методы работы с электронными тахеометрами являются общими для большинства моделей, а различия могут касаться разве что порядка ввода информации, функций клавиш, возможностей программного обеспечения и т.п. Поэтому порядок производства измерений ниже представлен схематично, без привязки к конкретной модели электронного тахеометра.

Прибор после установки над пунктом и приведения в рабочее положение включают. В автоматическом режиме производится самодиагностика и, если необходимо, следует откорректировать вертикальность оси вращения прибора, проконтролировать зарядку элементов питания.

Первым важным шагом является ввод константы (постоянной поправки) отражателей, которые в комплекте естественно должны быть с идентичной геометрией.

Следующим немаловажным шагом является ввод информации о состоянии атмосферы. В зависимости от используемой модели прибора здесь могут быть варианты.

Атмосферная поправка может вводиться только при высокоточных измерениях, в остальных случаях она принимается по умолчанию нулевой, а температура и давление – стандартными. Есть приборы с встроенными датчиками температуры

и давления, и для них достаточным является перевод учета атмосферных факторов в автоматический режим. Но для некоторых приборов значения температуры и давления следует ввести (вариации влажности мало сказываются на скорости распространения световой волны). Понятно, что для этих целей необходимо иметь приборы для измерения температуры и давления, термометр-пращ и барометр-анероид. Конечно же можно пользоваться информацией местных гидрометеоцентров, но необходимо чётко представлять, к каким погрешностям в измеряемых расстояниях могут привести неточности в значениях атмосферных параметров.

Так, неточное указание значения температуры воздуха по измеряемой трассе в 1° или давления в 1 мм ртутного столба приведёт к ошибке в измеряемом расстоянии на $1 \cdot 10^{-6}$ от измеряемого расстояния. Иначе говоря, для стороны полигонометрии в 1 км ошибка составит 1 мм по каждой из ошибочных параметров атмосферы. Ясно, что так точно знать температуру и давление воздуха по трассе не представляется возможным, но ясно и то, что ошибки, вызванные атмосферными факторами, соизмеримы с точностью измерения расстояний современными электронными тахеометрами. Следовательно, при высокоточных измерениях расстояний электронными дальномерами учёт параметров атмосферы должен выполняться достаточно корректно.

Следующим шагом работы на пункте является ввод в память прибора данных о станции. Для ввода набирают следующие данные:

- имя точки стояния или её код;
- высоту инструмента;
- дату, время;
- погоду (ясно, облачно и т. п.);
- ветер (лёгкий, умеренный и т. п.);
- температуру, давление, атмосферную поправку;
- оператора.

Углы и расстояния, как правило, измеряются в различных файлах, и порядок их измерений не является вопросом принципиальным. Однако следует принимать во внимание, что измерение угла является процессом более тонким или деликатным, чем измерение расстояния. Углы измеряют многократно (в 6 или даже 8 приёмов), в то время, как при измерении расстояний ограничиваются двумя-тремя наведениями на призму и включением измерений.

В ходах полигонометрии обычно измеряют левые по ходу углы. Измерения начинают с визирования на пункт начального ориентирования (задняя точка). Наводящими винтами зрительной трубы и алидады совмещают изображение центра сетки нитей с центром визирной марки или отражателя, установленных над пунктом.

В меню выбирают «Измерения» и входят на страничку «Углы». Отсчёт по горизонтальному кругу на заднюю точку устанавливают равным нулю. Это положение следует зафиксировать, запомнить.

Для измерения расстояния до задней точки следует войти на страничку «Расстояния» и нажать клавишу «Измерения». На экране отобразятся:

- наклонное расстояние;
- горизонтальная проекция этого расстояния;
- угол наклона линии или зенитное расстояние;
- отсчёт по горизонтальному кругу.

Войдя на соответствующую страничку, файл редактируют, т.е. вводят номер (имя или код) точки, на которую выполнены наблюдения, высоту цели (отражателя). Все данные следует зафиксировать, запомнить.

Далее визируют на переднюю точку хода, измеряют расстояние, считывают отсчёт по горизонтальному кругу, редактируют (вводят имя точки, высоту цели) и запоминают.

Горизонтальный угол проще измерить в режиме «Повторения». Войдя на эту страничку, визируют на начальное направление и обнуляют показания горизонтального круга, фиксируют это положение – «Да», наводятся на переднюю точку – «Да». Возвращаются на исходное направление – «Да» и вновь на переднюю точку. Количество повторений зависит от класса сети, которая строится. В результате на экране выдаётся средний угол из n приёмов.

При работе в трёхштативной системе после завершения измерений на станции тахеометр осторожно снимают с подставки и на его место устанавливают марку с отражателем. Тахеометр переносят на точку, которая значилась передней, а отражатель с неё переносят далее, на следующую точку, и все действия повторяются.

Если построение полигонометрического хода сопровождается тахеометрической съёмкой, то её производят полярным способом в режиме «Съёмка». Вводят данные о станции, призмы на вехах устанавливают на высоте прибора, вводят номера и характеристики снимаемых точек, вычерчивают абрисы (кроки) и фиксируют данные съёмки (полярные координаты).

5. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ ИЗЫСКАНИЯ

5.1. Состав инженерно-геодезических изысканий

При написании настоящего раздела использовались материалы источников и нормативных документов [18, 19, 23, 29, 35, 36].

Инженерные изыскания для строительства являются видом строительной деятельности, которая осуществляет комплексное изучение природных и техногенных свойств территории (региона, района, площадки, участка, трассы) объектов строительства, составление прогнозов взаимодействия этих объектов с окружающей средой, обоснование их инженерной защиты и безопасных условий жизни населения.

На основе материалов инженерных изысканий для строительства выполняется разработка предпроектной документации, в том числе градостроительной документации.

Материалы инженерных изысканий используются для обоснований инвестиций в строительство, проектов и рабочей документации строительства предприятий, зданий и сооружений, включая расширение, реконструкцию, техническое перевооружение, эксплуатацию и ликвидацию объектов, ведение государственных кадастров, а также рекомендаций для принятия экономически, технически, социально и экологически обоснованных проектных решений.

В состав инженерных изысканий для строительства входят следующие основные их виды: инженерно-геодезические, инженерно-геологические, инженерно-гидрометеорологические, инженерно-экологические изыскания, изыскания грунтовых строительных материалов и источников водоснабжения на базе подземных вод.

Инженерно-геодезические изыскания для строительства имеют целью получение топографо-геодезических материалов и данных о ситуации и рельефе местности, необходимых для комплексной оценки природных и техногенных свойств территории строительства. На основе материалов изысканий принимаются проектные решения для строительства и эксплуатации объектов.

В состав инженерно-геодезических изысканий для строительства входят:

- сбор и обработка материалов инженерных изысканий прошлых лет, топографо-геодезических, картографических, аэрофотосъемочных и других материалов и данных;
- рекогносцировочное обследование территории;
- создание (развитие) опорных геодезических сетей, включая геодезические сети специального назначения для строительства;
- создание плано-высотных съемочных геодезических сетей;
- топографическая (наземная, аэрофотопографическая, стереофотограмметрическая и др.) съемка, включая съемку подземных и надземных сооружений;

- обновление топографических (инженерно-топографических) и кадастровых планов в графической, цифровой, фотографической и иных формах;
- инженерно-гидрографические работы;
- геодезические работы, связанные с переносом в натуру и привязкой горных выработок, геофизических и других точек инженерных изысканий;
- геодезические стационарные наблюдения за деформациями оснований зданий и сооружений, земной поверхности и толщи горных пород в районах развития опасных природных и техноприродных процессов;
- инженерно-геодезическое обеспечение информационных систем поселений и государственных кадастров (градостроительного и др.);
- создание (составление) и издание (размножение) инженерно-топографических планов, кадастровых и тематических карт и планов, атласов специального назначения (в графической, цифровой и иных формах);
- камеральная обработка материалов;
- составление технического отчета.

В состав инженерно-геодезических изысканий для строительства *линейных сооружений* дополнительно входят:

- камеральное трассирование и предварительный выбор конкурентоспособных вариантов трассы для выполнения полевых работ и обследований;
- полевое трассирование;
- съемки существующих железных и автомобильных дорог, составление продольных и поперечных профилей, пересечений линий электропередачи (ЛЭП), линий связи (ЛС), объектов радиосвязи, радиорелейных линий и магистральных трубопроводов;
- координирование основных элементов сооружений и наружные обмеры зданий (сооружений);
- определение полной и полезной длины железнодорожных путей на станциях и габаритов приближения строений.

В комплексе работ по инженерно-геодезическим изысканиям можно выделить три этапа: подготовительный, полевой и камеральный.

В подготовительный период выполняются следующие работы [35, 36].

- Оформляются соответствующие лицензии на право производства инженерно-геодезических изысканий для строительства.
- Техническое задание заказчика является основой и первопричиной начала изыскательских работ, поэтому следующим шагом является подготовка и получение договорной (контрактной) документации.
- Далее осуществляется сбор и обработка материалов инженерных изысканий прошлых лет на район (участок, площадку) изысканий, а также топографо-геодезических, картографических, аэрофотосъемочных и других материалов и данных, находящихся в государственных и ведомственных фондах.
- Подготавливается программа (предписания) инженерно-геодезических изысканий в соответствии с требованиями технического задания заказчика и нормативно-технических документов с учетом опасных природных и техногенных условий территории (акватории).

- Осуществляется в установленном порядке регистрация и получение разрешений на производство инженерно-геодезических изысканий.

В полевой период должны быть произведены рекогносцировочные обследования территории (акватории) и комплекс полевых работ в составе инженерно-геодезических изысканий, а также необходимый объем вычислительных и других работ по предварительной обработке полученных материалов и данных для обеспечения контроля их качества, полноты и точности.

На камеральном этапе должны быть выполнены такие работы:

- окончательная обработка полевых материалов и данных с оценкой точности полученных результатов, с необходимой для проектирования и строительства информацией об объектах, элементах ситуации и рельефа местности, о подземных и надземных сооружениях с указанием их технических характеристик, а также об опасных природных и техногенных процессах;
- составление и передача заказчику технического отчета (пояснительной записки) с необходимыми приложениями по результатам выполненных инженерно-геодезических изысканий; передача в установленном порядке отчетных материалов выполненных инженерно-геодезических изысканий в государственные фонды.

Регистрацию и выдачу разрешений на производство инженерно-геодезических изысканий осуществляют в установленном порядке органы архитектуры и градостроительства исполнительной власти субъектов Российской Федерации или местного самоуправления (если это право им делегировано). Регистрацию и выдачу разрешений на производство геодезических и картографических работ федерального назначения при осуществлении строительной деятельности выполняют в установленном порядке органы государственного геодезического надзора Роскартографии в соответствии с «Инструкцией о порядке осуществления государственного геодезического надзора в Российской Федерации».

Задачи и основные исходные данные для производства инженерно-геодезических изысканий, требования к точности работ, надежности и достоверности представляемых топогеодезических материалов должны устанавливаться в техническом задании заказчика в соответствии с требованиями СП 47.13330.2012 (СНиП 11-02-96). В случае необходимости при определении состава и объемов работ задание в программе инженерных изысканий может уточняться и детализироваться.

Границы и площади участков инженерно-геодезических изысканий должны устанавливаться заказчиком в техническом задании с учетом необходимости обеспечения выполнения других видов инженерных изысканий для строительства, обоснования инженерной защиты от опасных природных и техногенных процессов, а также локального мониторинга их развития на исследуемой территории.

Геодезические приборы, используемые для производства инженерно-геодезических изысканий, на основании закона Российской Федерации «Об обеспечении единства измерений» должны быть аттестованы и поверены в соответствии с требованиями нормативных документов Госстандарта России.

При инженерно-геодезических изысканиях должны соблюдаться требования нормативных документов по охране труда, окружающей природной среды и об условиях соблюдения пожарной безопасности.

По результатам выполненных инженерно-геодезических изысканий должен составляться технический отчет или пояснительная записка в соответствии с требованиями СНиП 11-02-96 и СП 47.13330.2012.

5.2. Геодезическая основа изысканий и строительства

Геодезической основой при производстве инженерно-геодезических изысканий служат:

Государственные геодезические и нивелирные сети:

- пункты спутниковой геодезической сети 1 класса;
- пункты триангуляции и полигонометрии 1, 2, 3 и 4 классов;
- пункты нивелирования I, II, III и IV классов.

Пункты опорных геодезических сетей сгущения:

- пункты каркасной спутниковой геодезической сети (КСГС);
- пункты постоянно действующих спутниковых сетей базовых (референцных) станций;
- пункты спутниковых геодезических сетей сгущения (СГСС);
- пункты триангуляции и полигонометрии 4 класса, 1 и 2 разрядов;
- пункты нивелирования II, III и IV классов и технического;
- пункты геодезических сетей специального назначения;
- пункты плановых и планово-высотных съемочных сетей и точек фотограмметрического сгущения;
- пункты опорных межевых сетей ОМС1 и ОМС2, при условии обоснования в программе работ возможности их использования;
- пункты водомерных постов, высоты которых получены нивелированием IV класса.

Плановая и высотная геодезическая основа инженерных изысканий не входит в состав государственных геодезических сетей и создается в целях получения координат и высот геодезических пунктов (точек) с плотностью и точностью, необходимыми для выполнения геодезических, топографических, аэросъемочных и других работ, входящих в состав инженерно-геодезических изысканий, геодезического обеспечения строительства и реконструкции объекта.

Геодезические пункты опорной сети, закрепленные постоянными знаками, а в случаях, определенных заданием, и точки съемочного обоснования долговременного закрепления подлежат учету и сдаче на наблюдение за сохранностью застройщику или техническому заказчику, а также органам архитектуры и градостроительства в установленном порядке. На удаленных и необжитых территориях пункты, закрепленные постоянными знаками, подлежат учету и сдаче на наблюдение за сохранностью застройщику или техническому заказчику работ.

Уравнивание результатов измерений в опорных и съемочных геодезических сетях выполняют по методу наименьших квадратов с оценкой точности результатов уравнивания.

Оценку точности создания геодезической основы необходимо выполнять:

- для плановых опорных сетей – по средним квадратическим погрешностям (СКП) взаимного положения смежных пунктов;
- для плановых съёмочных сетей – по СКП пунктов съёмочных сетей относительно пунктов опорных сетей или других исходных пунктов, если опорная сеть не создается;
- для плановых опорных и съёмочных сетей, если это предусматривается заданием, – по выборочным определениям СКП взаимного положения несмежных пунктов в значимых для проектируемых зданий (сооружений) местах.
- для высотных опорных и съёмочных сетей – по СКП высот пунктов указанных сетей относительно пунктов высших классов (разрядов) и невязкам в ходах и полигонах.

Использование невязок в ходах и полигонах создаваемой плановой геодезической основы служит только для предварительной оценки точности.

Координаты и высоты пунктов опорных и съёмочных геодезических сетей следует представлять в техническом отчете в системах координат и высот, определенных заданием.

Данные о пространственной (геоцентрической) системе координат, а также технические данные пересчета координат из одной системы в другую предоставляют соответствующие органы государственного геодезического надзора.

В муниципальных образованиях, а также в районах промышленных производственных комплексов и предприятий геодезические сети развивают в ранее принятых системах координат и высот, имеющих связь с государственной системой координат и высот. Параметры связи таких систем с государственной системой координат при необходимости уточняют в процессе изысканий.

При инженерно-геодезических изысканиях для строительства могут создаваться геодезические сети специального назначения, требования к построению которых должны устанавливаться в программе инженерно-геодезических изысканий в соответствии с заданием.

Геодезическая разбивочная основа для строительства создается застройщиком или техническим заказчиком в соответствии с СП 126.13330.

Топографическая съемка для подготовки проектной документации, строительства, реконструкции объектов капитального строительства должна выполняться в масштабах 1:5000; 1:2000; 1:1000; 1:500; 1:200.

Масштабы выполняемых топографических съемок и высоты сечения рельефа устанавливают в задании в соответствии с приложениями Б и В СП 47.13330.2012 (см. ниже, таблицы 5.1 и 5.2).

Средние погрешности определения планового положения предметов и контуров местности с четкими, легко распознаваемыми очертаниями (границами) относительно ближайших пунктов (точек) геодезической основы не должны превышать в масштабе плана на **незастроенных территориях 0,5 мм для открытой местности и 0,7 мм – для горных и залесенных районов.**

Таблица 5.1. Масштабы топографических съемок, выполняемых при инженерно-геодезических изысканиях для строительства зданий и сооружений

Характеристика участков съемки, наименование сооружений	Масштаб съемки
Незастроенные и малозастроенные территории с небольшим количеством подземных и надземных сооружений	1:5000; 1:2000; 1:1000
Территории с плотной капитальной застройкой с большим количеством подземных и надземных сооружений, а также территории новых или реконструируемых жилых кварталов или микрорайонов, градостроительных комплексов, групп жилых и общественных зданий на данных территориях	1:1000; 1:500; 1:200
Трассы линейных объектов на незастроенных территориях	1:5000; 1:2000; 1:1000
Трассы линейных объектов на застроенных территориях городских поселений, промышленных и агропромышленных предприятий; железнодорожные станции; пересечение и сближение трасс с транспортными и другими коммуникациями и сооружениями	1:1000; 1:500
Переходы через водные преграды	1:5000–1:500
Прибрежные территории русел рек, водотоков и водоемов	1:10000–1:500
Русла рек при подробных и облегченных русловых съемках	1:10000–1:2000
Шельфовая зона морей, морские проливы и бухты	1:50000–1:2000

Примечание – Допускается увеличивать или уменьшать масштаб топографической съемки до смежного в зависимости от характера проектируемого объекта, а также природных и техногенных условий территории строительства.

Таблица 5.2. Высоты сечения рельефа топографических съемок при максимальных доминирующих углах наклона поверхности

Характеристика участка местности и максимальные доминирующие углы наклона	Масштаб топографической съемки				
	1:200	1:500; 1:1000	1:2000	1:5000	1:10000
Спланированные территории и участки с твердым покрытием с углами наклона до 2°	0,25; 0,5	0,25; 0,5	0,25; 0,5	0,5; 1,0	–
Равнинный с углами наклона до 2°	0,25; 0,5	0,5; 1,0	0,5; 1,0	0,5; 1,0	1,0; 2,0
Всхолмленный с углами наклона до 4°	–	0,5; 1,0	0,5; 1,0; 2,0	1,0; 2,0;	2,0; 2,5
Пересеченный с углами наклона до 6°	–	0,5; 1,0	1,0; 2,0	2,0; 5,0	2,5; 5,0
Горный и предгорный с углами наклона свыше 6°	–	1,0; 2,0	2,0; 2,5	2,0; 5,0	5,0; 10,0

Примечания: 1. При составлении инженерно-топографических планов с использованием материалов съемки более крупных масштабов высота сечения рельефа может быть равна высоте сечения исходного плана и материалов съемки.

2. При инженерно-гидрографических работах на реках, водотоках и водоемах высоту сечения рельефа дна при изображении его горизонталями (изобатами) следует принимать: аналогичной высоте сечения рельефа – для топографической съемки прибрежной части; для специального и подробного промеров – 0,5 м при глубинах до 10 м; для облегченного и реконсцировочного промеров – 0,5 м при глубинах менее 5 м и 1 м – при глубинах свыше 5 м.

Средняя погрешность определения планового положения промерных точек относительно ближайших пунктов (точек) съемочного обоснования при инженерно-гидрографических работах на реках, внутренних водоемах и акваториях не должна превышать 1,5 мм в масштабе плана.

Предельные погрешности во взаимном положении на плане координированных точек и углов капитальных зданий (сооружений), **расположенных один от другого на расстоянии до 50 м, не должны превышать 0,4 мм в масштабе плана.**

При съемке промышленных предприятий с большим количеством подземных и надземных коммуникаций и сооружений требования к погрешностям взаимного положения точек конструкций следует устанавливать в задании.

Для определения положения точек подземных коммуникаций и сооружений применяют приборы поиска подземных коммуникаций и георадары. Фактическая точность определения положения точек должна подтверждаться контрольными геодезическими измерениями.

Средние погрешности в плановом положении точек подземных коммуникаций и сооружений относительно ближайших капитальных зданий (сооружений) и точек съемочного обоснования не должны превышать 0,7 мм в масштабе плана.

Предельные расхождения между значениями глубины заложения подземных коммуникаций и сооружений, полученными с помощью приборов поиска подземных коммуникаций и по данным контрольных полевых измерений, не должны превышать 15 % глубины заложения.

Средние погрешности съемки рельефа и его изображения на инженерно-топографических планах или ИЦММ относительно ближайших точек съемочного обоснования не должны превышать от принятой высоты сечения рельефа:

1/4 – при углах наклона местности до 2°;

1/3 – при углах наклона местности от 2° до 6° (для планов в масштабах 1:5000 и 1:2000) и от 2° до 10° – для планов в масштабах 1:1000, 1:500 и 1:200;

1/3 – при высоте сечения рельефа через 0,5 м для планов в масштабах 1:5000 и 1:2000.

Для залесенных (закрытых) участков местности указанные величины при обосновании в программе работ допускается увеличивать в 1,5 раза.

В районах местности с рельефом, имеющим углы наклона свыше 6° (для планов в масштабах 1:5000 и 1:2000) и свыше 10° (для планов в масштабах 1:1000, 1:500 и 1:200), средние погрешности определения высот характерных точек рельефа не должны превышать 1/3 принятой высоты сечения рельефа.!!!!

Точность инженерно-топографических планов, приведенную выше, необходимо оценивать по величинам средних погрешностей, полученных по расхождениям плановых положений предметов и контуров, точек подземных коммуникаций, а также высот точек, определенных по модели рельефа или рассчитанных по горизонталям (для графических планов, создаваемых на бумажном носителе) с данными контрольных полевых измерений.

Для удобства обработки контрольных измерений при оценке качества съемки используются средние погрешности, вычисляемые как среднее арифметическое из модулей погрешностей, полученных при контрольных измерениях. Для перехода от средних погрешностей к СКП применяется коэффициент 1,25. Предельная погрешность составляет с доверительной вероятностью 0,95 удвоенную среднюю квадратическую погрешность или увеличенную в 2,5 раза среднюю погрешность.

Точность определения плано-высотного положения, плотность и условия закрепления пунктов (точек) геодезической основы должны удовлетворять требованиям производства крупномасштабных топографических съемок.

Кроме того, построенная для целей изысканий геодезическая основа должна удовлетворять требованиям обновления инженерно-топографических планов, в том числе требованиям разработки проектной и рабочей документации предприятий, сооружений и жилищно-гражданских объектов, выноса проекта в натуру, выполнения специальных инженерно-геодезических работ и стационарных наблюдений за опасными природными и техногенными процессами, а также обеспечения строительства, эксплуатации и ликвидации объектов.

Принцип создания обоснования остаётся прежним: от общего к частному. Иначе говоря, развитие геодезических плановых или высотных сетей осуществляется последовательно сначала реализацией больших и более точных построений и далее их сгущением менее точными и меньшими по размеру сетями.

5.3. Опорная геодезическая сеть

Опорная геодезическая сеть должна проектироваться с учетом ее последующего использования при геодезическом обеспечении строительства и эксплуатации объекта.

Плотность пунктов опорной геодезической сети при производстве инженерно-геодезических изысканий устанавливается в программе изысканий из расчета:

- не менее четырех пунктов на 1 км^2 на застроенных территориях;
- один пункт на 1 км^2 на незастроенных территориях.

В зависимости от площади (протяженности) и вида объекта строительства создаваемая опорная геодезическая сеть может состоять из пунктов:

- каркасной спутниковой геодезической сети (КСГС);
- постоянно действующих спутниковых сетей базовых (референцных) станций;
- спутниковых геодезических сетей сгущения (СГСС);

- триангуляции и полигонометрии 4 класса, 1 и 2 разрядов и соответствующих им по точности пунктов, определенных спутниковыми методами;
- нивелирования II, III и IV классов.

Плановое положение пунктов опорной геодезической сети относительно пунктов государственной геодезической сети следует определять с помощью спутниковых геодезических определений, методами полигонометрии, триангуляции или построения линейно-угловых сетей.

Исходными пунктами для создания (развития) опорной геодезической сети должны служить пункты высших по точности классов (разрядов).

В исключительных случаях допускается построение опорных геодезических сетей относительно пунктов классов (разрядов) точности не ниже создаваемых сетей при условии, если в районе выполнения изысканий отсутствуют пункты высших классов (разрядов).

Оценка точности создания плановой опорной геодезической сети по результатам уравнивания должна выполняться по СКП взаимного положения смежных пунктов и (дополнительно) СКП положения пунктов сети относительно исходных пунктов.

При построении плановой опорной геодезической сети следует соблюдать основные требования к точности измерений в сети, приведенные в таблице Г.1 приложения Г СП 47 (см. табл. 5.3).

Таблица 5.3. Основные технические требования к созданию опорных и съёмочных геодезических сетей

Вид сети	СКП определения координат относительно исходных пунктов, мм, не более	Значения СКП взаимного положения смежных пунктов в плане, мм, не более	Значения СКП взаимного положения смежных пунктов по высоте, мм, не более
КСГС и (или) сеть постоянно действующих базовых (референцных) станций ГНСС	20	15	20
СГСС и (или) сеть постоянно действующих базовых (референцных) станций ГНСС	20	20	25
Полигонометрия, триангуляция, трилатерация 4 класса, сети, создаваемые спутниковыми определениями	20	25	–
Полигонометрия, триангуляция, трилатерация 1 разряда, сети сгущения, создаваемые спутниковыми определениями	50	30	–

Примечания: 1). Показатели СКП положения пунктов, определяемых ГНСС измерениями, относительно исходных применяют в случаях, когда исходными являются пункты сетей ВГС и СГС-1.

2). В случае использования исходных пунктов, точность положения которых, несмотря на представленный в каталогах класс (разряд), старший к классу (разряду) создаваемой сети, может быть ниже точности измерений, выполняемых современными геодезическими прибора-

ми. Поэтому при уравнении рекомендуется применять обоснованные в программе методы, позволяющие ослабить потерю точности взаимного положения создаваемой опорной геодезической сети (или сети специального назначения) вследствие неудовлетворительного качества исходных пунктов.

Основные требования к точности измерений в плановых опорных геодезических сетях приведены в таблице 5.3.

Каркасная спутниковая геодезическая сеть (КСГС) должна состоять не менее чем из трех определяемых пунктов. Пространственное положение пунктов КСГС необходимо определять спутниковым методом относительно пунктов высших по точности геодезических построений, выбираемых в качестве исходных.

Спутниковую геодезическую сеть сгущения (СГСС) следует развивать в виде системы однородных по точности пространственных геодезических построений, опирающихся на пункты КСГС и (или) высшие по точности пункты государственных геодезических сетей.

Основные требования к точности измерений в плановых опорных геодезических сетях, создаваемых наземными методами (триангуляции, полигонометрии и трилатерации), приведены в таблице Г.2 приложения Г, СП 47 (см. табл. 5.4).

Высотная привязка центров пунктов опорной геодезической сети должна производиться нивелированием II, III или IV класса или техническим (тригонометрическим) нивелированием с учетом типов заложённых центров, а также на основе использования спутниковой геодезической аппаратуры.

Методики линейных измерений длин базисных (выходных) сторон в триангуляции, а также измерения длин сторон в полигонометрии светодальномерами и электронными тахеометрами следует принимать исходя из требований к точности измерений и указаний фирм (предприятий) - изготовителей этих приборов.

Целесообразно совмещать центры плановой геодезической сети и реперы нивелирных линий.

Закрепление пунктов опорной геодезической сети на местности и их наружное оформление должны осуществляться в соответствии с требованиями нормативных документов Роскартографии [26].

Таблица 5.4. Основные требования к точности измерений в плановых опорных геодезических сетях, создаваемых классическими методами

Плановая опорная геодезическая сеть (класс и разряды)	СКП измерений углов, вычисленная по невязкам, с, не более	Предельная погрешность угловых измерений (по невязкам в ходах, полигонах), с	Предельная погрешность линейных измерений (по невязкам в ходах, полигонах)	Относительная СКП, не более		
				базисной стороны в сети триангуляции	стороны в сети триангуляции в наиболее слабом месте	измерения сторон (по внутренней сходимости) в сети трилатерации
4 класс	2	$5\sqrt{n}$	1/25000	1/200000	1/70000	1/100000
1 разряд	5	$10\sqrt{n}$	1/10000	1/50000	1/20000	1/50000
2 разряд	10	$20\sqrt{n}$	1/5000	1/20000	1/10000	1/20000

Примечание: Сети полигонометрии, триангуляции и трилатерации 2 разряда создают в виде исключения при необходимости создания геодезического обоснования на отдельных участках застроенных территорий.

Высотную опорную геодезическую сеть на территории выполнения инженерных изысканий создают методами геометрического нивелирования в виде сетей нивелирования II, III и IV классов в зависимости от площади (протяженности) и вида объекта строительства.

Исходными пунктами для развития высотной опорной геодезической сети являются пункты государственной нивелирной сети, другие пункты нивелирных сетей, определенных с более высокой точностью в системе высот, приведенной в задании.

Нивелирную сеть следует создавать в виде отдельных ходов, систем ходов (полигонов) и привязываться не менее чем к двум исходным нивелирным знакам (реперам), как правило, высшего класса.

Допускается (при обосновании в программе работ) производить привязку линий нивелирования опорной геодезической сети IV класса к реперам государственной нивелирной сети IV класса.

Основные характеристики точности измерений в сетях нивелирования II, III, IV классов и технического нивелирования приведены в таблице Г.3 приложения Г СП 47 (см. табл. 5.5).

Таблица 5.5. Характеристики точности измерений в сетях нивелирования

Показатель	Точность измерения в ходах и сетях (полигонах) нивелирования (мм)			
	II класс	III класс	IV класс	Техническое (геометрическое или тригонометрическое)
Допустимые невязки в полигонах и по линиям нивелирования, f , мм	$5\sqrt{L}$	$10\sqrt{L}$	$20\sqrt{L}$	$50\sqrt{L}$ $10\sqrt{n}$ *
СКП измерения превышения на станции, мм, не более	0,30	0,65	3,0	8,0
СКП определения отметок пунктов нивелирной сети относительно исходных пунктов в самом слабом месте, мм	10	20	30	50

Примечание – L – длина хода в км, n – число станций на 1 км хода.

* При числе станций на 1 км хода более 25.

Определение нормальных высот пунктов КСГС и СГСС, следует выполнять нивелированием не ниже III класса. Определение высот более низким классом допускается в необжитых районах при обосновании в программе работ.

Создание высотных опорных геодезических сетей с точностью нивелирования III, IV классов и технического нивелирования допускается осуществлять с применением спутниковых определений.

При этом наблюдения выполняют двухчастотными приемниками с использованием специальных обоснованных в программе работ методик наблюдений. В постобработке следует использовать современные глобальные и региональные модели геоида. Допустимые невязки и требования к точности конечных результатов должны соответствовать таблице Г.3 приложения Г СП 47. При создании высотной опорной сети, выполняемой спутниковыми методами, число исходных нивелирных пунктов должно быть не менее четырех.

Высоты плановых пунктов полигонометрии, триангуляции и трилатерации, не включенных в высотную опорную сеть нивелирования II, III и IV классов, определяют техническим (геометрическим или соответствующим ему по точности тригонометрическим или спутниковым) нивелированием или спутниковыми методами. Прокладка замкнутых ходов, опирающихся обоими концами на один и тот же исходный репер, разрешается в исключительных случаях, обоснованных в программе работ.

Нивелирные знаки должны закладываться в стены капитальных зданий и сооружений, построенных не менее чем за два года до закладки знака, а грунтовые реперы следует закладывать только в случае отсутствия капитальных зданий (сооружений) вблизи места расположения.

Производить нивелирование от стенных марок и реперов допускается не раньше чем через трое суток после их закладки, а от фундаментальных и грунтовых реперов – не раньше чем через 10 дней после засыпки котлована.

В районах распространения многолетнемерзлых грунтов фундаментальные и грунтовые реперы нивелирования могут быть использованы при котлованном способе закладки репера – в следующий после закладки полевой сезон.

Сплошная сеть триангуляции должна опираться не менее чем на три исходных геодезических пункта и не менее чем на две исходные стороны.

Цепочка треугольников должна опираться на исходные геодезические пункты и примыкающие к ним две исходные стороны геодезической сети более высокого класса (разряда).

В самостоятельных сетях триангуляции, не опирающихся на пункты высшего класса или разряда, измеряется не менее двух базисных (выходных) сторон.

При установке на зданиях (сооружениях) геодезических знаков в виде специальных металлических или деревянных надстроек должна быть учтена возможность снесения координат этих знаков на центры полигонометрии (предпочтительнее на стенные знаки) с измерением не менее двух базисов.

Места установки геодезических пунктов (знаков) на зданиях и сооружениях застроенной территории должны быть согласованы с органами архитектуры и градостроительства исполнительной власти субъектов Российской Федерации или местного самоуправления.

Координаты центра пункта триангуляции, установленного на здании, следует сносить на землю с помощью электронного тахеометра или теодолита и светодальномера. Снесение координат следует осуществлять одновременно на четыре наземных рабочих центра, расположенных попарно в противоположных направлениях. Каждый рабочий наземный центр должен закрепляться двумя стенными знаками. При этом расстояние между смежными рабочими центрами должно

быть не менее 200 м, а точность измерения углов и линий должна соответствовать точности полигонометрии соответствующего разряда.

На застроенной территории при отсутствии видимых с земли знаков государственной и опорной геодезических сетей или местных предметов у каждого пункта триангуляции (трилатерации) на расстоянии не менее 500 м от него следует устанавливать два ориентирных знака, закрепленных грунтовыми центрами типа «5 г.р.» или «6 г.р.».

В закрытой (лесной) местности расстояния между геодезическим пунктом и ориентирными знаками допускается уменьшать до 250 м, при этом ориентирные знаки должны быть разнесены на расстояние свыше 50 м.

В случае примыкания к пунктам триангуляции (трилатерации) полигонометрических ходов ориентирные знаки у пунктов не устанавливаются.

Элементы приведения (центрирование и редукция) на триангуляционных знаках (сигналах, пирамидах) следует определять дважды: до наблюдений и по окончании их.

Длины сторон треугольников погрешностей, полученные при графическом определении элементов приведения, не должны быть более 10 мм. Линейные расхождения между двумя смежными определениями центрирования или редукции не должны превышать 10 мм.

При определении высот пунктов триангуляции, установленных на зданиях, а также в горной местности, методом тригонометрического нивелирования измерение вертикальных углов теодолитами типа ЗТ2КП (равноточными ему) следует производить тремя полными приемами по средней нити в прямом и обратном направлениях. При этом колебания значений вертикальных углов и «места нуля», вычисленных из отдельных приемов, не должны превышать 15".

Расхождение между прямым и обратным превышением не должно превышать 10 см на каждый километр длины стороны.

Допустимые невязки тригонометрического нивелирования, вычисленные по ходовым линиям между исходными пунктами сети, высоты которых определены методом геометрического нивелирования, а также в замкнутых полигонах, образованных сторонами геодезической сети, не должны превышать величины $10\sqrt{L}$ см, где L – число километров в ходе.

Отдельный ход полигонометрии должен опираться на два исходных пункта и два исходных дирекционных угла. Построение висячих ходов полигонометрии не допускается.

Допускаются при отсутствии видимости с земли на смежные пункты:

- прокладка хода полигонометрии 1 и 2 разрядов, опирающегося на два исходных пункта, без угловой привязки к исходному дирекционному углу на одном из них;
- прокладка замкнутого хода полигонометрии 1 и 2 разрядов, опирающегося на один исходный пункт и одно исходное дирекционное направление, при условии передачи или измерения с точек хода дирекционного угла с погрешностью не более 15" в слабом месте (середине хода).
- координатная привязка – проложением хода полигонометрии между двумя исходными пунктами без передачи на них исходных дирекционных углов,

при этом для обнаружения грубых ошибок угловых измерений должны использоваться дирекционные углы на ориентирные знаки или азимуты, полученные из астрономических и др. измерений.

Нивелирная сеть должна создаваться в виде отдельных ходов, систем ходов (полигонов) или в виде самостоятельной сети и привязываться не менее чем к двум исходным нивелирным знакам (реперам), как правило, высшего класса.

Допускается производить привязку линий нивелирования опорной геодезической сети IV класса к реперам государственной нивелирной сети IV класса.

Обработка результатов полевых измерений при создании (развитии) опорной геодезической сети должна производиться с применением современных средств вычислительной техники. Уравнивание производится методами, обеспечивающими контроль полученных результатов и исключающими случайные просчеты при обработке данных. Уравнивание плановой опорной геодезической сети IV класса и нивелирной сети IV класса должно производиться по методу наименьших квадратов.

Геодезические сети сгущения 1 и 2 разрядов допускается уравнивать упрощенными способами. При этом результаты вычислений значений углов следует округлять до целых секунд, а величины длин линий и координат до 1 мм.

Программы для автоматизированной обработки результатов измерений при создании (развитии) опорных геодезических сетей должны быть сертифицированы и предусматривать печать:

- исходной информации;
- результатов счета;
- оценки точности измерений.

В связи с широким внедрением в практику инженерно-геодезических работ электронных тахеометров такие способы построения съёмочного обоснования как теодолитные ходы и микротриангуляция так же применяются крайне редко. Теодолитные ходы – это та же полигонометрия, но технической точности. Теодолитный ход – это построенный на местности многоугольник, вершины которого закреплены, горизонтальные углы измерены теодолитом с погрешностью 30", а стороны хода измерены стальными лентами, рулетками или оптическими дальномерами с точностью не ниже 1/2000. Ясно, что при использовании электронного тахеометра реализовать указанные точностные параметры не представляется возможным. Стороны ходов и углы между ними тахеометром измеряются значительно точнее, чем 1/2000 и 30".

Более того, поскольку с использованием электронного тахеометра при построении полигонометрических ходов длины сторон не ограничиваются, о чём подробнее будет сказано ниже, а при тахеометрической съёмке предельные расстояния от прибора до чётких контуров местности при съёмке масштаба 1:500 могут достигать 300 м, то смысл построения съёмочного обоснования в принципе отпадает. Иначе говоря, необходимого сгущения опорной сети при съёмке электронным тахеометром можно достичь полигонометрией 1 и 2 разрядов.

Спутниковая аппаратура и спутниковые технологии к настоящему времени всё более активно внедряются в геодезическое производство. Несмотря на относительную дороговизну *GPS* и *ГЛОНАСС* оборудования, спутниковые методы

сегодня применяются при решении самых разнообразных задач прикладной геодезии, в том числе и при построении опорных сетей. Действующие спутниковые системы навигации *GPS* и *ГЛОНАСС* обеспечивают высокую точность позиционирования.

Спутниковые технологии в сочетании с компьютеризацией стали реальной альтернативой традиционным видам геодезических измерений. Теперь для решения комплексных задач прикладной геодезии используется не набор из отдельных приборов, а интегрированные системы оборудования, обеспечивающие высокую точность и быстроту измерений.

Современное оборудование глобальных навигационных спутниковых систем (ГНСС) обеспечивает относительное определение пространственных координат с точностью порядка $3 \text{ мм} + 0,5 \text{ ppm}$ в плане и $6 \text{ мм} + 0,5 \text{ ppm}$ по высоте независимо от времени суток. Параметр «ppm» показывает, что точность определения пространственных координат зависит от расстояния между спутниковым приемником и базовой станцией и составляет 1 мм на каждый километр длины базовой линии. Например, при длине базовой линии 5 км средняя квадратическая ошибка (СКО) составит 5,5 мм в плане и 8,5 мм по высоте (при благоприятных условиях). Следует отметить, что фактическая точность спутниковых определений зависит от длины базовой линии и условий, в которых проводятся спутниковые измерения (состояние ионосферы, тропосферы, геометрии видимых спутников и наличия многолучевости).

Возвращаясь к рассматриваемой таблице и определяя место спутниковых технологий в системе построения плановых и высотных опорных сетей, нетрудно видеть, что спутниковые методы по своим характеристикам значительно превосходят традиционные способы геодезических измерений и, следовательно, могут применяться на всех этапах построения опорных и съёмочных сетей.

Количество ступеней (классов, разрядов) геодезической основы и точность геодезических построений при инженерно-геодезических изысканиях на площадях свыше 50 км^2 , территории действующих и реконструируемых промышленных предприятий (сооружений) определяются предварительным расчетом и должны удовлетворять требованиям разработки проектной и рабочей документации, генеральных планов предприятий (сооружений) и обеспечения последующих геодезических разбивочных работ.

При создании высотной съёмочной геодезической сети с использованием электронных тахеометров может применяться тригонометрическое нивелирование.

При инженерных изысканиях для строительства технически сложных и уникальных зданий и сооружений I уровня ответственности, а также при стационарных геодезических наблюдениях на территориях с опасными природными и техногенными процессами геодезическая основа должна создаваться в виде пунктов (точек) геодезических сетей специального назначения.

Плотность пунктов (точек) опорной и съёмочной геодезических сетей должна составлять на незастроенной территории на 1 км^2 не менее 4, 12, 16 пунктов (точек) для съёмки в масштабах соответственно 1:5000, 1:2000 и 1:1000.

Для съёмки в масштабе 1:500 плотность пунктов (точек) должна устанавливаться программой изысканий.

При производстве инженерно-геодезических изысканий линейных сооружений геодезической основой служат точки (пункты) планово-высотной съёмочной геодезической сети, создаваемой в виде магистральных ходов, прокладываемых вдоль трассы.

Магистральные ходы съёмочной геодезической сети при изысканиях линейных сооружений должны быть привязаны в плане и по высоте к пунктам государственной или опорной геодезической сети не реже чем через 30 км (при изысканиях магистральных каналов – 8 км).

При удалении пунктов государственной или опорной геодезической сети от трассы на расстояние более 5 км допускается вместо плановой привязки определять не реже чем через 15 км истинные азимуты сторон магистрального хода. Методы определения истинных азимутов и требования к точности измерений должны устанавливаться в программе изысканий.

При изысканиях линейных сооружений на территориях малых городов и других поселений, а также промышленных (агропромышленных) и горнодобывающих предприятий плановая и высотная привязка съёмочной геодезической сети к пунктам государственной или опорной геодезической сети обязательна.

Геодезическая основа для создания планов прибрежной зоны рек, морей, озёр и водохранилищ должна создаваться в единой системе координат и высот с пунктами прилегающей суши.

На территории населённых пунктов инженерно-гидрографические работы выполняются в системе координат населённого пункта в принятой разграфке топографических (инженерно-топографических) планов.

Системы координат и высот при выполнении инженерно-геодезических изысканий должны устанавливаться при регистрации (выдаче разрешения) производства инженерных изысканий соответствующими органами архитектуры и градостроительства исполнительной власти субъектов Российской Федерации или местного самоуправления, а также в установленном порядке органами Росреестра и Роскартографии.

5.4. Планово-высотная съёмочная геодезическая сеть

Съёмочную геодезическую сеть создают с целью сгущения геодезической плановой и высотной основы до плотности, обеспечивающей создание инженерно-топографических планов в процессе выполнения топографической съёмки в масштабах 1:5000 – 1:200.

Съёмочную (планово-высотную) геодезическую сеть создают (развивают) с применением спутниковых технологий, построением теодолитных ходов, развитием триангуляции, линейно-угловых сетей, прямых, обратных и комбинированных засечек и их сочетанием, ходов технического нивелирования, а также спутниковыми высотными определениями.

СКП положения пунктов урванного съёмочного обоснования относительно исходных пунктов опорной сети не должны превышать величин, приведенных в таблице Г.4 приложения Г СП 47 (см. табл. 5.6).

Таблица 5.6. Предельно допустимые погрешности пунктов съемочной сети

Масштаб топографической съемки для создания инженерно-топографических планов и ИЦММ	СКП в определении координат пунктов (точек) съемочной геодезической сети относительно пунктов опорной геодезической сети, м, не более	
	Застроенная территория, открытая местность на незастроенной территории	Незастроенная территория, закрытая растительностью
1:5000	0,50	0,75
1:2000	0,25	0,35
1:1000	0,10	0,15
1:500	0,08	0,10
1:200	0,05	–

Примечания: 1). Предельно допустимые погрешности не должны превышать удвоенных значений СКП. При техническом контроле невязки по редуцированным не уравниваем измерениям при развитии съемочной геодезической сети теодолитными ходами не должны превышать удвоенных предельно допустимых погрешностей.

2). СКП определения высот пунктов (точек) съемочной геодезической сети относительно пунктов ближайших реперов (марок) опорной высотной сети не должны превышать на равнинной местности 0,05 м и в горных и предгорных районах 1/5 высоты сечения рельефа топографической съемки.

В качестве исходных пунктов, от которых развивается плановое съемочное обоснование с использованием спутниковых технологий, следует использовать не менее четырех исходных пунктов, имеющих координаты и отметки.

Методы построения съемочного обоснования, выполняемые спутниковыми определениями для различных масштабов съемки и высот сечения рельефа, приведены в [18].

При создании съемочного обоснования допускается использовать сеть базовых (референдных) станций и применять дифференциальные измерения в реальном масштабе времени для определения пространственных координат.

В сети базовых (референдных) станций допускается использование технологии виртуальной базовой станции.

При построении высотной съемочной сети в случае отсутствия на участке инженерных изысканий реперов и марок государственной нивелирной сети ходы технического нивелирования должны закрепляться нивелирными знаками в соответствии с требованиями технического задания, но не менее двух на участок работ.

При построении высотной съемочной сети допускается применение спутниковых определений. При этом наблюдения должны выполняться двухчастотными приемниками, в постобработке должны использоваться современные глобальные или региональные модели геоида. Допустимые невязки и требования к точности конечных результатов должны соответствовать.

Съемочная геодезическая сеть строится в развитие опорной геодезической сети или в качестве самостоятельной геодезической основы на территориях площадью до 1 км^2 .

Если топографическую съёмку предполагается выполнять спутниковыми методами, то съёмочная геодезическая сеть не создаётся.

Плано-высотное положение пунктов (точек) съёмочной геодезической сети следует определять построением теодолитных ходов (ходов полигонометрии 2 разряда) или развитием триангуляции, трилатерации, линейно-угловых сетей, на основе использования спутниковой геодезической аппаратуры (приемников GPS и др.), прямых, обратных и комбинированных засечек и их сочетанием, ходов технического или тригонометрического нивелирования.

Средние погрешности определения высот пунктов (точек) съёмочной геодезической сети относительно ближайших реперов (марок) опорной высотной сети не должны превышать на равнинной местности $1/10$ высоты сечения рельефа, а в горных и предгорных районах $1/6$ высоты сечения рельефа, принятой для инженерно-топографических планов.

Точки съёмочной геодезической сети должны закрепляться, как правило, временными знаками (металлическими штырями, костылями, трубками, деревянными столбами и кольями и др.).

На застроенной территории в качестве точек постоянного съёмочного обоснования должны использоваться углы капитальных зданий (сооружений), центры люков смотровых колодцев подземных коммуникаций, опоры линий электропередачи, граничные знаки и другие четко обозначенные предметы местности. На точки постоянного съёмочного обоснования должны составляться отдельные каталоги.

На застроенной территории не менее чем пятая часть точек съёмочной геодезической сети должна закрепляться постоянными знаками типа «5 гр.» и «6 гр.» [26].

Теодолитные ходы между пунктами опорной геодезической сети прокладываются в виде отдельных ходов с узловыми точками.

При развитии съёмочной геодезической сети полярным способом с применением электронных тахеометров длины полярных направлений допускается увеличивать до 1000 м. Средняя квадратическая погрешность измерения горизонтальных углов не должна превышать $15''$.

Отдельный теодолитный ход должен опираться на два исходных пункта и два исходных дирекционных угла.

При создании съёмочной сети допускаются:

- построение теодолитного хода (полигонометрия 2 разряда), опирающегося на два исходных пункта, без угловой привязки на одной из них. При этом для контроля угловых измерений должны использоваться дирекционные углы на ориентирные пункты опорных геодезических сетей или дирекционные углы примыкающих сторон, полученные из астрономических или других измерений (со средней квадратической погрешностью не более $15''$);
- координатная привязка (без измерения примычных углов) к пунктам опорной геодезической сети, при условии выполнения угловых измерений, двумя приемами.

Развитие планово-высотной съемочной сети с использованием электронных тахеометров с регистрацией и накоплением результатов измерений (горизонтальных проложений, дирекционных углов, координат и высот пунктов и точек) допускается выполнять одновременно с производством топографической съемки.

При использовании для измерения сторон теодолитного хода светодальномеров и электронных тахеометров предельные длины сторон хода не устанавливаются, а количество сторон в ходе не должно превышать:

- при съемке в масштабах 1:5000 и 1:2000 в открытой местности – 50 и в закрытой – 100;
- при съемке в масштабе 1:1000 – 40 и 80 соответственно характеристике местности, а при съемке в масштабе 1:500 – 20.

Предельные длины ходов съемочного обоснования и их предельные абсолютные невязки для съемки в масштабе 1:200 устанавливаются в программе изысканий.

Измерение длин линий электронными тахеометрами и светодальномерами производится в соответствии с методикой, указанной фирмой-производителем прибора в руководстве по его эксплуатации.

Измерение углов в теодолитных ходах должно производиться теодолитами (типа ЗТ5КП, Т15МКП и 4ТЗОП или им равноточными) одним приемом с перестановкой лимба между полуприемами (для теодолитов с двусторонней системой отсчета на величину, близкую к 90° , а для теодолитов с односторонней системой отсчета – в пределах 5°). Расхождения значений угла между полуприемами не должны превышать $45''$.

Угловые невязки в теодолитных ходах и полигонах не должны превышать величины $1'\sqrt{n}$, где n – число углов в ходе (полигоне).

Съемочные сети можно развивать методом триангуляции (трилатерации) взамен теодолитных ходов, а также прямыми и обратными геодезическими засечками. Не допускается развитие геодезических сетей и цепочек треугольников, опирающихся на одну исходную сторону.

Базисы (выходные стороны) триангуляции следует измерять с относительной средней квадратической погрешностью не более $1/5000$.

Прямые засечки следует выполнять не менее чем с трех пунктов опорной геодезической сети так, чтобы углы между смежными направлениями на определяемой точке были не менее 30° и не более 150° .

Обратные засечки должны выполняться не менее чем по четырем пунктам опорной геодезической сети при условии, чтобы определяемая точка не находилась вблизи окружности, проходящей через три исходных пункта.

Комбинированные засечки должны строиться сочетанием прямых и обратных засечек с использованием не менее трех исходных пунктов.

При создании съемочной геодезической сети могут быть использованы: метод определения двух точек по двум исходным пунктам (задача Ганзена) и линейные засечки с трех и более исходных пунктов.

Техническим (тригонометрическим) нивелированием должны определяться высоты точек съемочной сети, а также пунктов триангуляции (трилатерации) и полигонометрии, высоты которых не определены нивелированием III-IV классов.

Ходы технического нивелирования должны прокладываться, как правило, между реперами (марками) нивелирования II-IV классов в виде отдельных ходов или систем ходов (полигонов).

Допускаются замкнутые ходы технического нивелирования, опирающиеся на один исходный репер (ходы, прокладываемые в прямом и обратном направлениях).

При построении высотной съемочной сети в случае отсутствия на участке инженерных изысканий реперов и марок государственной нивелирной сети ходы технического нивелирования должны закрепляться нивелирными знаками из расчета не менее двух на участок работ и не реже чем через 3 км один от другого.

Допустимые длины ходов технического нивелирования в зависимости от высоты сечения рельефа топографической съемки должны приниматься по таблице 5.7.

Техническое нивелирование следует выполнять нивелирами (типа ЗН-5Л, 2Н-10КЛ или им равноточными), а также теодолитами с компенсаторами (типа Т15МКП и др.) или уровнем при трубе с отсчетом по средней нити по двум сторонам рейки.

Таблица 5.7. Предельные длины ходов технического нивелирования

Ходы технического нивелирования	Предельная длина хода, км, при высоте сечения рельефа, м		
	0,25	0,5	1 и более
Между двумя исходными реперами (марками)	2	8	16
Между исходным пунктом и узловой точкой	1,5	6	12
Между двумя узловыми точками	1	4	8

Расхождения между значениями превышений, полученными на станции по двум сторонам реек, не должны быть более 5 мм.

Расстояние от инструмента до мест установки реек должны быть по возможности равными и не превышать 150 м.

Невязка хода технического нивелирования или полигона не должна превышать величины $50\sqrt{L}$ мм, где L - длина хода, км.

При числе станций на 1 км хода более 25 невязка хода нивелирования или полигона не должна превышать величины $10\sqrt{n}$ мм, где n – число станций в ходе.

Тригонометрическое нивелирование следует применять для определения высот точек съемочной геодезической сети при топографических съемках с высотой сечения рельефа через 2 и 5 м, а на всхолмленной и пересеченной местности – через 1 м.

В качестве исходных для тригонометрического нивелирования должны использоваться пункты, высоты которых определены методом геометрического нивелирования. В горных районах допускается использовать в качестве исходных пункты государственной или опорной геодезической сети, высоты которых определены тригонометрическим нивелированием.

Длина ходов тригонометрического нивелирования при топографических съемках с высотой сечения рельефа через 1, 2 и 5 м не должна превышать соответственно 2, 6 и 12 км.

Тригонометрическое нивелирование точек съёмочной сети должно производиться в прямом и обратном направлениях с измерением вертикальных углов теодолитом по средней нити одним приемом при двух положениях вертикального круга. Колебание «места нуля» на станции не должно превышать 1'. Высоты инструмента и визирных целей следует измерять с точностью до 1 см.

Расхождение между прямым и обратным превышениями для одной и той же линии при тригонометрическом нивелировании не должно быть более $0,04S$, м, где S - длина линии, выраженная в сотнях метров.

Допустимые невязки в ходах и замкнутых полигонах тригонометрического нивелирования не должны превышать величины $0,04 L/\sqrt{n}$, см, где L - длина хода в метрах, а n - число линий в ходе или полигоне.

Геодезические пункты, закрепленные постоянными знаками (грунтовыми и стенными реперами, марками и др.) и долговременно закрепленные точки съёмочных сетей подлежат учету и сдаче для наблюдения за их сохранностью заказчику и органам архитектуры и градостроительства в установленном порядке.

5.5. Построение съёмочного обоснования спутниковыми методами

Съёмочное обоснование, как сказано выше, создают с целью сгущения плановой и высотной основы до плотности, обеспечивающей выполнение съёмки ситуации и рельефа тем или иным методом.

В случае, если на объекте предполагается проведение съёмки ситуации и рельефа с применением спутниковой технологии, создание геодезических сетей сгущения, съёмочного обоснования и его сгущения не требуется, поскольку методы спутниковых определений по дальности и точности принципиально обеспечивают возможность проведения съёмочных работ непосредственно на основе государственной геодезической и нивелирной сети, имеющей соответствующую плотность. При этом на пунктах этой сети должны отсутствовать факторы, понижающие точность спутниковых определений.

В качестве исходных пунктов, от которых развивается съёмочное обоснование (далее - исходных пунктов) следует использовать все пункты геодезической основы, находящиеся в пределах объекта и ближайšie к объекту за его пределами. Количество исходных пунктов с известными плановыми координатами должно быть менее 4, и не менее 5 пунктов с известными высотами, так чтобы обеспечить приведение съёмочного обоснования в систему координат и высот пунктов геодезической основы.

Съёмочное обоснование развивают от пунктов государственных геодезических сетей, геодезических сетей сгущения 1 и 2 разрядов и технического нивелирования.

Плотность и расположение пунктов съёмочного обоснования устанавливают в техническом проекте в зависимости от выбранного метода ведения съёмки ситуации и рельефа.

При стереопографическом методе съёмки расположение точек съёмочного обоснования определяется выбранной технологией съёмки, высотой фотографирования и масштабом аэрофотосъёмки.

Плановые координаты и высоты пунктов съёмочного обоснования с применением глобальных навигационных спутниковых систем определяют построением съёмочных сетей или методом висячих пунктов.

Предельные погрешности положения пунктов планового съёмочного обоснования, в том числе плановых опознаков, относительно пунктов государственной геодезической сети не должны превышать на открытой местности и на застроенной территории 0,2 мм в масштабе карты или плана и 0,3 мм – при крупномасштабной съёмке на местности, закрытой древесной и кустарниковой растительностью [19, 35, 36].

Пункты съёмочного обоснования закрепляют на местности долговременными знаками с таким расчётом, чтобы на каждом съёмочном планшете имелось не менее трёх точек при съёмке в масштабе 1:5000 и двух точек при съёмке в масштабе 1:2000. Плотность закрепления пунктов съёмочного обоснования при съёмке в масштабах 1:1000 и 1:500 определяется техническим проектом.

На территории населённых пунктов и промышленных площадок все точки съёмочного обоснования (в том числе планово-высотные опознаки) закрепляют знаками долговременного закрепления. Типы знаков долговременного и временного закрепления показаны на рис. 5.4.

Проектирование съёмочного обоснования должно производиться с учётом требований Инструкции [18, 19] в зависимости от масштаба и метода предстоящей съёмки. При этом должны быть также учтены специальные требования к геодезическим сетям проектных и других организаций. Проектированию предшествуют следующие работы:

- сбор и анализ сведений и материалов обо всех ранее выполненных геодезических работах на объекте съёмки;
- изучение района предстоящих работ по имеющимся картам наиболее крупного масштаба и литературным источникам;
- изучение материалов проведённого специального обследования района работ, включающее обследование и инструментальный поиск геодезических знаков ранее выполненных работ;
- выбора наиболее целесообразного варианта развития геодезических построений с учётом перспективы развития территорий.

Графическую часть проекта съёмочного обоснования составляют, как правило, на картах масштаба 1:50 000 – при проектировании съёмки масштаба 1:10 000, и на картах масштаба 1:10 000 и 1:25 000 – при проектировании съёмки более крупных масштабов.

В процессе проектировочных работ необходимо выполнить общие требования по проектированию, изложенные ранее в разделе 2.

При создании съёмочного обоснования с применением спутниковой аппаратуры следует придерживаться ряда нижеследующих специфических требований:

- Следует определить тип и эксплуатационные характеристики спутниковой аппаратуры, которую надлежит использовать для производства работ.
- В соответствии с заданным масштабом съёмки и высотой сечения рельефа необходимо выбрать метод спутниковых определений и метод развития съёмочного обоснования (таблица 5.8).

Таблица 5.8. Рекомендации по применению методов развития съёмочного обоснования

Масштаб съёмки; высота сечения рельефа	Плановое обоснование		Плано-высотное или высотное обоснование	
	метод развития съёмочного обоснования с использованием спутниковой технологии	метод спутниковых определений	метод развития съёмочного обоснования с использованием спутниковой технологии	метод спутниковых определений
1:10 000, 1:5000; 1 м	Лучевой	Быстрый статический или реокупация	Сетевой	Быстрый статический или реокупация
1:2000, 1:1000, 1:500; 1 м и более	Сетевой	Быстрый статический или реокупация	Сетевой	Быстрый статический или реокупация
1:5000; 0,5 м	Лучевой	Быстрый статический или реокупация	Сетевой	Статический
1:2000, 1:1000, 1:500; 0,5 м	Сетевой	Быстрый статический или реокупация	Сетевой	Статический

- По материалам топографо-геодезической изученности объекта работ следует выбрать пункты геодезической основы для развития съёмочного обоснования. Геодезическая основа, используемая для развития съёмочного обоснования и съёмки ситуации и рельефа посредством спутниковых определений, должна удовлетворять требованиям по беспрепятственному и помехоустойчивому прохождению радиосигналов.
- Необходимо составить проект съёмочного обоснования в соответствии с требованиями нормативных актов и инструкции [18, 19], удовлетворив требования по беспрепятственному и помехоустойчивому прохождению радиосигналов.
- Подготовить рабочую программу полевых работ по развитию съёмочного обоснования с применением спутниковой технологии в соответствии с общими рекомендациями [18] и с обоснованием выбора метода построения сети. Для развития съёмочного обоснования с использованием спутниковой технологии в зависимости от проектируемого масштаба съёмки и высоты сечения рельефа следует применять один из двух методов – сетевой (рис. 5.1) или метод определения висячих пунктов (рис. 5.2), иначе – лучевой.

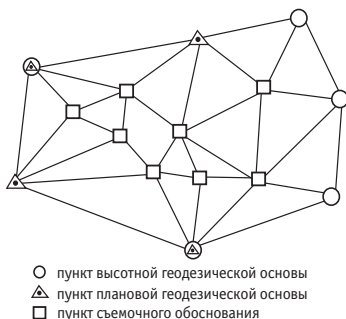


Рис. 5.1. Схемы построения съёмочного обоснования сетевым методом

обоснования с применением спутниковой технологии в соответствии с общими рекомендациями [18] и с обоснованием выбора метода построения сети. Для развития съёмочного обоснования с использованием спутниковой технологии в зависимости от проектируемого масштаба съёмки и высоты сечения рельефа следует применять один из двух методов – сетевой (рис. 5.1) или метод определения висячих пунктов (рис. 5.2), иначе – лучевой.

При проектировании съёмочного обоснования для съёмки конкретного объекта в



Рис. 5.2. Схемы построения съёмочного обоснования лучевым методом

требуемом масштабе с заданной высотой сечения рельефа необходимо выбрать метод спутниковых определений – статический, быстрый статический или метод реокупации.

Указания по выбору метода развития съёмочного обоснования и метода спутниковых определений в зависимости от масштаба съёмки и высоты сечения рельефа содержатся в табл. 5.8.

Метод развития съёмочного обоснования *определением висячих пунктов (лучевым методом)* рекомендовано применять при подготовке съёмочной геодезической основы относительно мелких масштабов с высотами сечения рельефа 1 м, 2 м и более, то есть в тех случаях, когда не требуется получения материалов высокой точности.

Метод развития съёмочного обоснования *построением сети* рекомендован к применению для получения наиболее точных плановых координат и высот пунктов, необходимых при производстве съёмки наиболее крупных масштабов со всеми регламентированными значениями высоты сечения рельефа (от 0,5 м до 5 м).

Быстрый статический метод спутниковых определений при производстве работ по развитию съёмочного обоснования является основным. Он позволяет производить определение плановых координат пунктов и их высоты с достаточной точностью и высокой оперативностью для большей части масштабного ряда и высот сечения рельефа.

Метод реокупации заменяет быстрый статический метод в тех случаях, когда по условиям проведения работ выгодно осуществить два кратковременных приёма наблюдений спутников, разнесённых во времени, вместо одного длительного приёма.

Статический метод спутниковых определений из-за сравнительно невысокой оперативности выполнения работ может быть применён в тех случаях, когда при высоте сечения рельефа 0,5 м для получения высотной съёмочной основы и технически, и экономически целесообразно проводить не нивелирные работы, а спутниковые определения.

При проектировании развития съёмочного обоснования методом построения сети программа полевых работ на объекте должна быть составлена так, чтобы все линии сети были определены независимо друг от друга, включая линии, опирающиеся на пункты геодезической основы. При этом необходимо запроектировать определение линий от каждого вновь определяемого пункта съёмочного обоснования не менее чем до 3 пунктов.

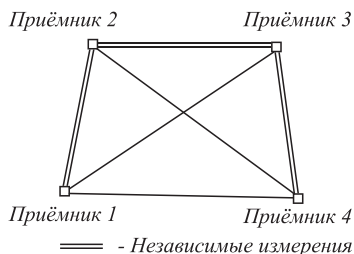


Рис. 5.3. Схема независимого определения 3 линий из сеанса, выполняемого на 4 пунктах

В случае применения 2 приёмников для наблюдений спутников выполнение отмеченных указаний не вызывает затруднений. Однако если на объекте планируют использование более 2 приёмников и проектируют ведение работ сеансами, включающими наблюдения на 3 и более пунктах, то при составлении программы полевых работ необходимо намечать для каждого сеанса в качестве независимо определяемых такие линии, ломаная из соединения которых не пересекает сама себя в точках соединения линий и не замыкается.

В качестве примера на рис. 5.3 показана схема, иллюстрирующая проект независимого определения 3 линий из сеанса, выполняемого на 4 пунктах. Как видно на рис. 5.3, ломаная, составленная из линий 1-2, 2-3, 3-4 не пересекает сама себя в точках соединения линий и не замыкается. Для независимого определения линий 1-3, 1-4, 2-4 необходимо выполнить ещё один сеанс на этих пунктах. Как видно на рисунке, и в этом случае ломаная из соединения этих линий не пересекает сама себя в точках соединения линий и не замыкается.

При планировании развития съёмочного обоснования методом определения всячих пунктов необходимо запроектировать определение линий от каждого пункта съёмочного обоснования до ближайшего к нему пункта геодезической основы, а также между соседними пунктами геодезической основы (как показано на рис. 5.2 а). Если это целесообразно, необходимо запроектировать определение линий от пунктов съёмочного обоснования до нескольких ближайших пунктов геодезической основы (рис. 5.2 б, в), получая, таким образом, засечки. При этом во всех случаях геодезическое построение должно включать необходимое количество пунктов геодезической основы.

При проектировании вычислительной обработки результатов наблюдений спутников предусматривают применение IBM-совместимых ЭВМ и использование специализированных программных пакетов, входящих в комплекты запрограммированной для использования спутниковой аппаратуры.

Рекогносцировку и закрепление пунктов съёмочного обоснования на местности проводят в соответствии с указаниями раздела 6 инструкции [18]. При этом, учитывают особенности спутниковой технологии в процессе рекогносцировки, а также решают ещё и следующие задачи.

Обследуют пункты геодезической основы и устанавливают их фактическую пригодность для производства наблюдений спутников. Пункты, непригодные для производства работ, должны быть отбракованы. Взамен непригодных для спутниковых определений пунктов выбирают новые.

В процессе рекогносцировки необходимо вести журнал, в котором для каждого пункта должны фиксироваться азимуты и высоты границ нахождения препятствий, если высота препятствий над горизонтом более 15°. При этом высота препятствий над горизонтом должна определяться с учётом вероятной высоты

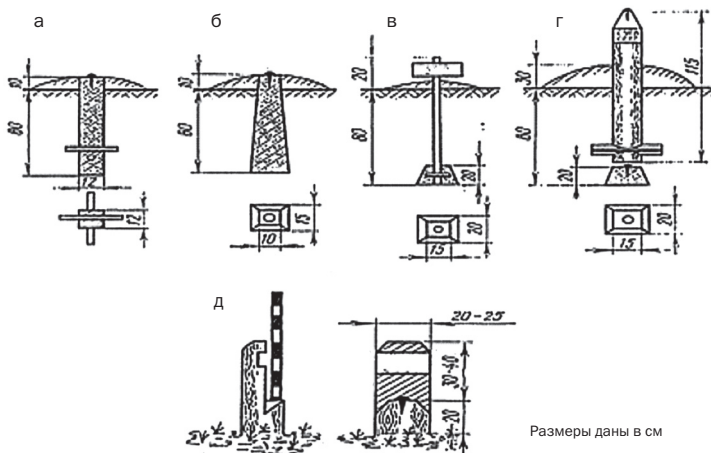


Рис. 5.4. Типы знаков долговременного закрепления

расположения антенны приёмника.

Пункты съёмочного обоснования должны быть закреплены на местности знаками, обеспечивающими долговременную сохранность пунктов и временными знаками, с расчётом на сохранность точек на время съёмочных работ (рис 5.4, рис. 5.5).

При закреплении пунктов съёмочного обоснования знаками долговременного типа руководствуются следующим.

В качестве знаков долговременного закрепления применяют:

- бетонные пилоны и монолиты (рис. 5.4 а, б) сечением 12×12 или 15×15 см, в верхний конец которых заделан кованый гвоздь, а в нижнюю часть для лучшего скрепления с грунтом могут быть вделаны два металлических штыря;
- стальную трубу, отрезок рельса или уголкового стального профиля (рис. 5.4 в) или деревянный столб (рис. 5.4 г) с железобетонным якорем внизу и металлической пластиной для надписи вверху;
- пень свежесрубленного хвойного дерева (рис. 5.4 д) (используют в залесянных районах) диаметром в верхней части не менее 20 см, обработанный в виде столба, с вырезом для надписи и полочкой с забитым в неё кованым гвоздём;
- марку, штырь, болт, закреплённые цементным раствором в бетонных конструкциях различных сооружений, участках земли с твёрдым покрытием или скалах.
- Бетонные пилоны и монолиты знаков (рис. 5.4 а – г) закладывают на глубину 80 см.

Знаки долговременного типа должны быть окопаны канавой в виде квадрата со стороной 1,5 м, глубиной 0,3 м, шириной 0,2 м в нижней части и 0,5 м в верхней части. Вокруг знака должна быть сделана насыпь грунта высотой 0,10 м. В районах болот, залесянной местности и многолетней мерзлоты насыпь заменяют срубом ($1,0 \times 1,0 \times 0,3$ м), заполненным грунтом. При этом знак не окапывают.

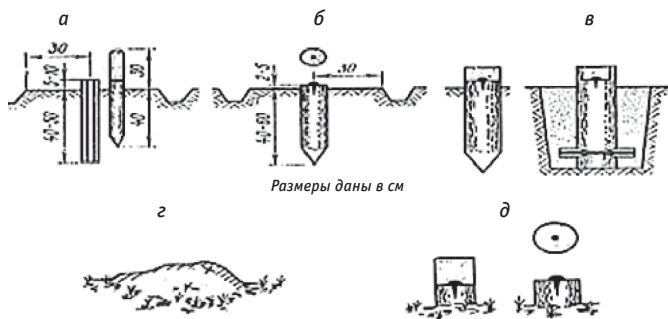


Рис. 5.5.
Типы знаков
временного
закрепления
пунктов съёмочного
обоснования

Во всех случаях знаки долговременного типа устанавливают в местах, обеспечивающих их сохранность, технику безопасности и удобство использования при топографической съёмке, изысканиях и строительстве, а также при последующей эксплуатации построенного объекта. Не разрешается производить закладку долговременных знаков на пахотных землях и болотах, проезжей части дорог, вблизи размываемых бровок русел рек и берегов водохранилищ и в других местах, где может нарушиться сохранность знака и где сам знак может явиться помехой хозяйственной деятельности.

При закреплении пунктов съёмочного обоснования временными знаками необходимо придерживаться следующих рекомендаций.

Временными знаками могут служить металлические трубы (угловая сталь), забитые в грунт на 0,4 – 0,6 м, с установленными рядом сторожками (рис. 5.5 а), деревянные колья диаметром 5 – 8 см и деревянные столбы (рис. 5.5 б, в), либо нанесённый краской крест на валуне (рис. 5.5 г), пни деревьев (рис. 5.5 д).

Временные знаки окапывают канавой по окружности диаметром 0,8 м

Центр временного знака обозначают гвоздём, вбитым в верхний срез кола (столба), или насечкой на металле. В залесённой местности для облегчения нахождения знака в случае необходимости делают отметки на деревьях краской.

Каждому знаку съёмочного обоснования присваивают порядковый номер с таким расчётом, чтобы на объекте не было знаков с одинаковыми номерами.

При включении в состав съёмочного обоснования знаков, принадлежащих ранее созданным геодезическим построениям, номера этих знаков изменять не разрешается.

На долговременных знаках масляной краской, а на временных – пикетажным карандашом – пишут: сокращённое название организации, проводящей работу, номер закреплённого пункта (точки) и год установки знака.

Подготовительные работы при применении спутниковой аппаратуры для построения съёмочного обоснования складываются из следующим образом:

- подготовка аппаратуры к работе осуществляется в соответствии с требованиями эксплуатационной документации;
- осуществляется проверка готовности аппаратуры и исполнителей к осуществлению работ по рабочей программе полевых работ, предусмотренной проектом;
- проводятся операции по прогнозированию спутникового созвездия.

Выполнение требований эксплуатационной документации по подготовке аппаратуры к работе при развитии съёмочного обоснования должно вестись в соответствии с инструкциями по эксплуатации аппаратуры (или заменяющими их документами, входящими в комплект аппаратуры).

Одним из этапов подготовки к проведению спутниковых определений является *прогнозирование спутникового созвездия*. Цель его – определение дат, моментов и интервалов времени, в которые параметры конфигурации спутникового созвездия оптимальны для спутниковых определений.

Исходными данными для прогнозирования спутникового созвездия являются координаты объекта работ и эфемеридная информация о спутниках. В случае, если в районе расположения пунктов геодезической основы, съёмочного обоснования или топографических съёмок имеются предметы или сооружения, препятствующие прохождению радиосигналов от спутников, то в качестве исходной информации при прогнозировании необходимо использовать также значения высот и азимутов границ нахождения препятствий.

В качестве исходных координат объекта работ используют географические координаты, взятые с точностью до $1''$.

Эфемеридную информацию в виде файла, называемого в эксплуатационной документации альманахом, получают либо из специально для этого выполняемых спутниковых определений, либо используют эфемеридную информацию, образовавшуюся в процессе каких-либо ранее выполненных спутниковых определений. В любом случае спутниковые определения для получения альманаха должны быть выполнены в дату, отстоящую не более чем на 30 суток от даты, на которую выполняют прогнозирование. Если для получения альманаха специально проводят спутниковые определения, то их выполняют одним приёмником в течение 5 минут, руководствуясь эксплуатационной документацией.

Для объекта работ или его части, где препятствия прохождению радиосигналов, передаваемых спутниками, отсутствуют, прогнозирование выполняют сразу для всех пунктов и снимаемых участков объекта.

В случае, если на объекте работ имеются препятствия, прогнозирование должно быть выполнено с учётом этого обстоятельства. Оно должно быть осуществлено в отдельности для каждого пункта, если выполняют подготовку к производству работ по развитию съёмочного обоснования, или в отдельности для каждого участка съёмки, в пределах которого условия прохождения радиосигналов можно принять одинаковыми, если производят подготовку к выполнению съёмки. При этом используют высоту и азимут объектов, препятствующих прохождению радиосигналов от спутников.

Прогнозирование спутникового созвездия выполняют на ЭВМ с помощью программного пакета, входящего в комплект спутниковой аппаратуры, как описано в прилагаемой эксплуатационной документации.

При прогнозировании для каждого пункта геодезической основы или съёмочного обоснования, или участка съёмки в функции времени суток получают график числа доступных для наблюдения спутников и график значений *PDOF* (*GDOP*) на каждую дату предстоящих работ. Данная информация выводится на дисплей ЭВМ или может быть напечатана как в графической форме, так и в

форме таблиц. Кроме того, может быть составлена диаграмма видимых положений спутников на небесной сфере в некоторый задаваемый интервал времени.

По полученным графикам и таблицам находят периоды, оптимальные для наблюдения спутников на пунктах геодезической основы или съёмочного обоснования, или участках съёмки, которые используются для планирования сеансов наблюдений.

При выборе значения интервала регистрации необходимо руководствоваться эксплуатационной документацией используемого типа приёмника с учётом применяемого метода спутниковых определений. Значение интервала регистрации должно быть одинаковым для всех приёмников, используемых в сеансе.

Высоту антенны необходимо определять на каждом пункте и пикете. При этом следует руководствоваться эксплуатационной документацией комплекта приёмника. Во избежание ошибок рекомендуется производить измерения в метрической мере и в дюймах.

При работе со спутниковой аппаратурой необходимо соблюдать следующие правила:

Следить за индицируемым на дисплее значением свободного объёма запоминающего устройства приёмника и вовремя принимать меры по передаче накопившейся информации в ЭВМ.

Во избежание утраты данных спутниковых определений по окончании каждого рабочего дня копировать полученные данные на дискету (PC-карту).

Всегда отражать в полевом журнале (или его электронном аналоге) ход выполнения работ: время начала и конца приёма, инициализации, потери связи и т.п.

Не допускать образования толстого снежного покрова на поверхности антенны приёмника и её обледенения.

Беречь антенну от попадания разряда молнии.

По окончании рабочего дня упаковывать комплект спутниковой аппаратуры в транспортировочные ящики во избежание механических повреждений или воздействия метеофакторов.

Состав комплекта аппаратуры и оборудования, необходимого для выполнения полевых работ, зависит от метода спутниковых определений, способов и технологических приёмов выполнения работ и других обстоятельств.

Общие указания по выполнению спутниковых определений. В продолжение приёма необходимо непрерывно наблюдать как базовой, так и подвижной станциями не менее 4 спутников одновременно; при применении динамических методов, и особенно кинематического метода, рекомендуется наблюдать не менее чем 5 спутников. Состав спутников в продолжение приёма может меняться.

При применении любого из методов спутниковых определений для осуществления приёма на каждом пункте необходимо выполнить следующие операции, руководствуясь эксплуатационной документацией применяемого типа приёмника:

- Провести развёртывание аппаратуры, установить приёмник на пункте и определить высоту антенны.
- Подготовить приёмник к работе, как указано в эксплуатационной документации.
- Установить режим регистрации данных наблюдения спутников.

- Пользуясь клавиатурой, ввести в запоминающее устройство: значение номера пункта, значение высоты антенны и вспомогательную информацию: время начала и конца приёма, потерь связи и др.
- Провести приём наблюдений спутников в течение времени, указанного в рабочей программе полевых работ для применяемого метода спутниковых определений.
- Выключить режим регистрации данных и выполнить свёртывание аппаратуры.

В заключение работ на объекте следует выполнить вычислительную обработку данных наблюдений спутников.

Вычислительная обработка производится по следующим этапам:

- 1) предварительная обработка – разрешение неоднозначностей фазовых псевдоудальностей до наблюдаемых спутников, получение координат определяемых точек в системе координат глобальной навигационной спутниковой системы и оценка точности;
- 2) трансформация координат в принятую систему координат;
- 3) уравнивание геодезических построений и оценка точности.

В качестве программного обеспечения для производства вычислительной обработки следует использовать программные пакеты, прилагаемые к спутниковой аппаратуре, применявшейся для производства полевых работ. Примерами таких наиболее распространённых программных пакетов являются: *BL-L1* (Землемер Л1), *SKI (WILD GPS System200, Leica SR-9400, Leica SR-9500)*, *GPSurvey (Trimble 4000SSE, Trimble 4000SSi)*, *PRISM (Ashtech Z-12, Ashtech Z-Surveyor)*.

Для производства вычислений необходимо использовать IBM-совместимые ЭВМ, технические характеристики которых удовлетворяют требованиям, изложенным в эксплуатационной документации, прилагаемой к программному пакету.

При осуществлении вычислительных работ в качестве руководства должна использоваться эксплуатационная документация, прилагаемая к каждому программному пакету.

В результате проведения вычислительной обработки должен быть составлен каталог координат и высот пунктов съёмочного обоснования.

5.6. Крупномасштабные инженерно-топографические планы

Крупномасштабными называются топографические планы, составляемые в масштабе 1:5000, 1:2000, 1:1000 и 1:500. Основные крупномасштабные планы (съёмки) для решения топогеодезических задач общегосударственного назначения создаются предприятиями Роскартографии. Кроме того, отдельными министерствами, ведомствами и организациями могут создаваться отраслевые, специализированные инженерно-топографические планы для решения конкретных задач той или иной отрасли. Это землеустроительные, лесоустроительные, русловые, маркшейдерские, кадастровые и другие топографические планы.

Основные крупномасштабные планы составляются в полном соответствии с действующими нормативными актами и Инструкцией по топографической съёмке в перечисленных масштабах с изображением всех объектов, контуров и элементов рельефа согласно действующим Условным знакам.

Специализированные планы создают с учётом технических требований ведомственных инструкций и наставлений по топогеодезическим работам, строительным норм и правил и других нормативных документов.

Большую группу специализированных крупномасштабных съёмок составляют инженерно-топографические съёмки, выполняемые для целей проектирования, строительства и технической эксплуатации инженерных сооружений.

В зависимости от назначения различают изыскательские инженерно-топографические планы, снимаемые для целей выбора строительных площадок и детального проектирования сооружений или подбора оптимального варианта трассы; исполнительные планы, составляемые в процессе возведения сооружений на завершённые объекты или этапы строительства; инвентаризационные планы, создаваемые для целей учёта элементов и объектов хозяйственной деятельности отрасли или ведомств. Кроме перечисленных, всё большие объёмы крупномасштабных съёмок занимают кадастровые планы частных и государственных владений с постройками, земельными, водными и лесными угодьями с их подробными характеристиками и оценкой стоимости и качества.

Топографическая съёмка местности при инженерно-геодезических изысканиях для строительства выполняется методами: горизонтальным, высотным (вертикальным), мензульным, тахеометрическим, нивелированием поверхности, наземным фототопографическим, стереотопографическим, комбинированным аэрофототопографическим, с использованием спутниковой геодезической аппаратуры (приемников *GPS* и др.), а также сочетанием различных методов.

Инженерно-топографические планы при изысканиях для разработки градостроительной и проектной документации для строительства крупных промышленных предприятий, железных и автомобильных дорог, магистральных каналов и магистральных трубопроводов следует составлять, как правило, аэрофототопографическим методом по материалам аэрофотосъёмки.

Наземную топографическую съёмку следует производить в случаях, когда применение аэрофотосъёмки экономически нецелесообразно, ее выполнение не представляется возможным или аэрофототопографический метод не обеспечивает требуемой точности составления планов.

При изысканиях для строительства железных и автомобильных дорог, магистральных каналов и магистральных трубопроводов наземная топографическая съёмка выполняется, как правило, на площадках и в местах переходов и пересечений этих линейных сооружений.

Инженерно-топографические планы могут быть представлены в графическом или цифровом видах (цифровой инженерно-топографический план).

Результаты топографических съёмок могут быть представлены в виде топографо-геодезических материалов для составления градостроительного кадастра и других кадастров, банков инженерно-геодезических данных, а также в виде геоинформационных систем (ГИС) поселений и предприятий соответствующего уровня.

Цифровые инженерно-топографические планы создаются на основе автоматизированных методов (передачей информации с электронных накопителей геодезических приборов) или путем оцифровки графического изображения планов и

последующей векторизации растровых файлов, полученных после сканирования планов.

Точность цифрового инженерно-топографического плана должна быть не ниже точности инженерно-топографического плана в графическом виде соответствующего масштаба. Информация цифрового инженерно-топографического плана должна соответствовать действующим условным знакам для топографических планов.

При создании инженерно-топографических планов участков местности площадью до 20 км², как правило, применяется квадратная разграфка с рамками размерами 40×40 см для листов планов в масштабе 1:5000 и 50×50 см для листов планов в масштабах 1:2000, 1:1000 и 1:500. За основу разграфки должен приниматься лист плана в масштабе 1:5000, номенклатура которого должна обозначаться арабскими цифрами. Ему соответствуют четыре листа плана в масштабе 1:2000, номенклатура которых образуется присоединением к номенклатуре листа плана в масштабе 1:5000 одной из первых четырех заглавных букв русского алфавита – А, Б, В, Г (например, 14-Б).

Листу плана в масштабе 1:2000 соответствуют четыре листа плана в масштабе 1:1000, обозначаемых римскими цифрами (I, II, III, IV), и 16 листов плана в масштабе 1:500, обозначаемых арабскими цифрами (1, 2, 3..., 16).

Номенклатура листов планов в масштабе 1:1000 или 1:500 должна складываться из номенклатуры листа плана в масштабе 1:2000 и соответствующей римской цифры для листа плана в масштабе 1:1000 или арабской цифры для листа плана в масштабе 1:500 (например, 14-Б-IV или 14-Б-16).

Топографический план характеризуется точностью, детальностью и полнотой отображения ситуации и рельефа местности.

Величины средних погрешностей (ошибок) в положении на планах предметов и контуров местности с чёткими очертаниями относительно ближайших точек съёмочного обоснования не должны превышать 0,5 мм, а в горных и залесённых районах – 0,7 мм.

Средние погрешности съёмки рельефа относительно ближайших точек съёмочного обоснования не должны превышать по высоте:

- 1/4 принятой высоты сечения рельефа при углах наклона до 2°;
- 1/3 принятой высоты сечения рельефа при углах наклона от 2° до 6° для планов масштабов 1:5 000, 1:2 000 и от 2° до 10° для планов масштабов 1:1 000 и 1:500;
- 1/3 принятой высоты сечения рельефа при сечении рельефа через 0,5 м на планах масштабов 1:5 000 и 1:2 000.

В Инструкции по топосъёмке, как и в других НТА по топографической съёмке при оценке точности для удобства и простоты традиционно принята средняя погрешность. Это основано на практическом опыте контроля топографических работ. Для перехода от средних погрешностей к средним квадратическим погрешностям в СП 11-104-97 и СНиП 11-02-96, а также в [19] применяется коэффициент 1,4, хотя «Теория ошибок» обосновывает значение этого коэффициента равным 1,25.

Под точностью плана понимают суммарную среднюю квадратическую ошибку в плановом и высотном положении изображаемых точек ситуации и рельефа.

Средняя квадратическая ошибка планового положения точек определяется по известной формуле [21]

$$m_T = \sqrt{m_x^2 + m_y^2}, \quad (5.1)$$

где m_x и m_y – средние квадратические ошибки измерения на плане абсцисс и ординат точек. Приняв $m_x \approx m_y = m_k$, получим:

$$m_T = m_k \sqrt{2}. \quad (5.2)$$

В общем случае ошибки координат точек включают ошибки построения планового обоснования, ошибки съёмочных измерений и графических построений и ошибки вследствие деформации планшетов или фотобумаги. Часто ошибками геодезического обоснования, которые не превышают на плане величины 0,1 мм, пренебрегают и ошибки положения точек плана рассматривают относительно ближайших пунктов геодезического обоснования.

По опытным данным, для планов территорий с капитальной застройкой ошибка $m_k = 0,2$ мм, а планов малозастроенной местности $m_k = 0,3$ мм. Следовательно, в соответствии с формулой (5,2) точность плана составляет:

$$m_T = (0,2 \div 0,3) \sqrt{2} = 0,3 \div 0,4 \text{ мм.}$$

Точность планов, полученных разными топографическими и фотограмметрическими методами, несколько различается, однако не выходит за отмеченные пределы 0,3 ÷ 0,4 мм.

Точность изображения рельефа определяется ошибками в положении горизонталей на плане. Эти ошибки можно разделить на две группы:

1. Ошибки высот, мало зависящие от угла наклона местности. Это ошибки определения высот пикетных точек, ошибки обобщения рельефа из-за неоднородностей скатов между пикетами, влияния мелких неровностей земной поверхности.

2. Ошибки высот, вызванные плановым смещением горизонталей и зависящие от уклона местности. Это ошибки планового положения пикетных точек, интерполирования высот, вычерчивания горизонталей.

Согласно исследованиям [21], преобладающее влияние на точность изображения рельефа на крупномасштабных планах оказывают такие ошибки первой группы, как обобщение рельефа и влияние «топографической шероховатости», зависящие от характера местности и расстояний между пикетными точками. Эти ошибки носят случайный характер и могут быть определены формулой:

$$m_H = a + b \operatorname{tg} v, \quad (5.3)$$

где m_H – средняя квадратическая ошибка определения отметок точек по горизонталям; v – угол наклона местности; a и b – параметры, отражающие влияние соответственно первой и второй групп ошибок и определяемые по методу наименьших квадратов из обработок материалов опытных исследований планов определённых масштабов и сечений рельефа. Так, например, для плана масштаба 1:2000 с сечением рельефа 0,5 м получена формула $m_H = 0,10 + 0,5 \operatorname{tg} v$, которая при угле наклона местности до 3° даёт $m_H = 0,12$ м.

По данным исследований [21], можно считать, что в равнинной местности средняя квадратическая ошибка изображения рельефа равна пятой части сечения рельефа, т. е. $m_H = 1/5 h$. Отсюда можно решить обратную задачу, найти наименьшее сечение рельефа при заданной минимальной ошибке изображения рельефа, т. е.

$$h_{\min} = 5m_H. \quad (5.4)$$

Приняв, например, для наиболее точных крупномасштабных съёмов $m_H = 0,10$ м, получим наименьшее сечение рельефа, равное 0,5 м.

При выборе сечения рельефа кроме точности изображения необходимо учитывать удобства использования плана при проектировании и различных расчётах. Считается, что заложение между горизонталями на крутых склонах должно быть не менее 5 мм, а на пологих – не более 20 мм.

Детальность плана характеризуется степенью подобия изображённых на нём фигур контурам и элементам рельефа местности, т.е. степенью обобщения (генерализации) изображения. Чем крупнее масштаб плана, тем выше детальность изображения и меньше обобщений. При крупномасштабных съёмках требуется, чтобы ошибки за счёт обобщения чётких контуров не превышали на плане 0,5 мм, а архитектурных деталей – 0,3 мм. В этих пределах допускается спрямление искривлённых контуров, границ и выступов зданий.

Под полнотой плана понимают степень его насыщенности объектами ситуации и элементами рельефа, изображение которых необходимо и возможно для проектирования в принятом масштабе плана и сечении рельефа. Полнота плана выражается минимальными размерами объектов местности и расстояний между ними, которые необходимо изобразить на плане.

Точность определения на плане расстояний. При разработке генеральных планов и аналитическом расчёте проектов ряд исходных величин (расстояния, направления и высоты) измеряют на плане графически. Следовательно, возникает задача оценки точности этих измерений.

Пусть расстояние между точками A и B вычисляется по измеренным координатам начала и конца отрезка. Тогда

$$s^2 = (x_B - x_A)^2 + (y_B - y_A)^2. \quad (5.5)$$

Продифференцировав это выражение, перейдя к средним квадратическим ошибкам и приняв

$$m_{x_A} = m_{y_A} = m_{k_A}; \quad m_{x_B} = m_{y_B} = m_{k_B},$$

после некоторых простых преобразований получим

$$m_s^2 = m_{k_A}^2 + m_{k_B}^2. \quad (5.6)$$

Согласно формуле (5.2) можно записать:

$$m_{k_A} = \frac{m_A}{\sqrt{2}}; \quad m_{k_B} = \frac{m_B}{\sqrt{2}},$$

где m_A и m_B – средние квадратические ошибки в положении точек A и B . Следовательно, формулу (5.6) можно представить в виде

$$m_s^2 = \frac{1}{2}(m_A^2 + m_B^2). \quad (5.7)$$

Если принять $m_A = m_B = m_T$, то получим

$$m_s = m_T. \quad (5.8)$$

Следовательно, при равноточном определении координат двух точек средняя квадратическая ошибка вычисления по этим координатам расстояния равна ошибке в положении одной точки.

Как известно, средняя квадратическая ошибка графических построений при помощи измерителя и масштабной линейки составляет около 0,1 мм. Однако следует иметь в виду, что точность измерений на топографическом плане определяется не только этой величиной, но и точностью самого плана, его геодезического обоснования и съёмочных работ. При копировании планов возникают дополнительные ошибки, вызванные копированием и деформацией бумаги. Как уже ранее указывалось, суммарные величины этих ошибок составляют в среднем $0,3 \div 0,5$ мм.

Точность определения на плане направлений. Если на плане измерены координаты точек A и B : $x_A, y_A; x_B, y_B$, то дирекционный угол направления AB находится по известной формуле:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{y_B - y_A}{x_B - x_A}.$$

Выполнив дифференцирование, перейдя к средним квадратическим ошибкам и принимая

$$m_{x_A} = m_{y_A} = m_{k_A}; \quad m_{x_B} = m_{y_B} = m_{k_B},$$

получим

$$m_\alpha^2 = \frac{1}{s^2}(m_{k_A}^2 + m_{k_B}^2). \quad (5.9)$$

Если принять $m_{k_A} = m_{k_B} = m_T$, то

$$m_\alpha = \frac{m_k \sqrt{2}}{s} = \frac{m_T}{s},$$

где m_T – средняя квадратическая ошибка в положении точек на плане. Для расстояния на плане 100 мм и $m_T = 0,3$ мм в градусной мере получим:

$$m_\alpha = \frac{m_T}{s} \rho = \frac{0,3 \cdot 3438}{100} = 10,3'.$$

В случае коротких расстояний необходимо дополнительно учитывать корреляционную связь ошибок координат конечных точек.

Точность определения на карте превышений и уклонов. При решении ряда задач на плане превышения между точками определяют как разность их высот, определённых по горизонталям интерполированием:

$$h = H_B - H_A. \quad (5.10)$$

Уклон линии (тангенс угла наклона) находят из соотношения

$$i = \frac{h}{s}, \quad (5.11)$$

где s – горизонтальное проложение между точками A и B . Если принять ошибки определения высот, найденных по горизонталям плана, примерно равными, то средняя квадратическая ошибка превышения будет

$$m_h = m_H \sqrt{2}, \quad (5.12)$$

а уклона

$$m_i = \frac{m_h}{s} = m_H \sqrt{2} / s. \quad (5.13)$$

В последней формуле не принята во внимание ошибка измерения расстояния. При $m_H = 0,10$ м и $s = 30$ м получим $m_h = 0,14$ м и $m_i = 0,005$.

Приведённые расчёты выполнены в предположении, что ошибки высот некоррелированные, а это справедливо при значительных расстояниях между точками A и B . В противном случае необходимо учитывать корреляционную связь между ними.

Масштабы планов инженерно-топографической съёмки определяются рядом факторов: проектными задачами, решаемыми на плане; стадией проектирования, сложностью ситуации и рельефа местности; густотой подземных и надземных коммуникаций и др.

Поскольку топографический план служит основой для составления генерального плана строительства, компоновки его конструктивных и технологических элементов, схем размещения коммуникаций и транспортных связей, то чем сложнее сооружение, тем более крупный масштаб съёмки требуется.

Топографические планы масштаба 1:5000 предназначены для следующих целей:

- для составления проектов строительства первой очереди крупных, больших и средних городов; для составления проектов планировки промышленных районов с территорией, превышающей 1000 га; для составления обзорных планов проектов инженерных сооружений, инженерных мероприятий и др.; для составления проектов наиболее сложных узлов при планировке пригородной зоны;
- для составления технических проектов промышленных и горнодобывающих предприятий;
- для предварительной и детальной разведки металлических и неметаллических полезных ископаемых (углей и горючих сланцев);
- для составления генеральных маркшейдерских планов разрабатываемых нефтегазовых месторождений, проектирования обустройства месторождений и решения горнотехнических задач и вопросов о земельных и горных отводах;
- для земельного кадастра и землеустройства сельскохозяйственных предприятий с интенсивным ведением хозяйства в районах со сложными условиями местности и малыми размерами сельскохозяйственных угодий;

- для составления технических проектов орошения мелиорируемого массива (участков площадью менее 15 км^2); водохранилищ с площадью зеркала воды от $0,5$ до $3,0 \text{ км}^2$; типовых участков осушения открытыми каналами в местности, заболоченной грунтовыми водами;
- для составления рабочих чертежей массива осушения открытыми каналами в сложных природных условиях; площадок стройматериалов; мостовых переходов; карьеров строительных материалов;
- для камерального трассирования автомобильных дорог в условиях сложного рельефа местности, на подходах к крупным населённым пунктам и в других местах со сложной ситуацией;
- для проектирования и строительства гидроузлов на малых равнинных и горных реках;
- для проектирования железных и автомобильных дорог на стадии технического проекта (выбор направления в горных районах и по принятому направлению в равнинных и холмистых районах);
- для проектирования магистральных каналов (судоходных, водопроводных, энергетических) на стадии технического проекта, размещаемых в равнинно-пересечённой и всхолмленной местности, в полосе местности шириной $1-2 \text{ км}$.

Топографические планы масштаба $1:5000$ служат основой для составления топографических и специализированных планов и карт более мелких масштабов.

Топографические планы масштаба $1:2000$ предназначены для следующих целей:

- для составления исполнительных планов горнопромышленных предприятий (карьеров, разрезов);
- для детальных разведок месторождений металлических и неметаллических полезных ископаемых;
- для составления технических проектов морских портов, судоремонтных заводов и отдельных гидротехнических сооружений;
- для составления технического проекта принятого основного варианта тепловых электростанций, водозабора, гидротехнических сооружений и заграждающих дамб;
- для составления технических проектов орошения; типовых участков под вертикальную планировку; строительства плотин длиной свыше 300 м , дюкеров, шлюзов и т.п., прокладки трасс каналов и напорных трубопроводов, проходящих в горной местности; строительства водохранилищ с площадью зеркала воды до $0,5 \text{ км}^2$, для участков русел рек, намечаемых к использованию под канал;
- для составления рабочих чертежей: осушения закрытым дренажем; в обеспечение вертикальной планировки орошаемых земель, площадок под гидротехнические сооружения, в обеспечение регулирования водоприёмников на извилистых реках с небольшой величиной изгиба ($100-150 \text{ м}$) или при сложном рельефе поймы;
- для проектирования железных и автомобильных дорог на стадии технического проекта в горных районах и для рабочих чертежей в равнинных и холмистых районах;

- при разработке генеральной схемы реконструкции железнодорожного узла;
- для составления рабочих чертежей трубопроводных, насосных и компрессорных станций, линейных пунктов и ремонтных баз, переходов через крупные реки, сложных подходов к подстанциям, сложных пересечений и сближений транспортных и других магистралей.

Топографические планы масштаба 1:1000 предназначены для следующих целей:

- для составления технических проектов и рабочих чертежей застройки на незастроенной территории или территории с одноэтажной застройкой;
- для составления рабочих чертежей бетонных плотин, зданий ГЭС, камер-шлюзов;
- для разработки рабочих чертежей железнодорожных станций и узлов;
- для детальных разведок и подсчёта запасов полезных ископаемых месторождений с исключительно сложным строением и невыраженными рудными жилами;
- для сложных инженерных изысканий;
- для проектирования: напорных трубопроводов на бетонных фундаментах; гидротехнических сооружений (акведуков, дюкеров, насосных станций) на площади более 2 га;
- для разработки рабочих чертежей при проектировании горнодобывающих и обогатительных предприятий.

Топографические планы масштаба 1:500 предназначены для следующих целей:

- для составления генерального плана участка строительства и рабочих чертежей многоэтажной капитальной застройки с густой сетью подземных коммуникаций, промышленных предприятий, для решения вертикальной планировки;
- для составления рабочих чертежей плотин головного узла бассейнов точного регулирования, уравнительных шахт, напорных трубопроводов, зданий ГЭС, порталов туннелей, подходных штреков шахт (для арочных и деривационных ГЭС).

Планы масштабов 1:1000 и 1:500 являются основными планами учёта подземных коммуникаций и должны отображать точное плановое и высотное положение всех без исключения подземных коммуникаций с показом их основных технических характеристик.

5.7. Методы крупномасштабных топографических съёмок

Топографическую съёмку местности выполняют с целью создания инженерно-топографических планов в цифровом и графическом видах, служащих основой для проектирования, строительства и реконструкции объектов капитального строительства и (или) создания геоинформационных систем.

Топографическую съёмку выполняют: с использованием спутниковых технологий; тахеометрическим методом; наземным и воздушным лазерным сканированием; цифровой аэрофотосъёмкой; стереотопографическим, комбинированным аэрофототопографическим методами и с использованием данных дистанционно зондирования, а также сочетанием различных методов.

Топографическую съемку выполняют, как правило, в благоприятный период года. Допускается выполнение съемки при высоте снежного покрова (наледи) не более $1/3$ высоты сечения рельефа создаваемого инженерно-топографического плана, при этом создаваемые планы подлежат обновлению в благоприятный период года по отдельному договору, если данный вид работы не был указан в задании.

Работы по съемке и обследованию подземных коммуникаций входят в состав топографической съемки.

Планы подземных инженерных коммуникаций и сооружений составляют по данным исполнительных чертежей, материалам исполнительной и контрольной геодезических съемок, а также по результатам съемки и полевого обследования подземных коммуникаций и сооружений.

Составление эскизов опор, определение количественных и качественных характеристик подземных и наземных коммуникаций и сооружений, детальное обследование колодцев и камер выполняют при наличии дополнительных требований задания.

Созданный в результате топографической съемки инженерно-топографический план, материалы контроля качества и приемки работ должны входить в состав технического отчета.

Крупномасштабные топографические съёмки местности, как сказано, могут быть выполнены различными методами, выбор которых диктуется размерами площадки, условиями местности и времени года, техническими возможностями исполнителя и экономической целесообразностью применения того или иного метода для данного масштаба съёмки.

Широкое внедрение в практику инженерно-геодезических работ электронных тахеометров, лазерных сканеров и спутниковой геодезической аппаратуры существенным образом повлияло на расстановку приоритетов при выборе методов производства съёмочных работ. Так, мензульная съёмка с использованием мензулы и кипрегеля практически потеряла своё место и значение при производстве топографических съёмок и вряд ли найдёт сегодня применение.

Ниже приводится краткий обзор традиционных наземных и частично воздушных методов топографических съёмок, технология которых в свете внедрения новейшей измерительной электронной аппаратуры и программных вычислительных средств претерпевает существенные изменения.

Горизонтальная съёмка застроенных территорий в масштабах 1:2000 - 1:500 выполняется самостоятельно или в сочетании с высотной съёмкой. Горизонтальная съёмка состоит из съёмки фасадов и проездов и внутриквартальной съёмки ситуации. Высотная съёмка включает нивелирование проездов и территории кварталов.

Топографическая съёмка заводских и городских территорий производится *аналитическим* методом. При этом фасады зданий и ситуацию снимают со сторон теодолитного хода и створных линий способами прямоугольных и полярных координат и линейных засечек. Рельеф снимают нивелированием по поперечникам и по квадратам.

При съёмке посёлков может быть применён *графоаналитический* метод, в котором координаты углов кварталов и капитальных сооружений определяют аналитически, а детали ситуации и рельеф местности снимают при помощи мензулы и кипрегеля.

Горизонтальная съёмка выполняется способами: полярных координат, створов, графоаналитическим, засечек, перпендикуляров (абсцисс и ординат), стереотопографическим и др.

При всех способах горизонтальной съёмки должны составляться абрисы, производиться обмеры контуров зданий (сооружений) и измеряться контрольные связи между ними.

Съёмка застроенной территории должна производиться с пунктов (точек) опорной и съёмочной геодезических сетей.

Створные точки, определяемые от пунктов и точек геодезической основы, должны определяться с точностью не менее 1:2000.

При использовании способа засечек допускаются углы в пределах от 30° до 150° .

Измерение горизонтальных углов при съёмке следует выполнять теодолитом при одном положении вертикального круга со средней погрешностью не более $1'$ и с контролем ориентирования лимба на станции, расхождение от первоначального ориентирования допускается не более $1,5'$.

Накладка контуров капитальных зданий (сооружений) с помощью транспорта допускается при величине полярных расстояний до 6 см на плане. При полярных расстояниях, превышающих указанную величину, накладка таких контуров на план должна производиться по координатам.

При графоаналитическом способе съёмки углы кварталов и капитальные здания (сооружения), опоры, колодцы, центры стрелочных переводов должны наноситься на план по координатам, определенным с пунктов планового съёмочного обоснования, и данным обмеров контуров зданий (сооружений).

Высоты люков колодцев подземных сооружений и верха труб на дорогах, урезов воды в водоемах (водотоках), полов в капитальных зданиях (по дополнительному заданию) должны определяться геометрическим нивелированием по двум сторонам рейки или тригонометрическим нивелированием при двух положениях вертикального круга. Расхождение между превышениями не должны быть более 2 см. Высоты других пикетов следует определять по одной стороне рейки (при одном положении вертикального круга в случае тригонометрического нивелирования), при расстояниях до пикетов более 250 м следует вводить поправки за кривизну земной поверхности и рефракцию.

На улицах (проездах) поперечные профили должны измеряться через 40, 60, 100 м (в зависимости от масштаба планов), а также в местах перегиба рельефа и по осям пересекающихся улиц (проездов).

При нивелировании поперечных профилей должны быть определены высоты у фасадной линии, бровки тротуара (бордюрного камня), оси улицы (проезда), бровки и дна кюветов, а также других характерных точек рельефа.

Расстояние между нивелирными точками на поперечных профилях не должны превышать 40 м на планах и в масштабе 1:2000 и 20 м на планах масштабов 1:1000 и 1:500.

В результате выполненных работ по горизонтальной и высотной съемке застроенных территорий должны представляться абрисы и полевые журналы съёмки.

Мензульная съемка может быть применена в случаях, когда выполнение аэрофототопографической съемки экономически нецелесообразно или технически невозможно. Как правило, мензульная съемка выполняется для создания инженерно-топографических планов в масштабах 1:5000-1:2000 застроенной и незастроенной территорий и в масштабах 1:1000-1:500 незастроенной территории.

Мензульная съемка производится с пунктов (точек) съёмочного обоснования. Ступение съёмочного обоснования разрешается выполнять графическими прямыми и комбинированными засечками с числом направлений не менее трех, а на незастроенной территории также построением мензульных ходов.

Расстояние между точками мензульного хода следует определять дальномером в прямом и обратном направлениях. Расхождение между прямым и обратным измерениями не должны превышать $1/200$ длины линии. При углах наклона более 3° линии должны приводиться к горизонту. Относительная невязка мензульного хода не должна превышать $1/300$ его длины.

Стороны мензульного хода при съемке в масштабе 1:500 должны измеряться стальной рулеткой (лентой) или оптическим дальномером (дальномерной насадкой).

Для определения высоты точек мензульного хода и висячих переходных точек измерение вертикальных углов следует производить кипрегелем в прямом и обратном направлениях при двух положениях вертикального круга. При работе номограммным кипрегелем должны дважды определяться превышения при одном положении круга с наведением на разные высоты. Расхождения между прямым и обратным превышениями или между превышениями, определенными на разных высотах визирования, не должны быть более $0,04 S$, м, где S - длина стороны мензульного хода в сотнях метров.

Ориентирование мензулы должно производиться не менее чем по двум наиболее удаленным точкам и проверяться во время и после окончания работы на станции.

Допускается съемка отдельных точек ситуации засечками с числом направлений не менее трех. При этом крайние направления засечек должны пересекаться под углом не менее 60° .

Данные наблюдений по определению высот точек мензульных ходов и переходных точек, пикетов для определения высот урезов воды, высоты мостов, верха труб на дорогах, колодцев, устьев горных выработок, пересечений дорог должны записываться в журнале. Данные наблюдений остальных пикетов при съемке номограммными кипрегелями допускается не записывать.

На съёмочные планшеты в масштабах 1:5000 и 1:2000 должны составляться кальки высот и контуров. Взамен калек контуров и высот допускается изготовление электрографических копий полевых оригиналов. При горизонтальной съемке с составлением абриса кальки контуров не изготавливаются.

Тахеометрическая съемка применяется для съемки небольших и узких полос местности, когда использование аэрофототопографической съемки и мензуль-

ной съемки экономически нецелесообразно или технически невозможно. Тахеометрическая съемка выполняется с пунктов (точек) съемочного обоснования. Сгущение съемочного обоснования допускается выполнять тахеометрическими ходами. По окончании работы на станции следует контролировать ориентирование лимба теодолита. Отклонение от первоначального ориентирования не должно быть более $1,5'$.

На каждой станции должен составляться абрис, в котором следует показывать пикеты, ситуацию, а также структурные линии рельефа местности (тальвеги, водоразделы и др.), направления скатов.

Планы тахеометрической съемки должны приниматься в полевых условиях с оформлением актов контроля и приемки работ.

Описанные положения соответствуют технологиям и существующим нормативным требованиям для традиционных наземных способов топографических съёмок в крупных масштабах.

При производстве мензульной и тахеометрической съёмок расстояния до снимаемых точек (пикетов) измеряется нитяным дальномером по шашечным рейкам. Точность таких измерений невелика и составляет около $1:300$. При использовании номограммных тахеометров или кипрегелей точность измерений практически остаётся прежней.

Отмеченное обстоятельство приводит к ограничению полярных расстояний от прибора до пикетов. Так, при съёмке масштаба $1:500$ наибольшее расстояние до чётких контуров может составить 60 м, до нетвёрдых контуров – 80 м. По этой же причине методы мензульной и тахеометрической съёмки не могут в полной мере использоваться при внутриквартальных съёмках застроенных территорий, где возникает необходимость координирования углов сооружений и линейных обмеров зданий. По причине низкой точности высотных определений внутриквартальные съёмки высот осуществляют геометрическим нивелированием.

Таким образом, принятая дифференциация наземных способов съёмки на горизонтальную, вертикальную, мензульную и тахеометрическую обусловлена низкой точностью собственно линейных измерений при мензульной и тахеометрической съёмках. Это приводит к ограничениям при использовании того или иного способа в конкретных условиях местности.

С применением электронных тахеометров существенно повышается, во-первых, точность производства линейных измерений. Так, расстояние в 100 м легко может быть измерено электронным тахеометром с относительной погрешностью $1:100000$. Высокая точность линейных измерений снимает ограничения на дальность как при измерениях сторон сети при построении опорной сети и съёмочного обоснования, так и при производстве съёмочных работ. Далее, с использованием электронных тахеометров возникает возможность бесконтактного измерения недоступных расстояний (обмер зданий и сооружений), значительно увеличивается точность определения высот точек из тригонометрического нивелирования (практически это точность нивелирования III класса). И, наконец, при выполнении топографической съемки электронным тахеометром значительно сокращается продолжительность полевых и камеральных работ, осуществляется автоматическая регистрация и накопление результатов измерений.

Последнее обстоятельство позволяет представить результат съёмки, ситуацию и рельеф местности массивом точек с известными координатами и высотами – это так называемая цифровая модель местности (ЦММ).

Основным достоинством ЦММ является высокая точность координатных определений, которая не зависит от масштаба съёмки, а зависит только от точности производства полевых работ и вычисления координат массива точек. Разработанный на основе ЦММ топографический план местности – «электронная карта» – в любом масштабе будет иметь высокоточные координаты точек ситуации и рельефа.

Аэрофототопографическая съёмка представляет собой технологический процесс построения топографических планов и карт по аэрофотоснимкам местности. Фотосъёмка поверхности земли (рис. 5.6) может выполняться с различных летательных аппаратов (самолётов, вертолётов, дирижаблей, воздушных шаров и пр.). Всё чаще для съёмки местности применяются беспилотные летательные аппараты (БПЛА).

Фотографические снимки земной поверхности могут быть выполнены с любой высоты над землёй. Это может быть воздушная съёмка (на высотах в пределах тропосферы), съёмка с высот стратосферы и космическая съёмка. Космическая съёмка осуществляется с искусственных спутников на высотах около 200 км над поверхностью земли.

Съёмка местности выполняется специальными аэрофотоаппаратами, которые могут быть аналоговыми и цифровыми. Аналоговый аэрофотоаппарат конструктивно состоит из объектива, в фокальной плоскости которого протягивается аэрофотоплёнка. Фотоплёнка наматывается на катушку и по мере экспонирования перематывается с одной катушки на другую. Размер кадра обычно составляет 18×18 см. Современные технологии аэросъёмки построены на основе использования цифровой аэрофотоаппаратуры.



Рис. 5.6. Фотосъёмка с борта самолёта

5.8. Классические технологии аэрофотосъёмки

Классические технологии построения топографических планов и карт по результатам аэрофотосъёмки различаются по методам обработки аэроснимков и по характеру создаваемой продукции.

Различают следующие виды съёмок:

- контурная аэросъёмка;
- комбинированная съёмка;
- стереотопографическая съёмка.

Контурная съёмка представляет собой совокупность работ, по результатам которых получают контурный план (фотоплан) местности.

В процессе аэрофотосъёмки над снимаемой территорией прокладывают ряд взаимно параллельных маршрутов для полётов самолёта. Местность фотографируют через определённые промежутки времени с таким расчётом, чтобы аэрофотоснимки перекрывались между собой на заданные величины перекрытия. Фотографии проявляют и с негативов на фотобумаге получают позитивные отпечатки – аэрофотоснимки.

Полученные аэрофотоснимки не являются фотографическим планом местности вследствие искажений, вызванных влиянием рельефа местности, различием масштаба фотоснимков и другими факторами.

Для получения одномасштабного фотографического изображения местности снимки трансформируют, исправляют. Для этих целей на каждом снимке необходимо иметь опорные точки с известным плановым положением, т.е. координатами (рис. 5.7). Плановое положение опорных точек (2–4 точки на несколько аэрофотоснимков) определяют привязкой аэрофотоснимков, т.е. в поле опознают точки, изображённые на снимках, и геодезическими способами определяют координаты этих точек. Сгущение опорных точек выполняют методом фототриангуляции.

Трансформирование снимков производят на фототрансформаторах, получая горизонтальные снимки заданного масштаба. Из этих снимков монтируют фотоплан. Тем не менее, фотоснимок участка является его центральной проекцией, а план – это горизонтальная проекция местности на плоскость. Следовательно, чтобы получить план местности по результатам аэрофотосъёмки, снимки следует преобразовать, перейти от центральной проекции к горизонтальной, что осуществляется дифференциальным трансформированием. Дифференциальное трансформирование позволяет преобразовать центральную проекцию исходного снимка в ортогональную, устраняет искажения, обусловленные рельефом местности и отклонениями оси аэрофотоаппарата во время съёмки от вертикали. Смонтированный из трансформированных таким образом снимков фотоплан называется ортофотопланом.

Для раскрытия содержания изображения на фотоплане его дешифрируют, т.е. выявляют на нём топографические и сельскохозяйственные элементы местности и вычерчивают их условными знаками, получая, таким образом, план местности.

Ортофотоплан в сочетании с цифровой топографической картой повышает качество визуального восприятия топографической информации в целом, это ценно для тех, кому необходима пространственная информация по роду своей деятельности, и в то же время, если работник не является топографом (картографом), ему трудно воспринимать условные топографические знаки карт и планов. Создание новой продукции требует сочетания традиционных методов создания топографических карт с новыми, современными методами.

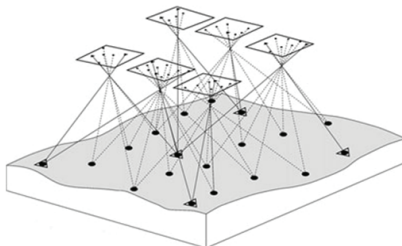


Рис. 5.7. Опорные точки на местности и на снимке

Комбинированная съёмка заключается в изготовлении фотоплана методами контурной аэросъёмки и полевой рисовки рельефа на нём при помощи мензулы и кипрегеля. При съёмке рельефа выполняют и дешифрирование, получая в результате всех работ топографическую карту (план) местности.

Стереотопографическая съёмка решает задачу создания топографической карты (плана) путём камеральной обработки пар перекрывающихся аэрофото-снимков (стереопар) дифференцированным или более точным универсальным методом.

Для создания инженерно-топографических планов в масштабах 1:10000, 1:5000, 1:2000, 1:1000 и 1:500 используют стереотопографический или комбинированный методы.

Выбор метода определяется характером ситуации (рельефа) снимаемой территории, масштабом и площадью съёмки, имеющимся фотограмметрическим оборудованием, а также технико-экономическими обоснованиями (расчётами).

С учетом указанных факторов и условий производства работ на объектах строительства допускается сочетание стереотопографического и комбинированного методов.

Аэрофототопографическая съёмка должна выполняться в соответствии с требованиями нормативного документа Роскартографии – «Инструкции по фотограмметрическим работам при создании топографических карт и планов», а также положением СП 47.13330.2012 (СП 11-104-97).

Площадь наименьших участков съёмки при инженерных изысканиях для применения аэрофототопографической съёмки надлежит принимать в соответствии с табл. 5.9.

Таблица 5.9. Площади наименьших участков съёмки

Масштаб плана	Площадь наименьшего участка аэрофотографической съёмки при изысканиях
1:5000	Одна трапеция в масштабе 1:10000
1:2000	Одна трапеция в масштабе 1:5000
1:1000 и 1:500	Не менее 1 км ²

При стереотопографическом методе масштаб аэрофотосъёмки (относительно точек местности с наименьшими высотами) в зависимости от характера местности, высоты сечения рельефа и фокусного расстояния применяемого аэрофотоаппарата не должен превышать определённых значений, приведенных в СП 11-104-97. При составлении фотопланов масштаб аэрофотосъёмки определяется в зависимости от масштаба плана, фокусного расстояния аэрофотоаппарата и типа используемых фотограмметрических приборов в соответствии с табл. 5.10.

При изготовлении ортофотопланов масштаб аэрофотосъёмки допускается меньше масштаба плана не более чем в четыре раза.

В тех случаях, когда фотограмметрические работы производятся по аэрофото-снимкам мелкого масштаба, не позволяющим выполнить дешифрирование с необходимой полнотой и подробностью, аэрофотосъёмку производят двумя аэрофотоаппаратами одновременно, получая дополнительным аэрофотоаппаратом

Таблица 5.10. Связь масштабов плана и аэрофотосъемки

Масштаб плана	Масштаб аэрофотосъемки	Фокусное расстояние аэрофотоаппарата, мм	Тип фототрансформатора
1:5000	1:20000	200, 100	SEG-V
	1:15000	350	ФТБ
	1:10000	350, 200, 100	ФТБ, ФТМ
1:2000	1:8000	500, 350, 200	SEG-V
	1:4500	500, 350, 200	ФТБ, ФТМ
1:1000	1:5000	500, 350, 200	SEG-V
	1:2400	500, 350, 200	ФТБ, ФТМ
1:500	1:3000	500, 350, 200	SEG-V
	1:1200	500, 350, 200	ФТБ, ФТМ

крупномасштабные аэрофотоснимки для целей дешифрирования. При этом масштаб фотографирования и тип аэрофотоаппарата выбираются в зависимости от назначения залетов.

Комплекс полевых работ по аэрофототопографической съемке включает в себя:

- развитие плано-высотного съемочного обоснования (плано-высотную подготовку аэрофотоснимков);
- маркировку опорных точек или опознавание четких контуров на аэрофотоснимках;
- дешифрирование контуров при стереотопографической съемке;
- съемку рельефа и дешифрирование контуров при комбинированной съемке.

При аэрофототопографической съемке в масштабе 1:5000 маркировку пунктов (точек) опорной и съемочной геодезических сетей следует производить только на участках, где недостаточно четких контуров, пригодных для опознавания.

При съемке в масштабах 1:2000, 1:1000 и 1:500 следует производить маркирование пунктов (точек) опорной и съемочной геодезических сетей, плановых и плано-высотных опорных точек, люков подземных сооружений, входных и выходных ориентиров на осях маршрутов аэрофотосъемки.

При съемке территорий с редкой одноэтажной застройкой сельского типа и большим числом контуров, пригодных для опознавания, необходимость маркирования устанавливается в результате полевого обследования участка съемки.

Маркировочные знаки должны иметь, как правило, форму креста, квадрата или круга, выкрашенного в цвет, обеспечивающий максимальный цветовой контраст знака с окружающим фоном.

Для маркировочных знаков белого и желтого цветов в виде креста длина и ширина одного луча должна быть на аэрофотоснимке не менее 0,15 мм и 0,05 мм соответственно, а диаметр круга или сторона квадрата не менее 0,1 мм.

Ширина луча маркировочного знака в виде креста темного цвета должна быть в 1,5 раза больше чем у знака белого цвета.

Оси маршрутов аэрофотосъемки маркируются знаками в виде стрелок и прямоугольников (полос) длиной 0,6 мм, шириной от 0,1 мм до 0,15 мм в масштабе аэрофотоснимка.

В качестве плановых опорных точек используются четко опознаваемые или замаркированные пункты государственной, опорной и съёмочной геодезических сетей, контурные точки на местности, местные предметы или детали различных сооружений, отчетливо изображенные на аэрофотоснимках.

Средняя погрешность опознавания плановых опорных точек на аэрофотоснимках должна быть не более 0,1 мм в масштабе составляемого плана.

Плановыми опорными точками обеспечивается каждый аэрофотосъёмочный маршрут с расположением точек, как правило, в тройном продольном перекрытии и в зонах поперечного перекрытия аэрофотоснимков смежных маршрутов.

Начало и конец маршрута аэрофотосъёмки должны быть обеспечены двумя плановыми опорными точками, одна из которых должна находиться за границей участка съёмки. Кроме того, одна опорная точка должна размещаться в середине маршрута.

Расстояния между плановыми опорными точками в направлении оси маршрута должны быть от 8 дм до 10 дм на плане.

При съёмке застроенных территорий в масштабах 1:5000 - 1:500 следует выполнять сплошную плановую привязку аэроснимков.

Если коэффициент увеличения аэрофотоснимков более четырех, плановые опорные точки размещают по возможности в углах съёмочных планшетов.

Плановые опорные точки накальваются на аэрофотоснимках, опознаются и закрепляются на местности, а определение их координат должно выполняться в соответствии с *требованиями к построению планово-высотных съёмочных сетей*.

Незамаркированные опорные точки подвергаются полному полевому контролю опознавания, выполненному вторым исполнителем на другом экземпляре аэрофотоснимка. При этом составляется сличительная ведомость. Сличение наколов должен выполнять руководитель полевого подразделения.

При сплошной высотной подготовке надлежит производить контрольное опознавание не менее 25 % всех высотных опорных точек.

Высотная подготовка аэрофотоснимков производится двумя основными способами: сплошной (полной) или разреженной подготовкой.

При сплошной высотной подготовке на каждой стереопаре определяется по пять высотных опорных точек, четыре из которых размещают в углах, а пятую – примерно в центре зоны перекрытия аэрофотоснимков.

При разреженной высотной подготовке опорные точки следует располагать попарно по обе стороны относительно оси аэрофотосъёмочного маршрута и в зоне поперечного перекрытия аэрофотоснимков смежных маршрутов.

При съёмке с высотами сечения рельефа 0,5 м и 1 м расстояние между высотными опорными точками составляет 2-2,5 км. Если высоты сечения рельефа равны 2 м и 5 м, то высотные опорные точки следует совмещать с плановыми.

В качестве высотных опорных точек используют замаркированные точки или четко опознаваемые контуры, хорошо изображенные на аэрофотоснимках.

Высотные опорные точки не допускается выбирать на крутых склонах, вблизи высоких зданий и деревьев.

В малоконтурных плоскоравнинных районах положение высотных опорных точек следует определять промерами расстояний не менее чем от трех четко

изобразившихся на аэрофотоснимке контуров местности или в створе между двумя опознанными контурными точками.

Высотные опорные точки накальваются на аэрофотоснимки, опознаются и *закрепляются временными знаками* в соответствии с требованиями к закреплению точек съемочной геодезической сети.

Опознавание высотной опорной точки на местности и отождествление ее на аэрофотоснимке не должны приводить к средней погрешности в высоте точки более $1/10$ высоты сечения рельефа.

В зависимости от характера местности и высоты сечения рельефа для определения высот опорных точек применяют следующие способы:

- при высотах сечения рельефа 0,5; 1; 2 м – техническое нивелирование;
- при съемке всхолмленных и горных районов с высотой сечения рельефа 2; 5 м – тригонометрическое нивелирование.

Высоты опорных точек следует определять в соответствии с *требованиями к определению точек высотной съемочной геодезической сети*

Полевое дешифрирование производится в следующих случаях:

- территория аэрофотосъемки мало обеспечена топографическими материалами;
- материалы аэрофотосъемки на территории устарели;
- высокая растительность закрывает объекты местности, подлежащие распознаванию на аэрофотоснимках и нанесению на планы;
- на территории съемки имеется много мелких контуров, плохо опознаваемых на аэрофотоснимках в камеральных условиях;
- необходимо определение бродов, обрывов, характеристик дорог, лесов, мостов и других объектов.

Во всех других случаях выполняется камеральное дешифрирование, дополняемое полевыми работами, заключающимися в проверке результатов камерального дешифрирования, определении необходимых технических характеристик объектов, нанесении на планы или съемке подземных и надземных сооружений, установлении собственных названий и досъемке контуров и объектов (предметов) местности, неразличимых или отсутствующих на аэрофотоснимках.

При камеральном дешифрировании следует составить кальку, на которой фиксируются:

- контуры и объекты местности, подлежащие обследованию в полевых условиях;
- характеристики отдешифрированных объектов, требующие уточнения;
- участки, для нанесения которых на планы необходимо сделать полевые измерения.

При дешифрировании застроенных территорий вычерчивание контуров высоких зданий и сооружений следует выполнять с учетом поправок за перспективное смещение фотоизображений крыш и наличие карнизов. Поправки учитываются в том случае, если их величина превышает 0,2 мм в масштабе плана; они определяются из соответствующих измерений в полевых условиях, а также непосредственно по перспективному фотоизображению объекта или его тени.

При оконтуривании построек на фотопланах необходимо учитывать разномасштабность изображений крыш и коколя здания.

Результаты дешифрирования должны контролироваться и приниматься непосредственно в полевых условиях. В процессе контроля проверяются полнота и правильность дешифрирования и нанесения на инженерно-топографические планы контуров и объектов местности.

При комбинированном методе съемки территории производится определение высот точек местности, отображение рельефа горизонталями и условными знаками, дешифрирование контуров и съемка не изобразившихся на аэрофотоснимках объектов.

Полевая съемка рельефа выполняется методом мензальной съемки или с использованием электронного тахеометра.

В качестве съемочных точек разрешается использовать контурные точки, четко опознанные на фотоплане (графическом плане) и на местности, или точки, плановое положение которых определено промерами (не менее трех расстояний) или обратными засечками (не менее четырех направлений) от близлежащих опознанных контурных точек.

На незастроенных бесконтурных территориях для определения положения точек в плане разрешается прокладывать между опознанными контурными точками фотоплана (графического плана) мензальные ходы.

Высоты съемочных точек определяются техническим или тригонометрическим нивелированием или мензальными ходами, проложенными между точками, высотного съемочного обоснования.

При комбинированной съемке должны соблюдаться требования по выполнению мензальной съемки.

При выполнении работ по съемке рельефа на каждый планшет в масштабах 1:5000 - 1:2000 составляется калька высот.

По завершении съемки выполняется сводка планов по сторонам рамок, к которым примыкают составленные в этом же году или ранее планы того же или более крупного масштаба. При этом максимальные расхождения контуров в плане не должны превышать 1 мм для основных контуров (дороги, здания, сооружения) и 1,5 мм для прочих контуров. Расхождения по высоте должны быть не больше удвоенных допустимых средних погрешностей съемки рельефа относительно ближайших точек съемочного геодезического обоснования.

Фотограмметрическое сгущение съемочного обоснования выполняется двумя методами фототриангуляции: аналоговой на универсальных стереофотограмметрических приборах и аналитической с применением стереокомпараторов и ПЭВМ.

При небольшом объеме работ применяется сочетание аналоговой и аналитической фототриангуляции.

При фотограмметрическом сгущении на каждой стереопаре следует определять не менее шести стандартно расположенных точек. В качестве определяемых точек используют контурные, хорошо опознаваемые на аэрофотоснимках точки.

При значительном расчленении рельефа местности аэрофотоснимки следует трансформировать по зонам. Число зон при изготовлении фотоплана с одного аэрофотоснимка не должно быть более пяти.

Величины высот зон трансформирования для аэрофотоснимков определяются при условии, что смещения изображений точек земной поверхности за рельеф на краю зоны не должны превышать 0,3 мм на участках с капитальной застройкой и 0,5 мм в других районах.

■ 5.9. Новые аэротехнологии создания топографических планов и карт

В настоящее время при создании и обновлении топографических планов и карт широко используются достижения современной цифровой фотограмметрии и аэрофототопографии, развитие которых в значительной степени определяется прогрессом вычислительной техники, совершенствованием геодезического оборудования и соответствующего программного обеспечения.

Современные цифровые технологии, спутниковые навигационные системы и системы дистанционного сбора топографо-геодезических данных позволяют более полно и достоверно отображать картографическую информацию, совершенствуя способы ее представления и организацию доступа к ней. Современные цифровые фотограмметрические станции (ЦФС) позволяют, используя методы цифровой фотограмметрии, создавать цифровые ортофотопланы с наполнением векторными данными в виде пользовательских карт и привязкой к внешним базам данных, а современные высокоэффективные, автоматизированные аэрофотограмметрические технологии – замещать методы традиционной аэрофототопографии.

Наряду с полевыми работами (измерениями) широкое применение находят дистанционные методы зондирования земли. Аэрофотосъемка может быть черно-белой, цветной, спектрально-анализирующей и тепловизионной; возможна и космическая съемка земной поверхности в различных зонах спектра.

Применение дистанционных методов зондирования позволяет оперативно охватывать большие районы земной поверхности (в том числе и труднодоступные) и получать необходимую информацию обо всех объектах, а также при наличии современных аппаратно-программных комплексов проводить высокоточные измерения по этим материалам.

Классический подход к аэрофототопографии как к науке, описанный нами ранее, за последние десятилетия претерпел существенные изменения.

1. Аэрофотосъемка, как и ранее, выполняется с борта любого летательного аппарата, но аэрофотосъемочная камера – это цифровая камера с высоким разрешением объектива (около 100 и более линий на миллиметр).

2. Съемка осуществляется с гиростабилизирующей платформы, корректирующей углы тангажа, крена и сноса самолета во время выполнения аэрофотосъемки.

3. Настоящим технологическим прорывом является использование системы спутниковой навигации *GPS*/ГЛОНАСС для определения пространственных координат точек фотографирования аэрофотоснимков.

4. Активно применяются интегральные навигационные комплексы типа *INS*, с достаточной точностью определяющие значения шести параметров внешнего ориентирования каждого аэрофотоснимка (линейные и угловые). Наличие *GPS/INS* - данных позволяет упростить и ускорить создание фототриангуляционной сети. Появилась возможность выполнять одновременно аэрофотографическую и лазерно-локационную съемки.

Цифровая аэрофотосъемка выполняется современными топографическими аэрофотосъемочными системами, обладающими высокой производительностью, геометрической точностью, пространственным разрешением и фотометрическим качеством изображения. Материалы аэрофотосъемки, получаемые с помощью полноформатных цифровых аэрофотокамер, представляют собой набор цветных и мультиспектральных снимков в четырех спектральных зонах (красной, зеленой, синей, ближней инфракрасной). Снимки спектральных каналов могут использоваться для создания спектральных снимков (снимков в условных цветах, в которых присутствует ближний инфракрасный канал и два выбранных канала видимой зоны спектра), которые обладают высокими дешифровочными свойствами.

Преимущества цифровой аэрофотосъемки в сравнении с аналоговой фотосъемкой таковы:

- отсутствие процессов фотохимической обработки и необходимости в фотолаборатории;
- отсутствие процесса сканирования аэрофотоснимков;
- отсутствие деформации фотоматериала и связанных с ней геометрических искажений аэрофотоснимков;
- более высокое фотометрическое качество: проработка деталей в глубоких тенях;
- отсутствие необходимости внутреннего ориентирования снимков по координатным меткам при фотограмметрической обработке;
- отсутствие следов механических повреждений и пыли на изображении.

Прямое геопозиционирование осуществляется навигационным комплексом, который обеспечивает координатами точки фотографирования.

Положение и ориентация системы координат аэрофотосъемочного комплекса в геодезической (или географической) системе координат определяются благодаря присутствию на борту летательного средства в его составе навигационного комплекса, который обеспечивает непрерывное определение трех пространственных координат положения сканерного блока X , Y , Z и трех углов его ориентации ω , φ , κ .

Такой набор шести параметров пространственного положения и угловой ориентации в фотограмметрии называется элементами внешнего ориентирования. Принцип работы бортового навигационного комплекса основан на взаимодействии приемника спутниковой системы *GPS* и инерциальной системы.

Таким образом, работа навигационного комплекса, обеспечивающего каждое первичное измерение полным набором элементов внешнего ориентирования, строится на взаимодействии в реальном времени *GPS* /ГЛОНАСС приемника и инерциальной системы *INS*. Развитие и совершенствование таких систем в

последнее десятилетие происходит очень бурно, и следует признать это направление в высшей степени инновационным и с теоретической, и с технологической точек зрения. Такие системы применяются и с аэрофотоаппаратами с телевизионными и тепловизионными сканерами, и с радиолокационными системами.

Прямое геопозиционирование позволяет для большинства масштабов топографических планов отказаться от наземных геодезических работ, которые в традиционной аэрофототопографии называются плано-высотной привязкой опознаков. Для правильной интерпретации и обеспечения координатами данных съемки нет необходимости выделять на местности опознавательные знаки и определять их координаты. Понятно, что это обстоятельство значительно упрощает задачу, особенно в удаленных и труднодоступных районах, таких как пустыни, тайга, тундра, лесотундра и др.

Геодезическая поддержка цифровой аэрофотосъемки осуществляется сетью наземных базовых (референтных) *GPS* станций, которые располагаются равномерно в районе проведения аэросъемочных работ. Каждая базовая станция обслуживает территорию в окружности с радиусом 30–50 км и центром в точке стояния данной станции. Роль базовых станций абсолютно традиционна для всех наземных и воздушных методов дифференциальных *GPS* съемок. Базовые станции устанавливаются не непосредственно на территории объекта съемки, а в любом удобном месте.

С учетом изложенного выше, геодезическое обеспечение цифровой аэрофотосъемки сводится к следующим задачам:

- выбору мест установки базовых *GPS* станций с учетом топологии объекта съемки;
- обеспечению всех базовых станций пространственными геодезическими координатами в выбранной системе координат.

Производительность цифровой аэрофотосъемки чрезвычайно высока. На практике достигнута производительность съемки в 500–600 км за один аэросъемочный день для линейных объектов и в 500–1000 кв. км для площадных объектов. Приведенные цифры требуют корректной интерпретации, так как производительность, кроме всего прочего, зависит от заданных условий съемки, таких, как масштаб съемки, ширина полосы захвата и др. Тем не менее, как было отмечено выше, в случае цифровой аэрофотосъемки практически эквивалентными оказываются производительность как собственно аэросъемочных работ, так и базовых процедур наземной обработки.

В настоящее время используются несколько методов создания цифровой основы для построения топографических планов и карт:

- По исходным картографическим материалам – сканируются ДПХ (диапозитивы постоянного хранения, с которых на картографических фабриках изготавливают печатные формы) с разрешением порядка 800 *dpi* (произносится как *du-nu-ai* – сокращение для английского *dots per inch*, количество точек на дюйм), и далее по растровым изображениям создается цифровая карта. Эта технология хороша тем, что можно векторизовать более половины содержания карты в автоматическом режиме т.к. ДПХ – это расчлененные по содержанию карты (рельеф, гидрография, заливки леса и

гидрографии, контур) и совмещенные. Технология приемлема для средних масштабов (1:10 000 - 1:1 000 000).

- По материалам наземных съемок: тахеометрическая съемка, иногда даже мензульная. Это, как правило, небольшие участки съемок. Иногда бывает целесообразно выполнить съемку небольшого закрытого участка местности полевым способом, и тогда на сканере, позволяющем сканировать картографические материалы на жесткой основе, сканировать материалы наземной съемки, привязывать и векторизировать растры.
- Одним из главных методов создания топографической карты или плана, в том числе и цифровой топографической карты, является стереотопографический метод. Карта создается с нуля, равно как и её актуализация (обновление), что означает минимум полевых работ, максимум работ камеральных, что удешевляет и сокращает цикл создания топографической карты.

Для создания цифровых топографических карт используют *цифровые фотограмметрические комплексы*, такие, как «PHOTOMOD» и «ЦФС» созданные российскими разработчиками, позволяющие выполнять комплекс фотограмметрических работ (в том числе и создание ортофотопланов) непосредственно на компьютере при помощи стереочков или стереонасадки.

Процесс создания топографической основы стереотопографическим методом можно коротко представить следующим образом:

- Полевые работы по плано-высотной подготовке аэрофотосъемки. Маркировка опознаков перед выполнением аэрофотосъемки (если это необходимо). Если же местность предстоящих работ изобилует множеством контуров и эти контуры можно определить на аэрофотоснимках с точностью 0,1 мм в масштабе создаваемой карты, то плано-высотную привязку можно выполнять по материалам уже выполненной аэрофотосъемки.
- Аэрофотосъемка с определением координат центров фотографирования и элементов внешнего ориентирования.
- Сканирование аэрофотоснимков (для аналоговых снимков) с параметрами, удовлетворяющими по точности топографическую основу.
- Непосредственно создание основы цифровой топографической карты стереотопографическим методом на фотограмметрических станциях.
- Конвертация цифровой основы в программный продукт заказчика и доведения цифровой топографической карты до требований государственных и отраслевых нормативно-технических документов.
- Обязательной составной частью технологии создания топографических планов стереотопографическим способом является *дешифрирование* фотографического изображения, заключающееся в распознавании объектов местности на снимке, установлении их характеристик. Дешифрирование бывает полевым и камеральным.

Обычный цифровой топографический аэросъемочный комплекс выполнен по модульной схеме и включает в себя:

- малогабаритный комплекс цифровой съёмки (МКЦС-2), рис. 5.8;
- систему дальнометрирования (ДЛ-2), рис. 5.9;

- систему спутниковой навигации, рис. 5.10.

Все модули функционируют под управлением современного программного обеспечения. Основа комплекса – вычислитель, функционально обеспечивающий происхождение и регистрацию значимых событий (например, моменты срабатывания затвора МКЦС-2 и ДЛ-2, время информационного сообщения ГЛОНАС, *GPS* и т.д.) в единой временной шкале.

В ходе наземной обработки выполняются следующие виды работ:

- количественная оценка фактически полученных значений межкадрового и межмаршрутного перекрытий;
- фильтрация пространственно-временных меток съёмки, данных ГНСС, высотомера;
- обработка навигационных данных в режимах относительной или дифференциальной навигации;
- определение положения точек планово-высотного обеспечения (ПВО) аэросъёмки, формирование альбома абрисов точек ПВО для выполнения полевых работ;
- устранение погрешностей построения изображения (учёт дисторсии, выравнивание контраста); формирование блоков данных;
- формирование предварительной аннотации для программного продукта «Архив заказчика» и передача его совместно с материалами аэросъёмки заказчику.

Постобработка данных аэросъёмки включает в себя:

- построение мозаики («накидного» монтажа) изображений; формирование «лёгкой» стереомодели оперативного дешифрирования состояния местности;
- поблочное построение свободной фотограмметрической модели на основе решения нелинеаризованных уравнений стереофотограмметрии;



Рис. 5.8. Малогабаритный комплекс цифровой съёмки (МКЦС-2)



Рис. 5.9. Система дальнометрирования (ДЛ-2);



Рис. 5.10. Система спутниковой навигации

- геокодирование данных;
- покадровое определение значений элементов внешнего ориентирования;
- построение цифровой модели рельефа;
- построение ортофотопланов местности;
- создание и наполнение векторных слоев;

Цифровая аэрофотосъемка эффективно применяется для решения следующих задач:

- создания и обновления топографических и специальных планов и карт;
- создания картографической основы кадастра объектов недвижимости;
- экологии и природопользования (сельского и лесного хозяйства);
- мониторинга различного типа объектов;
- создания 3D моделей объектов и местности;
- реагирования на чрезвычайные ситуации;
- создания визуальных информационных систем.

Большое распространение в последнее время получили технологии создания топографических планов и карт с использованием беспилотных летательных аппаратов (БПЛА). В качестве примера вкратце приведём суть такой технологии, подробно описанной в журнале «Геопрофи», № 5, 2013 в статье «Создание топографических карт и планов в ГИС «Карта 2011» на основе данных БПЛА». Автор статьи В.В. Панцаков.

Технология создания топографических карт масштаба 1:10000 и планов масштаба 1:500 – 1:2000 реализуется с помощью аэрокомплекса «ГЕОСКАН» (Санкт-Петербург) и эффективна на небольших территориях площадью до 30 км².

На рис. 5.11 представлен один из возможных БПЛА, на борту которого устанавливается цифровой фотоаппарат с широкоугольным объективом и разрешением 24 Мпикселя. Фотоаппарат дает возможность получать снимки с высоты 150–200 м с разрешением на местности 4–5 см в одном пикселе. Это позволяет использовать их для создания ортофотопланов масштаба 1:500 и мельче. С высоты 150 м на одиночном снимке отображается участок местности размером около 90х90 м.

Перед началом аэросъемки проводятся полевые топографо-геодезические работы для выбора на местности точек плано-высотной подготовки (ПВП), определяются их координаты и высоты.

В качестве таких точек принимались объекты местности, имеющие четко выраженные контуры и небольшую высоту относительно поверхности земли (углы бетонных плит, люки колодцев и др.). При такой технологии работ точки ПВП должны располагаться по регулярной сетке со стороной около 500х500 м. Если на местности не удавалось выбрать четкий и однозначно дешифрируемый на снимке контур, то



Рис. 5.11. Беспилотный летательный аппарат

в качестве точек ПВП использовались одноразовые пластиковые или бумажные тарелки белого цвета размером 18 см и более. Применение одноразовых тарелок в качестве точек ПВП наиболее целесообразно, так как не требует составления абриса и описания. Такие точки хорошо дешифрируются на цифровом снимке и имеют размер 4–5 пикселей. В ряде случаев для обозначения точки ПВП можно выложить крест из бревен толщиной около 10 см (рис. 5.12).

Недостатком данной технологии является необходимость закрепления точек ПВП и определения их координат и высот до начала аэросъемки, что увеличивает срок выполнения всех работ.

На борту БПЛА имеется навигационный приемник *GPS*, который во время аэросъемки фиксирует координаты центра каждого снимка в системе *WGS-84*. Для автоматической обработки результатов аэросъемки файлы с цифровыми снимками и результатами привязки их центров загрузились в программный комплекс *PhotoScan*.

Следующий шаг обработки включал преобразование координат проекта из *WGS-84* в систему координат и высот объекта. Для этих целей вводились данные высот и координат точек ПВП, и проводилась идентификация каждой точки на цифровых снимках. После этого в автоматическом режиме выполнялась фотограмметрическая обработка, и создавалась трехмерная цифровая модель территории, которая включала в себя цифровой ортофотоплан (в формате *Geotiff*), цифровую модель рельефа (в виде регулярной матрицы высот) и другие данные. Для создания и оформления цифрового топографического плана после оценки всех имеющихся в настоящее время ГИС приложений, была выбрана ГИС «Карта 2011» (КБ «Панорама»), которая обладает наибольшей функциональностью и инструментарием для создания цифровых планов в соответствии с действующими в РФ требованиями.

На первом этапе создания топографического плана в ГИС «Карта 2011» были подгружены данные, полученные программным комплексом *PhotoScan*: цифровой ортофотоплан в формате *Geotiff* и текстовый файл трехмерной модели местности (как «облако точек») на территорию 30 км², который содержал 320 000 точек с шагом сетки 10x10 м. После обработки этих данных была получена матрица качества, которая использовалась как матрица рельефа. Дальнейшая работа заключалась в оцифровке площадных, линейных и точечных объектов по ортоизображению. Горизонтالي строились в автоматическом режиме средствами ГИС «Карта 2011» по данным матрицы рельефа. Составленный цифровой топографический план масштаба 1:2000 по данным аэросъемки с помощью БПЛА *Geoscan* приведен на рис. 5.13.

Следует отметить, что наибольшая эффективность применения данной технологии достигается на объектах



Рис. 5.12. Точка ПВП (опознак) на местности



Рис. 5.13. Топографический план масштаба 1:2000

и территориях, где отсутствует растительность. Например, это могут быть карьеры и отвалы горных предприятий, пахотные земли в период отсутствия растительности, степные и пустынные районы. В таких районах можно получить наиболее точную трехмерную модель рельефа. Применение БПЛА на небольших по площади территориях позволяет оперативно и с меньшими затратами решать разнообразные задачи по сравнению с аэрофотосъемкой с пилотируемых летательных аппаратов. Среди этих задач можно выделить следующие: обеспечение ортофотопланами, цифровыми картами и планами маркшейдерских служб горных предприятий нефтегазового комплекса; выполнение кадастровых работ; выбор проектных решений при проектировании и реконструкции; мониторинг объектов различного назначения при строительстве и эксплуатации и многое другое.

5.10. Геодезическое обеспечение аэрофотосъёмочных работ

Для трансформирования аэрофотоснимка, а также для рисовки рельефа в пределах рабочей площади снимка необходимо иметь точки с известными геодезическими координатами и высотами. Любая контурная точка, опознанная на аэрофотоснимке и на местности, координаты которой определены геодезическими методами, называется *опорной точкой* или *плановым опознаком*. Если определены высоты этих точек, то это *высотные опознаки*.

Часто плановые и высотные опознаки совмещают. Располагают опознаки примерно по углам аэроснимка. Полевые работы по определению координат и высот опознаков называют *полевой привязкой аэроснимков* или *планово-высотной подготовкой аэрофотоснимков*. В полевых условиях производится так называемая *разряженная привязка аэрофотоснимков*. Иначе говоря, из общего необходимого их количества в поле определяют координаты лишь нескольких опознаков на один маршрут (3-4 точки). Остальные точки для каждого снимка получают в камеральных условиях методами графической фототриангуляции и построением сетей на приборах универсального типа.

При отсутствии на местности сколь-либо примечательных контурных точек, их следует создать искусственным путём, построить в виде некоторых геометрических фигур (круг, треугольник, крест и т.п.), чётко различимых на снимках. Такие знаки называются *маркировочными*. Их геометрический размер определяется масштабом аэрофотосъёмки, а плотность – технологией стереотопографической съёмки. Располагают опознаки вдоль маршрутов аэросъёмки в местах поперечного перекрытия аэроснимков на расстоянии 80–100 см на смонтированных снимках.

Входящие в технологический процесс стереотопографической съёмки работы условно можно разделить на аэрофотосъёмочные, фотограмметрические и геодезические. Аэрофотосъёмочные и фотограмметрические части работ рассматриваются в соответствующих курсах. В курсе прикладной геодезии рассматривается полевая геодезическая часть, а именно комплекс работ по геодезическому обеспечению аэрофотосъёмки – плано-высотная подготовка аэрофотоснимков.

Методы и технологии плано-высотной подготовки аэрофотоснимков находятся в прямой зависимости от применяемой технологии стереотопографической съёмки и от масштаба создаваемого топографического плана.

Так, при создании топографических карт среднего масштаба плано-высотная подготовка аэрофотоснимков в традиционном её понимании может и не производиться. Наличие спутниковой приёмной аппаратуры на борту аэросъёмочного комплекса позволяет для большинства масштабов топографических планов отказаться от наземных геодезических работ, которые в традиционной аэрофото-топографии называются плано-высотной привязкой опознаков. Для правильной интерпретации и обеспечения координатами данных съёмки, производимой методами прямого геопозиционирования, сегодня нет необходимости выделять на местности опознавательные знаки и определять их координаты. Понятно, что это обстоятельство значительно упрощает задачу топосъёмки, особенно в удаленных и труднодоступных районах, таких как пустыни, тайга, тундра, лесотундра и др.

Геодезическая поддержка цифровой аэрофотосъёмки осуществляется сетью наземных базовых (референтных) *GPS* станций, которые располагаются равномерно в районе проведения аэросъёмочных работ. Каждая базовая станция обслуживает территорию в окружности с радиусом 30–50 км и центром в точке стояния данной станции. Роль базовых станций абсолютно традиционна для всех наземных и воздушных методов дифференциальных *GPS* определений. Базовые станции устанавливаются не непосредственно на территории объекта съёмки, а в любом удобном месте.

С учетом изложенного выше, геодезическое обеспечение цифровой аэрофотосъёмки с прямым геопозиционированием при построении топографических карт средних масштабов ($1:10000 \div 1:1000000$) сводится к решению следующих задач:

- выбору мест установки базовых *GPS* станций с учетом топологии объекта съёмки;
- обеспечению всех базовых станций пространственными геодезическими координатами в выбранной системе координат.

Способы реализации перечисленных задач нами рассмотрены ранее в разделе, посвященном построению опорных сетей спутниковыми методами.

И тем не менее, при создании планов крупных масштабов ($1:500 \div 1:5000$) даже при реализации цифровой аэрофотосъёмки и прямым геопозиционированием необходимость полевой привязки аэрофотоснимков остаётся актуальной, и это задача геодезии с её традиционными и современными методами и приборами измерений. Необходимость полевой привязки опознаков обусловлена, с одной стороны, высокими требованиями к точности плано-высотного положения

опорных точек (опознаков) и, с другой стороны, необходимостью контроля работы инерциальной навигационной системы геопозиционирования.

Точность определения координат опознаков диктуется требованиями к точности построения съёмочных сетей и определяется средней квадратической погрешностью положения пункта съёмочной сети относительно пунктов опорной сети, таблица 5.11 (СП 47.13330.2012).

Таблица 5.11. СКП определения координат опознаков

Масштаб плана	СКП определения координат пунктов, м	
	Открытые районы	Закрытые районы
1:5000	0,50	0,75
1:2000	0,25	0,35
1:1000	0,10	0,15
1:500	0,08	0,10

Предельные погрешности не должны превышать удвоенных значений СКП, приведённых в таблице 5.11.

Средняя квадратическая погрешность высоты съёмочного обоснования не должна превышать 0,05 м, а предельная – 0,2 высоты сечения рельефа.

Рассмотрим конкретную задачу геодезического обеспечения аэрофотосъёмки для построения плана масштаба 1:500. Съёмка выполняется с борта БПЛА с высоты 150 м. Размер кадра на местности составляет 90x90 м. Опознаки на местности должны быть расположены в виде сетки квадратов со стороной около 500 м. Пусть площадь съёмки составляет 5x10 км или 50 км². Тогда работы по построению сети опознаков на местности схематично можно представить следующим образом:

- построение на местности плано-высотной опорной сети;
- построение съёмочных сетей.

Естественно, перечисленные работы могут быть полностью выполнены спутниковыми определениями, если позволяет ситуация на местности. Но можно также часть работ выполнить спутниковыми технологиями (опорные сети), а часть (построение съёмочных сетей) – традиционными геодезическими построениями, например, полигонометрией.

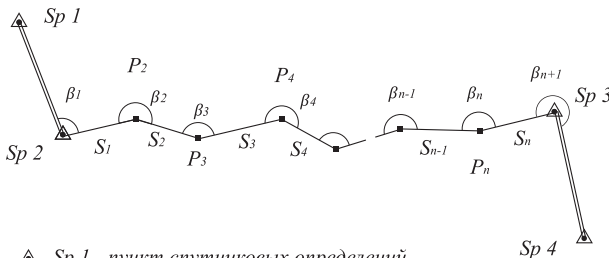


Рис. 5.14.
Схема координирования опознаков

▲ Sp 1 - пункт спутниковых определений

- P3 - пункт полигонометрии

Рассмотрим второй вариант построения съёмочной сети посредством полигонометрических ходов вдоль маршрутов с общей длиной каждого хода $L = 10$ км и длиной отдельной стороны около 500 м. Опирается ход должен на пункты спутниковых определений, рис. 5.14. Количество сторон в отдельном ходе n составит 20. Поскольку СП 47 рекомендует строить полигонометрию 4 класса и 1 разряда и только в исключительных случаях полигонометрию 2 разряда, выполним расчёты точности сети для технических характеристик полигонометрии 1 разряда.

Оценку выполним по формуле (4.1), для чего перепишем её в несколько ином виде:

$$M^2 = m_s^2 \cdot n + \frac{m_p^2}{\rho^2} L^2 \frac{n+3}{12} . \quad (5.14)$$

При выполнении измерений электронными тахеометрами, погрешности измерения длин сторон полигонометрического хода можно принять равными 5 мм для расстояний 500 м, естественно, при тщательном выполнении измерений и грамотном учёте влияния метеофакторов. Предельная погрешность измерения расстояний при этом составит 10 мм. Погрешность угловых измерений для построений 1 разряда составляет 5".

Учитывая, что ходы вдоль аэросъёмочных маршрутов близки к строго вытянутым, первое слагаемое формулы (5.14) можно представить в качестве продольной невязки полигонометрического хода (продольный сдвиг конечной точки хода t), второе слагаемое – в качестве поперечной невязки (поперечный сдвиг конечной точки хода u). Сказанное запишем так:

$$t^2 = m_s^2 n; \quad u^2 = \frac{m_p^2}{\rho^2} L^2 \frac{n+3}{12} . \quad (5.15)$$

Подставив вышеобозначенные числовые значения, получим $t = 22$ мм; $u = 345$ мм. Совместное влияние ошибок угловых и линейных измерений составит 346 мм. Поскольку слабым местом полигонометрического хода, опирающегося на известные пункты, является его середина, то СКП слабой точки составит около 173 мм или 0,17 м. Заметим, что предельная СКП координат пунктов такой сети относительно пунктов опорной сети должна быть не более 0,20 м (0,16 м) смотри таблицу 5.11.

Реализуя описанную схему координирования опознаков, естественным будет одновременное определение высот вершин полигонометрического хода из тригонометрического нивелирования. Для этого достаточно будет измерить углы наклона (или зенитные расстояния) каждой стороны хода, высоту прибора и высоту отражателя над знаками полигонометрии.

В разделе 2 нами приведена формула (2.32) одностороннего тригонометрического нивелирования, которую с учётом (2.36) для превышения точки B над точкой A можно записать несколько иначе:

$$h_{AB} = S_{AB} \sin v_{AB} + (i_A - V_B) + \frac{S_{AB}^2}{2R} (1 - k_A) . \quad (5.16)$$

Здесь S_{AB} – длина линии AB , измеренная электронным тахеометром; v_{AB} – угол наклона этой линии к горизонту; i_A – высота прибора над репером в точке A ; V_B –

высота отражателя на точке B ; R – средний радиус Земли; k_A – коэффициент земной рефракции для точки A . Последнее слагаемое формулы (5.16) учитывает не только влияние искривления луча из-за рефракции, но также влияние кривизны Земли на результаты нивелирования, это член $\frac{S_{AB}^2}{2R}$.

Выполним приближённую оценку точности тригонометрического нивелирования. Отметим, что высоту тахеометра i_A и высоту отражателя V_B можно измерить достаточно точно, чтобы эти члены исключить из анализа, поэтому формулу (5.16) запишем так:

$$h_{AB} = S_{AB} \sin \nu_{AB} + \frac{S_{AB}^2}{2R} (1 - k_A). \quad (5.17)$$

Освободившись от индексов, выполнив дифференцирование и перейдя к средним квадратическим погрешностям, получим

$$m_h^2 = m_s^2 \sin^2 \nu + S^2 \cos^2 \nu \frac{m_\nu^2}{\rho^2} + \frac{S^4}{4R^2} \cdot m_k^2 + (1 + k^2) \frac{S^2}{R^2} m_s^2. \quad (5.18)$$

Рассматривая формулу (5.18), легко видеть, что 1) погрешности измерений длин сторон слабо влияют на результаты нивелирования; 2) влияние ошибок измерения углов наклона прямо пропорционально длинам сторон и 3) влияние ошибок коэффициента рефракции также пропорционально длинам сторон. Рассчитаем по формуле (5.18) погрешность тригонометрического нивелирования стороны в 500 и 1000 м. Для этого погрешность измерения расстояния будем вычислять по формуле $m_s = 2 \text{ мм} + 2 \cdot 10^{-6} \cdot S$. Угол наклона линии к горизонту примем равным 30° , а погрешность измерения угла установим равной $4''$, что недалеко от истины. Погрешность определения коэффициента рефракции примем равной 0,05 единиц.

Для расстояния в 500 м получим $m_h = 9,0$ мм. При этом два последних члена формулы (5.18) никак не влияют на результат вычислений.

Для расстояния в 1000 м получим $m_h = 17,5$ мм. Как видно, тригонометрическое нивелирование для принятых расстояний удовлетворяет требованиям СП 47 и не выходит за рамки 0,05 м.

Таким образом, предложенная схема построения съёмочной сети (координирования опознаков или маркированных точек, рис. 5.14) вполне отвечает поставленным задачам, но является ли она оптимальной?

Вопросы оптимизации схем построения съёмочных сетей весьма актуальны, поскольку непосредственно затрагивают материальную сторону изготовления конечной продукции. Даже с учётом разряженного координирования ограниченного количества плановых опознаков на рассматриваемом участке местности необходимо будет построить 5–8 полигонометрических ходов 1 разряда, привязав их к такому же количеству спутниковых пунктов. Не следует забывать и о затратах на высотные определения.

Рассмотрим возможность координирования с пунктов одиночного полигонометрического хода, идущего вдоль некоторого маршрута, ряда маркировочных точек (или опознаков), расположенных на смежных параллельных маршрутах.

Схема, отображающая описываемую ситуацию, приведена на рис. 5.15.

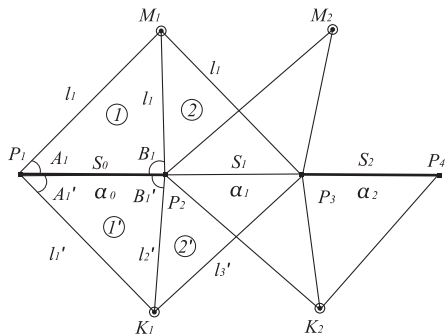
На рисунке 5.15: P_1, P_2 – пункты полигонометрии или ходовая линия; точки M_1, M_2 и т.д. или K_1, K_2 и т.д. – опознаки или маркированные точки. Опознанные на местности и отображённые на снимках точки, опознаки могут быть доступны для установки на них визирных целей с отражателями (пересечение троп, углы бордюрных камней, люки и т.п.), но могут быть и недоступны (дымовые трубы, объекты за оградями и пр.). В случае, если точка доступна и на ней установлен отражатель, то её координирование осуществляется полярной засечкой, измерением горизонтального угла A_1, B_1 и других и полярного расстояния l_1, l_2 и т.д.

В случае, если точка недоступна для установки на ней отражателя, то её положение (координаты) определяют из решения боковых засечек (засечек А.И. Дурнева). Для этого измеряют горизонтальные углы A_1, B_1 (A'_1, B'_1) на предмет и, опираясь на известную сторону полигонометрии и её дирекционный угол (S_0, α_0), решают треугольники и находят недостающие элементы (l_1, l_2):

$$l_1 = S_0 \frac{\sin B_1}{\sin(A_1 + B_1)}; \quad l_2 = S_0 \frac{\sin A_1}{\sin(A_1 + B_1)}. \quad (5.19)$$

Далее вычисляют координаты боковых точек с контролем. Координаты точки M_1 могут быть найдены дважды из решения треугольника 1 и дважды из треугольника 2.

Координаты боковых точек могут быть найдены также из обратной засечки. Для этого электронный тахеометр устанавливают на определяемые точки, на известные пункты устанавливают штативы с отражателями. Прибор приводят в рабочее положение и входят в режим обратной засечки. Вводят координаты пунктов полигонометрии и, наводясь на них, выполняют измерения. Вычисляют координаты точки стояния.



○ M_2, K_2 - маркированные точки

■ P_4 - пункт полигонометрии

Рис. 5.15. Схема координирования опознаков боковыми засечками

5.11. Топографическая съёмка на основе лазерного сканирования

Описанные нами технологии, конечно же, представлены поверхностно и призваны ознакомить читателя в общих чертах с существующей техникой и методами создания топографических планов и карт. Для более глубокого изучения приведенных технологий следует обратиться к источникам, освещающим суть и содержание соответствующих дисциплин.

В настоящем разделе нами будет рассмотрен способ топографической съёмки на основе лазерной локации и более конкретно – на основе наземного лазерного сканирования. Термин «топографическая съёмка» означает некий комплекс измерений, в результате которого получают изображение участка земной поверхности в графическом или цифровом виде. Лазерная локация на физическом уровне означает использование полупроводниковых лазеров в качестве источника зондирующего излучения.

Различают воздушную лазерную локацию земной поверхности, когда измерительная аппаратура установлена на летательных средствах, и наземное лазерное сканирование, когда аппаратура установлена на земной поверхности на штативе.

Воздушные лазерные локаторы иногда называют авиационными лидарами. Эта технология вбирает в себя ряд инновационных решений и, в принципе, является дальнейшим развитием классического стереотопографического метода. Использование метода лазерной локации, совмещенного с цифровой аэрофотосъёмкой, спутниковой навигацией и геопозиционированием, позволяет говорить о появлении принципиально нового лазерно-локационного метода съёмки. См. три Медведев Е.М., Данилин И.М., Мельников С.Р. «ЛАЗЕРНАЯ ЛОКАЦИЯ ЗЕМЛИ И ЛЕСА», Москва-Красноярск, 2007.

Наземные лазерные сканеры посредством высокоскоростного сканирования переносят совокупность характеристик реальной поверхности в цифровой вид и представляют результат в пространственной системе координат. *Лазерные сканеры – лазерные 3D сканеры – лазерные сканирующие системы – наземные лазерные сканеры* – это одно и то же, и это совершенно новое геодезическое оборудование.

Если рассмотреть техническую сторону лазерных сканеров, можно сказать, что лазерный сканер – это прибор, оснащенный высокоскоростным безотражательным лазерным дальномером и системой изменения направления луча лазера – специальным поворотным зеркалом. Задав область сканирования – сектор поворота зеркала, в котором будет со скоростью до 50 000 точек в секунду распространяться лазерный луч дальномера, можно получить сплошную съёмку интересующего объекта. Причем плотность точек лазерного сканирования может быть от 0,25 мм до 1 м и более. В результате получается массив точек, каждая из которых имеет 3 пространственные координаты X , Y , Z и информацию о псевдоцвете.

Лазерный сканер может выполнять съёмку объектов, находящихся в любом месте сферы – полном круге по горизонтали (360°) и 270° по вертикали. Такое широкое поле зрения лазерного 3D сканера позволяет минимизировать количество станций сканирования.

Точность безотражательного дальномера наземного лазерного сканера в среднем 4 мм. При этом точность положения каждой измеренной точки по трем осям (X , Y , Z) – не ниже 6 мм при расстоянии до объекта 50 метров и менее.

В последнее время технология наземного лазерного сканирования все шире используется для решения задач инженерной геодезии в различных областях строительства и промышленности. Растущая популярность лазерного сканирования обусловлена целым рядом преимуществ, которые дает новая технология по сравнению с другими методами измерений. Среди преимуществ следует выделить главные: повышение скорости работ и уменьшение трудозатрат. Появ-

ление новых более производительных моделей сканеров, совершенствование возможностей программного обеспечения позволяет надеяться на дальнейшее расширение сфер применения *наземного лазерного сканирования*.

Первым результатом сканирования является облако точек, которое и несет максимум информации об исследуемом объекте, будь то здание, инженерное сооружение, памятник архитектуры и т.п. По облаку точек в дальнейшем возможно решать различные задачи:

- получение трехмерной модели объекта;
- получение чертежей, в том числе чертежей сечений;
- выявление дефектов и различных конструкций посредством сравнения с проектной моделью;
- определение и оценку значений деформации посредством сравнения с ранее произведенными измерениями;
- получение топографических планов методом виртуальной съемки.

При топографической съемке сложных промышленных объектов традиционными методами, исполнители часто сталкиваются с тем, что во время полевых работ бывают пропущены отдельные измерения. Обилие контуров, большое количество отдельных объектов приводят к неизбежным ошибкам. Материалы, получаемые при лазерном сканировании, несут более полную информацию об объекте съемки. Перед началом процесса сканирования *лазерный сканер* производит панорамную фотосъемку, которая значительно повышает информативность получаемых результатов.

Технология *наземного лазерного сканирования*, используемая для создания трехмерных моделей объектов, топографических планов сложных загруженных территорий, значительно повышает производительность труда и уменьшает затраты времени. Разработка и внедрение новых технологий производства геодезических работ всегда велась с целью сокращения сроков полевых работ. Можно с уверенностью сказать, что *лазерное сканирование* полностью отвечает этому принципу.

Технология *наземного лазерного сканирования* находится в постоянном развитии. Это касается и совершенствования конструкции *лазерных сканеров*, и развития функций программного обеспечения, используемого для управления приборами и обработки полученных результатов.

Специфические особенности наземного лазерного сканирования:

- трехмерная модель объекта получается мгновенно;
- точность измерений очень высока, чертежи сечений и другие чертежи объекта имеют высокое качество;
- сбор данных осуществляется очень быстро – существенная экономия времени при работе в поле;
- дефекты и недочеты выявляются просто – достаточно лишь сравнить полученную конструкцию с проектной 3-мерной моделью;
- безопасность съемки опасных и труднодоступных объектов;
- топографические планы получают с помощью виртуальной съемки;
- расчет величины деформаций путем сравнения с ранее полученными результатами съемок.



Рис. 5.16.
Лазерный сканер
Scan Station 2



Рис. 5.17.
Лазерный сканер
HDS6000

Лазерные сканеры не нуждаются в наружном освещении. Иначе говоря, работы могут выполняться в абсолютной темноте. Освещение необходимо для создания фотографий объекта.

Климатические условия – интервал рабочей температуры окружающей среды от 0 до 40 °С. Затруднена съемка в снег, дождь, туман, гололед. Инфраструктура для обеспечения съемки не нужна. Наличие источника питания облегчает работу, но это не обязательно. Ограничений времени работы сканера нет. Сканер может работать круглосуточно.

На рисунках 5.16 и 5.17 приведены фотографии лазерных сканеров. Ниже даются некоторые характеристики этих моделей.

Технические характеристики лазерного сканера Scan Station 2: Угол захвата 360° x 270° Скорость сканирования до 50000 точек/сек. Точность единичного измерения местоположения 6 мм. Ошибка измерения расстояния 4 мм. Угловая точность 60 микрорадиан. Точность моделирования поверхностей 2 мм. Точность измерения визирных марок 1,0 мм. Оптимально эффективный диапазон сканирования 1 – 150 м.

Лазерный сканер HDS6000 (рис. 5.17) имеет угол захвата 360°x310°. Скорость сканирования до 50000 точек/сек. Размер лазерного пятна 3 мм. Точность единичного измерения местоположения и расстояния от 2 мм (25 м) до 4 мм (50 м). Точность моделирования поверхностей 2 мм.

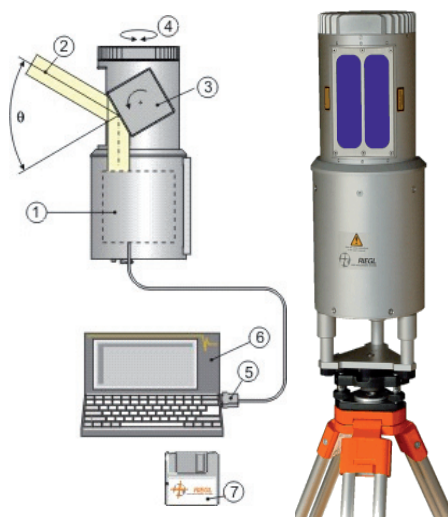


Рис. 5.18. Составные элементы лазерного сканера

Оптимально эффективный диапазон сканирования 1 – 79 м. Встроенные – блок питания; *Bluetooth*, жесткий диск; *USB*-разъемы; пульт управления с дисплеем.

Принципиальная схема и технические характеристики трехмерных лазерных сканеров. На рис. 5.18 показана в качестве примера принципиальная схема и общий вид трехмерного лазерного сканера *LMS-Z420* фирмы *RIEGL*. На рисунке:

- 1 – лазерный дальномер;
- 2 – лазерный луч;
- 3 – вращающаяся зеркальная призма;
- 4 – вращающаяся оптическая головная часть;
- 5 – кабель передачи данных на *LPT* порт *PC*;
- 6 – персональный компьютер;
- 7 – программное обеспечение;
- 8 – вертикальный угол поля зрения.

Данный сканер позволяет выполнять съемку с расстояниями до объекта от 2 м до 1000 м со следующими углами поля зрения: вертикальный – 80° , горизонтальный – 360° . При этом величина углового шага сканирования $\Delta\varphi$ и $\Delta\nu$ может достигать $0,01^\circ$ с точностью измерения углов $0,002^\circ$. Длины линий измеряются с точностью 10-20 мм (в зависимости от расстояния). Скорость выполнения измерений – до 9000 точек в секунду.

Принцип формирования дискретной трехмерной модели объекта съемки лазерным сканером заключается в следующем. (Информация о принципах функционирования лазерных сканеров любезно предоставлена зав. кафедрой фотограмметрии МИИГАиК, проф. Михайловым А.П.).

Результатом сканирования является трехмерная модель объекта в виде совокупности точек, для каждой из которых определены пространственные координаты X, Y, Z и соответствующая плотность изображения d .

Сканер представляет собой устройство, объединяющее в себе теодолит, лазерный дальномер и цифровую камеру. Таким образом, для любой точки объекта

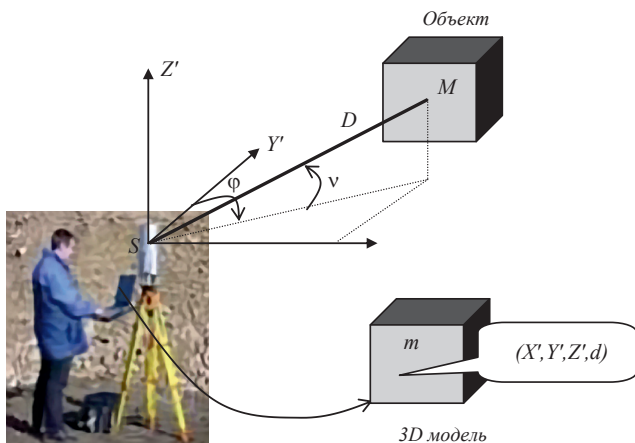


Рис. 5.19.
Принцип работы сканера

регистрируются горизонтальный φ и вертикальный ν углы с помощью теодолита; расстояние D – с помощью лазерного дальномера; плотность изображения или интенсивность отраженного сигнала дальномера d – с помощью цифровой камеры (сенсора), или интенсивность отраженного сигнала дальномера (рис. 5.19).

Задается диапазон (φ_{\min} , ν_{\min} и φ_{\max} , ν_{\max}) и шаг ($\Delta\varphi$, $\Delta\nu$) изменения горизонтальных и вертикальных углов, и сканер автоматически с помощью моторов последовательно устанавливает луч лазера и регистрирует параметры φ , ν , D и d для каждой точки объекта в заданных пределах. Точность установки $\Delta\varphi$, $\Delta\nu$ с помощью моторов ниже точности измерения углов φ , ν , поэтому для каждой точки сканирования регистрируются значения φ , ν .

Соответствующие координаты точек модели объекта вычисляются по известным формулам:

$$\begin{aligned} X' &= D \cos \nu \sin \varphi; \\ Y' &= D \cos \nu \cos \varphi; \\ Z' &= D \sin \nu. \end{aligned} \quad (5.20)$$

Координаты точек модели объекта X' , Y' , Z' получаются в пространственной системе координат сканера (модели) S , X' , Y' , Z' , (см. рис. 5.19). Эта система координат связана с системой отсчетов горизонтальных и вертикальных углов в сканере и в общем случае произвольно ориентирована в пространстве.

Внешнее ориентирование трехмерной модели по опорным точкам. Во время съемки сканер (система координат сканера) не ориентируется в пространстве и не нивелируется. Поэтому в результате съемки получается трехмерная модель объекта, свободно ориентированная в пространстве относительно системы координат объекта. Для получения соответствующих координат точек объекта в системе координат объекта $OXYZ$ необходимо выполнить внешнее ориентирование модели. Этот процесс выполняется, как известно, по опорным точкам. В качестве опорных точек чаще всего используют специальные маркированные точки (рис. 5.20), которые автоматически распознаются в трехмерной модели объекта. Координаты опорных точек в системе координат объекта определяются одним из геодезических методов, например, с помощью электронного тахеометра.

Преобразование координат осуществляется по известным формулам:

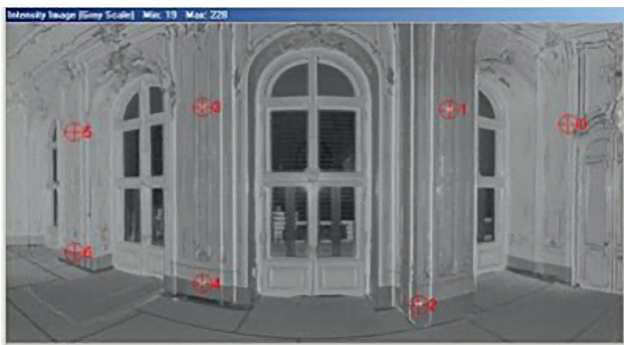


Рис. 5.20.
Опорные точки
на объекте

$$\begin{pmatrix} X \\ Y \\ Z \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} X_0 \\ Y_0 \\ Z_0 \end{pmatrix} + A \begin{pmatrix} X' \\ Y' \\ Z' \end{pmatrix}, \quad (5.21)$$

где X, Y, Z – координаты точки объекта в системе координат объекта $OXYZ$; X', Y', Z' – координаты точки объекта в системе координат сканера (модели); $SX' Y' Z'$ вычисляются по формуле (5.20); X_0, Y_0, Z_0 – координаты начала системы координат сканера $SX' Y' Z'$ относительно системы координат объекта; A – матрица поворота, зависящая от трех углов ориентирования ω, α, κ .

Неизвестные элементы внешнего ориентирования модели (сканера) $X_0, Y_0, Z_0, \omega, \alpha, \kappa$ можно определить по опорным точкам. Из формул (5.21) видно, что минимальное число опорных точек равно 2, однако в этом случае может возникнуть неопределенность в вычислении угловых элементов. Поэтому минимальным числом опорных точек следует считать 3 не лежащие на одной прямой. Естественно, лучше иметь больше опорных точек, разнесенных по площади.

После перевычисления всех точек модели по формуле (5.21) получим внешне ориентированную модель объекта, т.е. координаты всех точек модели в системе координат объекта $OXYZ$.

Объединение и внешнее ориентирование отдельных дискретных моделей в общую модель объекта. На практике для получения трехмерной модели всего объекта бывает недостаточно снять его с одной точки. Поэтому делают серию снимков с различных точек стояния S_i (рис. 5.21). В этом случае встает задача объединения трехмерных моделей объекта в единую модель. Эта задача решается по связующим точкам, которые располагаются в зоне перекрытия между моделями. В качестве связующих точек часто используют специальные отражатели-маркеры (те же, что и для внешнего ориентирования модели), которые легко опознаются в соседних моделях.

Задача объединения моделей решается на основе уравнений (5.21) аналогично внешнему ориентированию модели. Далее общая модель ориентируется внешне по опорным точкам по методу, описанному выше. В результате имеем X, Y, Z, d для всей совокупности точек объекта в единой системе координат объекта $OXYZ$.

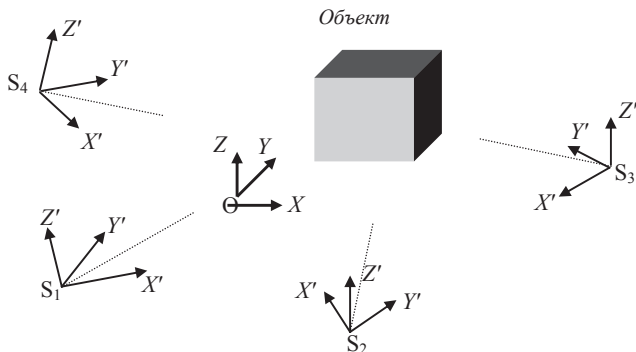


Рис. 5.21.
Съёмка объекта
с разных точек

Иногда в качестве связующих точек используют естественные контуры объекта, попавшие в зону перекрытия моделей. Измерение связующих точек может выполняться в интерактивном режиме с помощью оператора или автоматически.

Визуализация трехмерных моделей. Как отмечалось выше, для каждой точки модели объекта фиксируется интенсивность отраженного сигнала, которая может быть использована для визуализации объекта в так называемых псевдоцветах. Для получения реальных плотностей в каждой точке сканирования в сканере применяется цифровая камера, основанная на матрице ПЗС. С помощью этой камеры сначала получают серию изображений, покрывающих весь объект в пределах предполагаемого сканирования. Затем объект сканируется, а соответствующие плотности берутся с этих снимков. Такой подход позволяет в последующей обработке оперировать не только с облаком точек лазерного сканирования, но и с цифровыми изображениями объекта, что существенно повышает информативность полученных данных об объекте.

Рассмотрим более подробно получение плотностей изображения для каждой точки сканирования со снимков.

Итак, сначала производится съемка всего объекта путем поворотов и наклонов камеры (или соответствующего зеркала) с помощью моторов последовательно на углы, равные углам поля зрения камеры (рис. 5.22). Здесь стрелками показаны возможные повороты и наклоны камеры в системе координат сканера.

На рис. 5.23 показаны система координат сканера S, X', Y', Z' , в которой производится определение координат точек объекта M , и система координат камеры S_cxyz , которая может изменять свое положение и ориентацию относительно системы координат сканера во время съемки. Задача заключается в нахождении координат вектора \mathbf{r} в системе координат камеры с тем, чтобы по ним взять со снимка соответствующую плотность d изображения точки M .

Из этого рисунка следует, что

$$R = R_M - R_S \quad (5.22)$$

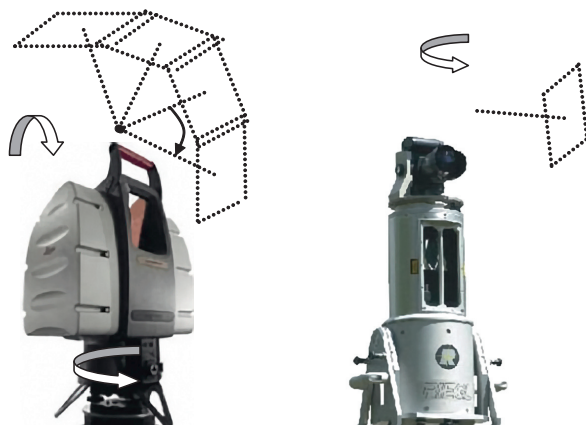


Рис. 5.22.
Вращения камеры сканера

или

$$NA_i r = R_M - R_{Si}, \quad (5.23)$$

где N – скаляр; A_i – матрица поворота системы координат камеры в момент съемки i относительно системы координат сканера; r – вектор, определяющий положение точки m в системе координат камеры; R_M – вектор, определяющий положение точки M в системе координат сканера; R_{Si} – вектор, определяющий положение начала системы координат камеры относительно системы координат сканера в момент съемки i ;

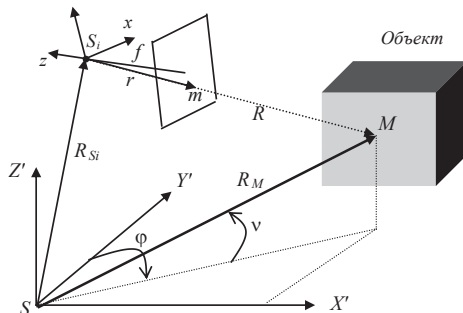


Рис. 5.23. Система координат сканера

$$r = A_i^T \frac{1}{N} (R_M - R_{Si}) \quad (5.24)$$

или в координатной форме:

$$\begin{pmatrix} x \\ y \\ -f \end{pmatrix} = A_i^T \frac{1}{N} \begin{pmatrix} X' - X_{Si} \\ Y' - Y_{Si} \\ Z' - Z_{Si} \end{pmatrix}. \quad (5.25)$$

Если выразить из третьего уравнения выражения (5.19) значение $1/N$ и подставить в первые два, то получим известные в фотограмметрии уравнения коллинеарности:

$$\left. \begin{aligned} x &= -f \frac{a_{11}(X' - X_{Si}) + a_{21}(Y' - Y_{Si}) + a_{31}(Z' - Z_{Si})}{a_{13}(X' - X_{Si}) + a_{23}(Y' - Y_{Si}) + a_{33}(Z' - Z_{Si})} \\ y &= -f \frac{a_{12}(X' - X_{Si}) + a_{22}(Y' - Y_{Si}) + a_{32}(Z' - Z_{Si})}{a_{13}(X' - X_{Si}) + a_{23}(Y' - Y_{Si}) + a_{33}(Z' - Z_{Si})} \end{aligned} \right\}. \quad (5.26)$$

В этих уравнениях известны все величины, необходимые для вычисления координат x, y .

5.12. Топографическая съёмка с применением спутниковых технологий

Работы по съёмке ситуации и рельефа с применением спутниковой технологии проектируют для тех случаев топографо-геодезической практики, когда проведение таких работ с использованием данной технологии выгодно экономически, а также технически обосновано. Техническая возможность ведения таких работ появляется там, где имеющиеся на местности естественные и искусственно созданные объекты допускают выполнение спутниковых наблюдений.

Топографическая съёмка при помощи спутниковых приёмников обычно используется для достаточно открытых территорий в широком спектре характера

рельефа, возможна при наличии невысоких построек. Это могут быть территории одноэтажной гражданской и промышленной застройки (гаражи, объекты торговли и коммунального хозяйства, склады и т.п.), транспортные объекты (железные и автомобильные дороги, трубопроводы, каналы, аэродромы), акватории, зоны отдыха, участки государственной границы и др.

Вопрос о технической возможности наблюдений спутников для съёмки ситуации и рельефа конкретного объекта решают путём изучения объекта по карте до начала проектных работ. В процессе этой работы на объекте выявляют имеющиеся на местности естественные и искусственно созданные объекты, препятствующие прохождению радиосигналов от спутников и при этом устанавливают техническую возможность ведения спутниковых наблюдений.

Если препятствия для прохождения радиосигналов от спутников, имеющиеся на объекте или в его ближайших окрестностях, в значительной степени усложняют организацию наблюдений спутников, делая съёмку нерациональной, то на таком объекте выполнять съёмку посредством спутниковых определений нецелесообразно.

Если препятствия для прохождения радиосигналов от спутников расположены только в окрестностях объекта и они таковы, что не исключают возможности ведения наблюдений спутников на объекте, или если препятствий вообще нет, то в этих случаях съёмку можно проектировать.

В процессе проектирования съёмочных работ в соответствии с заданным масштабом съёмки и высотой сечения рельефа выполняют следующие работы:

- Выбирают метод спутниковых определений для выполнения привязки (т.е. получения данных, необходимых для приведения результатов съёмки в систему координат и высот пунктов геодезической основы), а также метод этой привязки.
- Выбирают по материалам топографо-геодезической изученности объекта работ пункты геодезической основы для привязки. Разрабатывают рабочую программу полевых работ по привязке к пунктам геодезической основы.
- Подготавливают рабочую программу полевых работ по съёмке ситуации и рельефа объекта.

Методы спутниковых определений по дальности и точности принципиально обеспечивают возможность проведения съёмочных работ непосредственно на основе государственной геодезической и нивелирной сети, имеющей соответствующую плотность. Поэтому проведение съёмочных работ этими методами исключает необходимость создания и использования геодезических сетей сгущения, создания съёмочного обоснования и его сгущения.

Геодезическая основа, используемая в качестве опоры для проведения съёмки ситуации и рельефа, должна удовлетворять требованиям по беспрепятственному и помехоустойчивому прохождению радиосигналов.

В качестве исходных пунктов для привязки следует использовать все пункты геодезической основы, находящиеся в пределах объекта, и ближайшие к объекту за его пределами, но не менее 4 пунктов с известными плановыми координатами и не менее 5 пунктов с известными высотами.

Для производства съёмки ситуации и рельефа рекомендуется использовать способ «стой-иди», являющийся разновидностью кинематического метода спутниковых определений.

Для производства съёмки ситуации и рельефа в качестве пунктов установки базовой станции необходимо проектировать использование любых задействованных для привязки пунктов геодезической основы с таким расчётом, чтобы расстояния от них до съёмочных пикетов, на которых в ходе работ размещается подвижная станция, были минимальны. При этом следует, пользуясь картой объекта, разбить объект на участки, отнесённые к определённым пунктам геодезической основы, с соблюдением данного требования. При разбиении необходимо обеспечить перекрытие участков на ширину не менее указанной в табл. 5.12, стараясь придерживаться заметных контуров местности.

Таблица 5.12. Минимальная ширина полосы перекрытия участков съёмки, обеспечиваемых с различных пунктов геодезической основы

Масштаб съёмки	Высота сечения рельефа, м			
	0,5	1,0	2,0(2,5)	5,0
1:5000	60	80	100	120
1:2000	40	40	50	–
1:1000	20	30	–	–
1:500	15	15	–	–

При применении спутниковой аппаратуры для съёмки ситуации и рельефа перед выходом в поле производят подготовительные работы, которые складываются из следующих действий:

- 1) выполняют требования эксплуатационной документации по подготовке аппаратуры к работе;
- 2) проверяют готовность аппаратуры и исполнителей к осуществлению работ по рабочей программе полевых работ;
- 3) выполняют операции по прогнозированию спутникового созвездия.

Прогнозирование спутникового созвездия для производства работ по съёмке ситуации и рельефа следует выполнять в соответствии с инструкциями, прилагаемыми к программным пакетам.

По полученным в результате прогнозирования периодам времени, оптимальным для наблюдения спутников на каждом пункте геодезической основы и участке съёмки, находят зоны перекрытия и устанавливают периоды времени, оптимальные для выполнения сеанса (при выполнении привязки) или съёмки участка. Эти данные в виде даты проведения работ и времени начала и конца интервала (периода), в который параметры конфигурации спутникового созвездия оптимальны, заносят в рабочую программу полевых работ.

Полевые работы при съёмке ситуации и рельефа на объекте складываются из доставки приёмников и оборудования на пункты геодезической основы, выполнения привязки сеансами в соответствии с рабочей программой и съёмки ситуации и рельефа в соответствии с рабочей программой полевых съёмочных работ.

При этом, осуществляя привязку, для реализации «быстрого статического» и

«статического» методов спутниковых определений на каждом пункте геодезической основы необходимо выполнить один приём, а реализуя метод реокупации – два приёма с интервалом от 1 до 4 часов. Осуществляя съёмку на каждом участке, подвижной станцией необходимо выполнить приём инициализации и приёмы на всех съёмочных пикетах, а базовой станцией – один приём, по времени охватывающий все приёмы, выполняемые подвижной станцией.

Таким образом, при производстве съёмки на каждом участке, приём, осуществляемый базовой станцией, следует выполнять в течение всего времени производства работ подвижной станцией на этом участке.

При производстве съёмки работу, проводимую подвижной станцией, следует выполнять, руководствуясь эксплуатационной документацией, прилагаемой к приёмнику. При этом необходимо:

- Провести развёртывание аппаратуры, входящей в комплект подвижной станции так, как это рекомендовано эксплуатационной документацией для способа «стой-иди», и определить высоту антенны.
- Подготовить приёмник к работе, как указано в эксплуатационной документации.
- Установить режим «стой-иди».
- Установить режим регистрации данных наблюдений спутников.
- Пользуясь клавиатурой, ввести в запоминающее устройство значение высоты антенны.
- Выполнить инициализацию, как описано в эксплуатационной документации применяемого приёмника, и, не выходя из режима «стой-иди», выключить режим регистрации данных наблюдения спутников.
- Установить приёмник на съёмочный пикет.
- Установить режим регистрации данных наблюдения спутников.
- Пользуясь клавиатурой, ввести в запоминающее устройство значение номера пикета, значение высоты антенны и необходимую семантическую информацию.
- Выполнить регистрацию данных наблюдения спутников в течение времени, указанного в рабочей программе полевых работ, и, не выходя из режима «стой-иди», выключить режим регистрации данных.
- Выключить приёмник и выполнить свёртывание аппаратуры.

Поскольку применение способа «стой-иди» требует непрерывного наблюдения необходимого числа спутников во всё время выполнения съёмки на участке после каждой инициализации, то, как при выполнении приёма на пикете, так и при переходе от пикета к пикету необходимо избегать потерь связи.

Если при выполнении съёмки участка происходит потеря связи, то для продолжения съёмки необходимо, устранив причины потери связи, повторить процесс инициализации и вновь произвести измерения на данном участке.

Выполнение полевых работ при съёмке необходимо сочетать с камеральной обработкой материалов съёмки, в ходе которой должно быть выполнено следующее:

- 1) проверка полевых журналов и составление подробной схемы привязки;
- 2) вычисление координат и высот всех пикетов;

3) накладка на планшет точек геодезической основы и пикетных точек, проведение горизонталей и нанесение ситуации.

Указанные работы рекомендуется выполнять на ЭВМ, пользуясь общими рекомендациями по вычислительной обработке.

Для накладки пикетов могут использоваться автоматические координатографы.

Каждый полученный в результате съёмки планшет до его вычерчивания в туши необходимо тщательно откорректировать и проверить в поле путём сличения ситуации и рельефа, изображённых на планшете, с местностью. Точность съёмки проверяется инструментально с применением спутниковой технологии.

В результате выполнения съёмки должны быть представлены следующие материалы:

- 1) абрисы;
- 2) полевые журналы;
- 3) план выполненной съёмки;
- 4) схема привязки к геодезической основе;
- 5) формуляр топографического плана;
- 6) акты контроля и приёмки работ.

5.13. Съёмка подземных коммуникаций

Подземное пространство городов осваивается всё возрастающими темпами. Комплексная застройка подземного пространства крупных городов позволяет рационально использовать наземную территорию, содействует упорядочению транспортного обслуживания населения и повышению безопасности дорожного движения, снижает уличный шум и загрязнение воздуха выхлопными газами автомобилей, способствует повышению художественно-эстетических качеств городской среды.

По назначению подземные сооружения условно можно разделить на несколько основных групп: транспортные и гидротехнические туннели; сооружения метрополитена; электростанции (главным образом ГЭС); склады и холодильники; объекты городского хозяйства (пешеходные переходы, гаражи, коллекторы и т.п.). Далее можно выделить резервуары для питьевой воды, нефте- и газохранилища, ёмкости для захоронения вредных производственных отходов; промышленные предприятия; лечебные учреждения; военные объекты. Отдельную группу подземных сооружений составляют шахты, расположенные в околостовольном дворе электроподстанций, депо, станций водоотлива, медпунктов и т.д., или предназначенные для транспортной связи поверхностные сооружения с очистными забоями (шахтные стволы, капитальные штреки, штольни и т.д.).

Особое место в городском подземном хозяйстве занимают гаражи (часто многоэтажные). Вместимость подземных гаражей может достигать нескольких тыс. автомобилей, глубина заложения пола нижнего яруса – 15-25 м. Перспективны встроенные гаражи, размещаемые в цокольных и подземных этажах жилых домов. Создаются (1974) проекты единой общегородской сети подземных гаражей и автостоянок (например, для Стокгольма, Парижа, Будапешта). Один

из наиболее крупных градостроительных проектов – схема организации и использования подземного пространства Москвы, разработанная в 1971–73.

Из всего многообразия подземных объектов следует выделить сооружения, прямо или опосредованно связанные с подземными инженерными коммуникациями. К подземным инженерным коммуникациям относят подземные линейные сооружения с технологическими устройствами на них, предназначенные для транспортирования жидкостей, газов, передачи энергии и информации.

Подземные коммуникации можно разделить на три группы:

- трубопроводы;
- кабельные сети;
- туннели (общие коллекторы).

Трубопроводы в зависимости от назначения транспортируемых жидкостей и газа разделяют на водопроводы, тепловоды, канализацию, газопроводы и трубопроводы специального назначения.

Кабельные линии подразделяют на электролинии высокого и низкого напряжения и линии слабых токов (телефонные, телеграфные, радиовещания и др.).

Коллекторы предназначены для совмещенной прокладки инженерных коммуникаций различного назначения.

На *застроенных территориях* городов и сельских поселений подземные коммуникации (инженерные сети) размещают преимущественно в пределах поперечных профилей улиц и дорог, под тротуарами и разделительными полосами.

На *промышленных предприятиях* и узлах инженерные сети размещают в технических полосах, обеспечивая занятие наименьших участков территории и уязвку со зданиями и сооружениями.

Для сетей различного назначения предусматривается, как правило, совместное размещение коммуникаций в общих траншеях, тоннелях, каналах. При этом на площадках промышленных предприятий преимущественно предусматривается надземный способ размещения инженерных сетей.

Подземное размещение инженерных сетей, как правило, предусматривается в предзаводских зонах предприятий и промышленных узлов.

Подземные сети, как правило, прокладывают вне проезжей части автомобильных дорог. При бесканальной прокладке допускается размещение подземных инженерных сетей в пределах обочин дорог.

В каналах и коллекторах размещают газопроводы горючих газов с давлением газа до 0,6 МПа (6 кгс/см^2) совместно с другими трубопроводами и кабелями связи.

На *промышленных предприятиях* подземные инженерные сети размещают параллельно в общей траншее, при этом расстояния между инженерными сетями, а также от этих сетей до фундаментов зданий и сооружений принимаются минимально допустимыми исходя из размеров и размещения камер, колодцев и других устройств на этих сетях, условий монтажа и ремонта сетей.

Газопроводы при пересечении с каналами или туннелями различного назначения размещаются над или под этими сооружениями в футлярах, выходящих на 2 м в обе стороны от наружных стенок каналов или туннелей. Могут прокла-

дываться в футляре подземные газопроводы давлением до 0,6 МПа (6 кгс/см²) сквозь тоннели различного назначения.

На *незастроенных территориях* инженерные коммуникации представлены отдельными магистральными трубопроводами, надземными и подземными линиями электропередачи и связи. Местоположение и назначение магистральных коммуникаций в большинстве случаев определяются опознавательными столбами.

Магистральные трубопроводы и ответвления от них с условным диаметром до 1400 мм включительно с избыточным давлением среды свыше 1,2 МПа (12 кгс/см²) до 10 МПа (100 кгс/см²) при одиночной прокладке и прокладке в техническом коридоре предназначены для транспортирования:

а) нефти, нефтепродуктов (в том числе стабильного конденсата и стабильного бензина), природного, нефтяного и искусственного углеводородных газов из районов их добычи (от промыслов), производства или хранения до мест потребления (нефтебаз, перевалочных баз, пунктов налива, газораспределительных станций, отдельных промышленных и сельскохозяйственных предприятий и портов);

б) сжиженных углеводородных газов фракций C₃ и C₄ и их смесей, нестабильного бензина и конденсата нефтяного газа и других сжиженных углеводородов с упругостью насыщенных паров при температуре плюс 40 °С не свыше 1,6 МПа (16 кгс/см²) из районов их добычи (промыслов) или производства (от головных перекачивающих насосных станций) до места потребления;

в) товарной продукции в пределах компрессорных и нефтеперекачивающих станций, станций подземного хранения газа, дожимных компрессорных станций, газораспределительных станций и узлов замера расхода газа;

г) импульсного, топливного и пускового газа для КС, СПХГ, ДКС, ГРС, УЗРГ и пунктов редуцирования газа (ПРГ).

В состав магистральных трубопроводов входят:

- трубопровод (от места выхода с промысла подготовленной к дальнему транспорту товарной продукции) с ответвлениями и лупингами, запорной арматурой, переходами через естественные и искусственные препятствия, узлами пуска и приема очистных устройств, конденсатосборниками и устройствами для ввода метанола;
- установки электрохимической защиты трубопроводов от коррозии, линии и сооружения технологической связи, средства телемеханики трубопроводов;
- линии электропередачи, предназначенные для обслуживания трубопроводов и устройства электроснабжения и дистанционного управления запорной арматурой и установками электрохимической защиты трубопроводов;
- противопожарные средства, противоэрозионные и защитные сооружения трубопроводов;
- емкости для хранения и разгазирования конденсата, земляные амбары для аварийного выпуска нефти, нефтепродуктов, конденсата и сжиженных углеводородов;

- здания и сооружения линейной службы эксплуатации трубопроводов;
- постоянные дороги и вертолетные площадки, расположенные вдоль трассы трубопровода, и подъезды к ним, опознавательные и сигнальные знаки местонахождения трубопроводов;
- головные и промежуточные перекачивающие и наливные насосные станции, резервуарные парки;
- пункты подогрева нефти и нефтепродуктов;
- указатели и предупредительные знаки.

Прокладка трубопроводов может осуществляться одиночно или параллельно другим действующим или проектируемым магистральным трубопроводам – в техническом коридоре.

В отдельных случаях допускается совместная прокладка в одном техническом коридоре нефтепроводов (нефтепродуктопроводов) и газопроводов.

Магистральные газопроводы в зависимости от рабочего давления в трубопроводе подразделяются на два класса:

I – при рабочем давлении свыше 2,5 до 10,0 МПа (свыше 25 до 100 кгс/см²) включительно;

II – при рабочем давлении свыше 1,2 до 2,5 МПа (свыше 12 до 25 кгс/см²) включительно.

Магистральные нефтепроводы и нефтепродуктопроводы в зависимости от диаметра трубопровода (мм) подразделяются на четыре класса:

- I – при условном диаметре свыше 1000 до 1200 включительно;
- II – то же, свыше 500 до 1000 включительно;
- III – то же, свыше 300 до 500 включительно;
- IV – 300 и менее.

При инженерных изысканиях выполняется *исполнительная съемка вновь проложенных подземных коммуникаций и съемка существующих подземных коммуникаций*. Исполнительная съемка подземных коммуникаций выполняется в процессе и по окончании строительства, до засыпки траншей.

При исполнительной съемке работы заключаются в вычислении координат и высот точек подземных сооружений, а также в составлении исполнительных чертежей и планов. В необходимых случаях составляются каталоги координат и технических характеристик коммуникаций и сооружений на них.

При выполнении изыскательских работ по съёмке подземных коммуникаций следует соблюдать требования ГОСТ 12.0.001-82, ГОСТ 12.0.004-90, СП 12-131-95, ПТБ-88, СНиП 11-02-96 и СП 11-104-97.

Исполнительная геодезическая съемка подземных сетей и сооружений производится в процессе строительства объектов в открытых траншеях и котлованах до их засыпки.

При исполнительной геодезической съемке плановое положение подземных коммуникаций и сооружений при них может быть определено:

- на застроенной территории от пунктов опорной геодезической сети и точек съемочного обоснования, а также промерами от близлежащих капитальных

зданий и сооружений и углов кварталов, координаты которых определены полярным методом с пунктом геодезической основы, и точек съемочных ходов;

- на незастроенной территории от пунктов опорной геодезической сети и точек съемочных ходов.

Исходной высотной основой для нивелирования подземных коммуникаций при исполнительной съемке служат реперы и марки государственной нивелирной сети I, II, III и IV классов.

В процессе исполнительной съемки обязательно снимаются:

- створные точки оси коммуникации (верх прокладки) через каждые 50 м на прямолинейных участках;
- углы поворота прокладки, главные точки кривых (начало, середина и конец) при плавных поворотах коммуникации в плане, точки изломов и изгибов в плане и по высоте;
- центры люков, колодцев и камер;
- точки пересечения осей вводов и выводов с наружными гранями зданий и сооружений;
- центры мест переходов коммуникации из подземного положения в наземное (кабельные столбы, «стояки» и др.);
- точки пересечения оси основной коммуникации с осью присоединения или отвода;
- оси пересекающихся или идущих параллельно снимаемой прокладке подземных коммуникаций;
- граничные точки на осях футляров (защитных кожухов или дюкеров);
- здания и сооружения, расположенные на расстоянии до 50 м от оси трассы, отсутствующие на проектном плане;
- реперы и марки нивелирной сети.

Кроме того, по каждому виду сетей снимают и отражают в абрисах следующие элементы и детали подземных сетей:

по водопроводным сетям – центры (по оси) стыковых соединений, водомерные узлы, воздушные вантузы, центры оснований водоразборных и питьевых колонок и поливочных кранов, створные краны, задвижки, пожарные гидранты, конуса и заглушки, углы наружных граней упоров и компенсаторов всех видов;

по канализации и водостоку – углы решеток дождеприемников, центры (по оси) стыковых соединений, аварийные выпуски, фильтры и т.п.;

по тепловым сетям – (по оси) сварных соединений труб, углы компенсаторов, центры подвижных и неподвижных опор, положение обратной трубы на поворотах и в камерах, задвижки и прочие устройства, а также все данные сопутствующего дренажа сети с выпусками в канализацию;

по газовым сетям – центры (по оси) стыковых соединений и углы наружных граней газорегуляторных пунктов, регуляторы давления, гидравлические затворы, конденсационные горшки, контрольные трубки, углы компенсаторов, конуса и заглушки;

по силовым кабельным сетям – центры муфт, углы компенсаторов, контуры запасов кабеля, углы фидерных станций и трансформаторных подстанций, киосков и коробок;

по телефонным сетям – центры муфт, углы распределительных коробок, шкафов, щитов, телефонных будок;

на кабельных прокладках, служащих защитой от электрокоррозии подземных сооружений – катодные станции, электродренажные установки, вентильные блоки, КИПы, контуры анодного заземления с обязательным указанием расстояния между электродами, отсасывающие кабели и другие устройства с указанием мест подключения.

В процессе исполнительной съемки определяются также следующие основные технические характеристики:

- назначение коммуникации;
- материал и размеры колодцев и камер;
- материал и диаметр труб, футляров, дюкеров;
- назначение сетевой арматуры (задвижек, вантузов, пожарных гидрантов и т.д.) и вид фасонных частей (тройников, крестов, створов и т.д.);
- материал и вид муфт;
- вид, материал и размеры компенсаторов;
- материал и толщина изоляции;
- характеристика стыковых соединений (звеньев) труб: сварных, раструбных, муфтовых, фланцевых;
- материал и размеры упоров;
- вид электрокоррозионной защиты (электродренажная, катодная, протекторная).

Кроме того, определяют:

по канализационным сетям – материал и размеры дождеприемников и решеток, характеристику сети (самотечную или напорную);

по тепловым сетям – тип прокладки (канальную или бесканальную); тип канала (непроходной, полупроходной, проходной, труба-оболочка);

по газовым сетям – давление газа;

по кабельным сетям – наружный диаметр и марку кабеля, номинальное напряжение, число кабелей в блоке, количество занятых отверстий, длину запаса кабеля, материал и размеры распределительных пунктов, трансформаторных подстанций и киосков;

по городским телефонным сетям – марку и емкость кабеля (число пар жил), общее число каналов, материал телефонных коробок и кабельного трубопровода, количество трубопроводов в блоке, сечение блоков и каналов;

по подземному дренажу – тип дренажа (канавы, лотки, трубчатые дрены и т.д.), материал и поперечное сечение лотков, поперечное сечение траншеи для закрытых дрен, материал и форму поперечного сечения галерейных дрен, материал и диаметр всасывающей и обсадной труб трубчатого колодца, материал фильтра, поперечное сечение и материал глухого коллектора.

Съемка характерных точек (элементов) обязательно сопровождается габаритными обмерами и измерением расстояний между снятыми точками.

Обмеры внутренних габаритов колодцев выполняются с точностью ± 10 мм. Диаметры труб измеряются с точностью ± 10 мм.

Типовые колодцы и камеры обмеру не подлежат.

У всех колодцев должна определяться внецентренность, т.е. несовпадение центра люка с центром колодца, и ориентировка.

На застроенных территориях положение подземных сетей и их сооружений определяется от капитальной застройки следующими методами: створов; засечек; полярным методом и методом перпендикуляров.

С опорной или съемочной сети элементы подземных коммуникаций и сооружений снимаются следующими методами: линейных засечек; полярным; перпендикуляров.

Максимально допустимые расстояния от пунктов опорной и съемочной сети до контуров подземных сетей и сооружений приведены в табл. 5.13.

При определении планового положения подземных коммуникаций, если позволяют условия, теодолитные ходы прокладывают по дну траншей.

Таблица 5.13. Условия съёмки

Методы определения расстояний	Максимальные расстояния до контуров подземных сетей и сооружений, м
При измерении:	
лентой	120
оптическим дальномером	80
электронным тахеометром	400

При значительных глубинах траншей для производства линейных измерений в горизонтальной плоскости точки оси подземной коммуникации выносятся на поверхность с помощью отвеса и доски, уложенной поперек траншеи, или рейки с круглым уровнем, устанавливаемой на определяемой точке. При наличии на линии обносок над траншеей ось подземной коммуникации снимается по меткам, сделанным на обносках предварительно проверенным отвесом.

При исполнительной вертикальной съемке определяется высотное положение следующих характерных точек (элементов):

по линейным сооружениям (трубопроводам и кабелям):

- углов поворота (вне колодцев);
- точек на вводах и выводах у наружных граней стен зданий и сооружений;
- створных точек на прямых горизонтальных участках коммуникаций через 50 м;
- мест изломов и изгибов в плане и по высоте;
- точек в местах присоединений, ответвлений и выпусков;
- точек в местах переходов коммуникаций из подземного в надземное положение;
- точек в местах изменения уклонов и сечения коммуникаций;

по устройствам и оборудованию:

- для всех коммуникаций – обечаек (колец) люков колодцев и камер, дна и поверхности замощения возле них;

- для водопровода и газопровода – верха труб в колодцах;
- для канализации – дна лотков в колодцах (входа и выхода), дна труб в выпусках, верха трубопроводов другого назначения, проходящих через колодец;
- для теплоснабжения – поверхности и дна камер, верха входящих и выходящих труб, дна и верха туннелей;
- для туннелей, блоков и дюкеров – верха и низа в местах изменения сечения и уклонов, у входов и выходов из сооружений.

Определение высотных отметок элементов колодцев (дна колодца, верха труб и пр.) для сетей с уклонами более 0,001 (кроме канализационной сети) может выполняться домерами с помощью рейки или специального щупа от обечайки колодца с введением поправки за наклон рейки или щупа.

Вскрытые при строительстве ранее построенные подземные коммуникации, пересекающие или проложенные параллельно строящимся, снимаются с той же детализацией, что и строящиеся.

После засыпки траншеи должны быть сняты характерные точки вертикальной планировки над трассой, зафиксирована характеристика грунта.

По окончании исполнительной геодезической съемки составляется исполнительный чертеж, который входит в состав обязательной технической документации, прилагаемой к акту приемки сооружения в эксплуатацию, как один из основных документов. Исполнительный чертеж содержит сведения, характеризующие степень соответствия возведенного сооружения проекту. Он состоит из исполнительного плана трассы и исполнительного профиля коммуникации.

В зависимости от характера сооружения состав исполнительных чертежей может быть дополнен.

Исполнительный план составляется на дубликате топографического плана или на чистой основе в масштабе 1:500, в масштабе 1:200 составляется в порядке исключения. Для разводящих сетей он может составляться на светокопии проектного плана трассы.

Все сооружения и их элементы наносятся на исполнительные планы в соответствии с действующими условными знаками.

На исполнительный план подземных коммуникаций наносятся:

- оси подземных коммуникаций и сооружений и контуры устройств (колодцы, камеры, распределительные шкафы, телефонные будки и т.п.);
- привязки колодцев, камер, углов поворота к постоянным ориентирам;
- протяженность пролета, диаметр и материал труб в пролетах между колодцами или углами поворота, а для кабелей – протяженность их, количество и сечение;
- номера зданий с указанием этажности и назначения;
- красные линии застройки, линии тротуаров, названия улиц и переулков, по которым проходят подземные коммуникации;
- реперы и марки нивелирной сети с указанием их номера и отметок.

Нетиповые или особо сложные сооружения на сети, например спецколодцы, поворотные колодцы и т.п., вычерчиваются на полях исполнительного плана трассы в более крупном масштабе (1:20–1:100), а при наличии большого числа таких сооружений – в отдельной экспликации.

Исходной основой для составления исполнительного профиля служит копия проектного профиля. Исполнительные продольные профили составляются в масштабах:

- горизонтальный – 1:500 или 1:200 (в зависимости от масштаба исполнительного плана);
- вертикальный – 1:50 или 1:20 соответственно.

Исполнительные продольные профили составляются на все подземные коммуникации, за исключением кабельных, сетей. Для характеристики их вертикального положения на исполнительных планах коммуникаций подписываются абсолютные высотные отметки в виде дроби, числитель которой – отметка земли или дорожного покрытия, а знаменатель – отметка верха кабеля. Абсолютные отметки выписываются также в местах изменения глубины закладки кабеля и изменения профиля поверхности трассы, но не реже чем через 50 м.

Характеристика колодцев телефонной или электрокабельной канализации выписывается на полях исполнительного плана трассы путем выносок (в абсолютных отметках).

На исполнительном профиле показываются:

- фактические и проектные отметки поверхности земли или дорожного покрытия (черные и красные отметки);
- проектные и фактические отметки подземных трубопроводов;
- все колодцы и камеры, вводы, выпуски, газовые коверы и т. д.;
- диаметр, материал труб и их протяженность;
- отметки дна колодцев;
- уклоны труб;
- расстояния между колодцами, точками изменения диаметра труб, профиля или уклона, углами поворота сооружения и другими характерными точками;
- вертикальное положение всех трубных и кабельных прокладок, пересекающих трассу подземного сооружения, в том числе бездействующих, с указанием назначения, наличия футляров и полной их характеристики (материала, диаметра и отметок);
- конструкция основания сооружения.

Для характеристики поперечных сечений блоков проходных и непроходных каналов, туннелей при однообразном сечении сооружения, при одинаковом количестве и однообразном размещении в них трубных или кабельных прокладок на всем протяжении сооружения вычерчивается поперечный разрез сооружения (над продольным профилем).

В результате произведенных работ по исполнительной съемке подземных коммуникаций представляются:

- схемы теодолитных и нивелирных ходов;
- абрисы съемки подземного сооружения;
- журналы нивелирования и измерения углов;
- ведомость вычисления координат и высот;
- каталог координат;

Съемка подземных инженерных коммуникаций в зависимости от назначения создаваемых планов, характера территории и плотности размещения сетей может выполняться в масштабах $1:5000 \div 1:500$, а в отдельных случаях — $1:200$.

Для производства съемки подземных коммуникаций должна создаваться вновь или использоваться имеющаяся плано-высотная геодезическая основа, представленная сетью пунктов триангуляции, трилатерации, полигонометрии (в том числе определения координат с помощью приемников *GPS*), и нивелирования, а также точками постоянной съемочной сети (обоснования).

Съемка существующих подземных коммуникаций выполняется в случаях отсутствия, утраты или недостаточной полноты и точности имеющихся материалов исполнительный съемки. При этом подземные коммуникации для съемки предварительно *отыскиваются шурфованием или с помощью специальных приборов поиска — трубокабелеискателей (трассоискателей)*.

Метод шурфования достаточно дорогостоящий и к тому же он не гарантирует определение местоположения подземных коммуникаций от пропусков и ошибок.

В настоящее время для поиска и определения местоположения подземных коммуникаций широко используются специальные приборы поиска подземных коммуникаций — трубо- и кабелеискатели. Эти приборы построены на индуктивных принципах и состоят из трёх основных узлов: генератора звуковой частоты, приёмного устройства с поисковым контуром (антенной) и индикаторной частью — головными телефонами, а также источника питания. Приборы рассчитаны на определение планового положения и глубины залегания металлических трубопроводов и кабельных линий.

Принцип действия: индукционный метод (рис. 5.24). В основе индуктивного метода поиска подземных коммуникаций лежит принцип электромагнитной индукции.

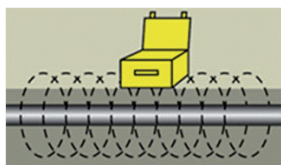


Рис. 5.24. Индукционный метод поиска

В активном режиме поиска генератор является источником зондирующего сигнала, подключаемого в искомую трассу и создающего вокруг нее магнитное поле.

Для обеспечения возможности неконтактного подключения к контролируемой трассе генератор оснащен выносным индуктором.

Приемник имеет поисковую антенну и служит для регистрации магнитного поля трассы над поверхностью земли или стены. Излученный трассой сигнал генератора прослушивается оператором через головные телефоны и/или регистрируется на индикаторе приемника. Несложные манипуляции с ориентацией антенны, встроенной в корпус приемника, позволяют быстро определить место прохождения и направления трассы, а также определить глубину прокладки трассы и локализовать место ее повреждения.

В пассивном режиме поиска — без применения генератора — приемник может использоваться для слежения за сетями технического переменного тока и радиотрансляции.

Контактный метод (рис.5.25). Контактный метод позволяет с высокой точностью определить место расположения трассы и возможные повреждения защитной изоляции.

В этом методе генератор является источником зондирующего сигнала, подключаемым в искомую трассу и создающим в местах нарушения изоляции кабеля токи утечки. Для реализации этого метода в некоторых приемниках предусмотрены специальные контактные щупы, позволяющие измерять шаговое напряжение (токи утечки) вдоль трассы. Оператор, двигаясь по трассе и периодически касаясь щупами грунта, регистрирует шаговое напряжение по стрелочному индикатору, возрастающее по мере приближения к месту повреждения. В непосредственной близости от места повреждения шаговое напряжение будет максимальным.

При съемке существующих инженерных коммуникаций камеральные работы состоят в основном в составлении планов с выпиской на них основных технических характеристик инженерных коммуникаций. В необходимых случаях составляются планы инженерных коммуникаций по их отдельным видам, а также схемы и обмерные чертежи справочного или иллюстративного характера.

Ниже приводятся некоторые модели трассопоисковой аппаратуры.

Трассоискатели. Комплект приборов для обнаружения подземных коммуникаций «СТАЛКЕР». Приборы серии «Сталкер» предназначены для поисков трасс коммуникаций (кабельных линий, трубопроводов) с целью их координирования, ремонта или реконструкции, а также для поиска мест повреждения кабельных линий. Приборы позволяют также определять глубину залегания трассы. Трассоискатели (рис. 5.26) включают в себя генератор ГС-01 или ГС-02 (для «Сталкера» и «Сталкер-2» соответственно), приемник ПС-01, антенну, головные телефоны, провода, переносный кейс.

Генератор ГС-01 (или ГС-02) предназначен для подачи в линию коммуникации испытательных сигналов. Приемник ПС-01 (табл. 5.14) предназначен для определения трассы, глубины её залегания и поиска мест повреждения коммуникационных линий. Трассоискатели «Сталкер» и «Сталкер-2» идентичны по конструктивному исполнению и отличаются друг от друга только применяемыми генераторами.

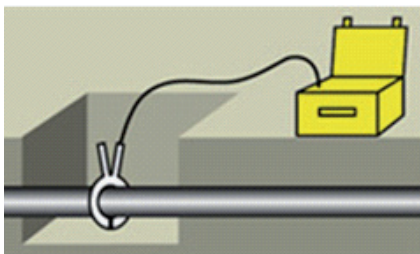


Рис. 5.25. Контактный метод



Рис. 5.26. Трассоискатель «Сталкер»

Таблица 5.14. Технические характеристики приемника ПС-01

Питание	Три элемента (или аккумулятора) 343 по 1,5 В
Масса, кг	1,0
Рабочие условия эксплуатации, °С	От -20 до +40°
Рабочие частоты, Гц	526; 1024; 8928 (с точностью +1,0%)
Чувствительность прибора, мкВ	Не хуже 30,0
Ширина полосы пропускания, Гц	10

Технология работы с трассоискателями «Сталкер» проста: к линии коммуникаций подсоединяется генератор для подачи в линию испытательных сигналов, и с помощью переносимого приемника отслеживается вся трасса или обнаруживается место повреждения кабеля. Частоты, на которых работает трассоискатель «Сталкер», выбраны таким образом, что обеспечивают высокую помехоустойчивость. Приведенные параметры и внешний вид прибора могут быть изменены для максимально полного соответствия задачам пользователя. Генератор ГС-02 может быть изготовлен с любыми рабочими частотами от 500 Гц до 100 кГц, а также с режимом автоматического чередования частот.

Технические характеристики генераторов ГС-01, ГС-02 приведены в табл. 5.15.

Универсальный поисково-диагностический комплекс «Абрис». Комплект состоит из двух приборов – генератора ТГ12-2 (рис. 5.27) и приемника ТМ-6 (рис. 5.28) и применяется для:

- точного определения местоположения и глубины залегания подземных коммуникаций (силовых и сигнальных кабелей, трубопроводов водоснабжения, канализации, газоснабжения и любых других протяженных металлических предметов);
- быстрого и надежного обследования территории перед началом земляных работ;

Таблица 5.15. Технические характеристики генераторов ГС-01 и ГС-02

Характеристика	ГС-01	ГС-02
Рабочие частоты, Гц	526; 1024; 8928	526; 1024; 8928
Выходная мощность, Вт	Не менее 8	Не менее 75
Рабочие условия эксплуатации, °С	От -10 до +40	От -10 до +40
Коэффициент гармоник, %	15 – 20	15 – 20
Соппротивление нагрузки, Ом	1,2; 100; 200	1 – 40
Питание	От сети переменного тока (220+/-22 В; 50+/-1 Гц) От аккумулятора (11 – 14,5 В)	
Мощность потребления от сети, Вт	Не более 60	Не более 150
Сила тока, потребляемого от аккумулятора, А	Не более 4	Не более 10
Масса, кг	1,6	1,7



Рис. 5.27. Генератор «Абрис» ТГ12-2



Рис. 5.28. Приёмник трассопоисковый ТМ-6

- экстренного поиска повреждений при необходимости проведения аварийного ремонта.

Генератор трассопоисковый ТГ12-2 предназначен для наведения переменного тока звуковой частоты на расположенные под землей трубопроводы и кабели.

Выходной мощности генератора достаточно для трассировки линии на расстоянии до 2000 м.

Генератор ТГ24-2 позволяет наводить больший ток и, соответственно, работать на удалении до 3000 м. Питание осуществляется от встроенных аккумуляторных батарей. Заряд производится от зарядного устройства (сети переменного тока 220 В, 50 Гц), а также от внешнего источника питания постоянного тока с напряжением от 10 до 15 В (аккумулятор автомобиля). Процесс заряда полностью автоматизирован и контролируется встроенным микропроцессором, что увеличивает срок службы аккумуляторов и сокращает время заряда.

Приемник трассопоисковый ТМ-6 предназначен для быстрого зондирования территории с целью обнаружения подземных кабелей и металлических трубопроводов, их трассировки, а также для определения глубины их залегания. Приемник может использоваться самостоятельно (режим – «50 Гц», «Пассивный»), а также совместно с генератором звуковой частоты (режим "9,82"). Режимы пассивного поиска позволяют при помощи приемника определять местоположение подключенных кабелей и трубопроводов с катодной защитой.

Режим пассивный «50 Гц» использует наличие грунтовых блуждающих токов или позволяет находить силовые кабели.

Режим пассивный «ВЧ» использует наводки от телефонных и сигнальных кабелей.

Одна ручка управления и переключатель режима делают использование приемника очень простым.

Основные принадлежности комплекта:

1. Кабель для гальванического подсоединения генератора к обследуемой коммуникации; длина кабеля – 2–7,5 м.
2. Зарядное устройство от сети 220 В.

3. Кабель для подсоединения к бортовой сети автомобиля; используется для работы и заряда от внешнего источника питания.

4. Рамка индуктивной связи с обследуемой коммуникацией.

Технические характеристики генераторов ТГ12-2, ТГ24-2 и приёмника трассопоискового ТМ-6 приведены в табл. 5.16.

Комплект может эксплуатироваться при температуре окружающего воздуха от -20 до $+40^{\circ}\text{C}$ (в комплектации «Арктика» – от -30°C), относительной влажности до 90% – при температуре 30°C и атмосферном давлении 84 – 106 кПа (630 – 800 мм рт. ст.).

Для работы в составе трассопоискового комплекта возможно использование любого генератора в сочетании с приемником.

В нашей стране также могут использоваться трубокабелеискатели отечественного производства ИТ-5, ИГ-6 и ТПК-1. Указанные приборы в настоящее время не производятся.

Георадар SIR-3000. Георадар – микропроцессорный геофизический прибор для проведения быстрого профилирования грунта (рис. 5.29). Это наиболее совершенная техника получения разрезов грунта, не требующая бурения или раскопок. Прибор «просвечивает» грунт на глубину от 0,5 до 20-30 метров. Он широко используется в геологической разведке, при обследовании железобетонных конструкций, для картографирования и съёмки подземных объектов, в природоохранных работах, в судебной экспертизе, предпроектных изысканиях, строительстве и т.п.

Георадар широко используется при зондировании:

- скальных оснований;
- водоносных горизонтов;

Таблица 5.16. Технические характеристики приемника трассопоискового ТМ-6

Параметр	Генератор ТГ12-2	Генератор ТГ24-2	Приемник ТМ-6
Выходная частота, кГц	9,82 + 1%		9,82; 0,50 и радиочастота
Дальность поиска, м	Не менее 3000		
Глубина поиска, м	Не менее 10		
Режим работы	Непрерывный/импульсный		Непрерывный
Выходная мощность, Вт	0,5 и 12	0,5 и 24	–
	Автоматическое согласование с нагрузкой		
Питание	Автономное, никель-кадмиевые аккумуляторы		Сухие батареи типоразмера D, «Корунд»
Заряд аккумуляторов, В	От сети -220, от бортовой сети автомобиля – 10-15		–
Время непрерывной работы, ч	Не менее 8		До 100
Диапазон температур, $^{\circ}\text{C}$	От -20 до $+50$. Комплектация «Арктика»: от -30 до $+40$		
Габаритные размеры, мм	200×157×107	230×200×150	220×85×715
Вес электронного блока, кг	Не более 5	Не более 7	1,85

- песка, глины, торфа, мёрзлых грунтов и т.д.;
- толщины льда и снега;
- подземных полостей;
- мостов и дорожного покрытия;
- труб и кабелей;
- бетонных конструкций;
- засоленных почв;
- дна водоемов.

Ядром системы является новый усовершенствованный мощный цифровой блок управления (рис. 5.30) *SIR-3000* – последняя разработка мирового лидера по производству георадаров американской фирмы *Geophysical Survey Systems Inc. (GSSI)*. Это надежная, высокопроизводительная одноканальная радарная система, обеспечивающая высокую скорость сканирования при минимальном уровне шума. Прибор достаточно компактен и специально разработан с учетом его использования одним оператором.

Особенности:

- прочный, легкий и предельно компактный;
- дисплей высокого разрешения, легко читаемый даже на солнечном свете;
- пользовательский разъем *Compact Flash*;
- встроенная батарея с возможностью «горячей замены»;
- разъемы *USB*, *Ethernet*, *RS-232* обеспечивают гибкость и универсальность системы.

Возможность подключения прибора к ПК позволяет провести обработку информации с помощью специализированного программного обеспечения, после чего получаются более удобные для восприятия графические изображения. Данный радар совместим со всеми моделями антенн *GSSI*.

Новые возможности программного обеспечения позволяют легко построить трехмерное изображение. Упрощена процедура интеграции с данными *GPS*.

Технические характеристики

Электроника – радарный процессор: 32-разрядный *Intel StrongArm RISC*, рабочая частота – 206 МГц. Дисплей: улучшенный 8.4" *TFT*, 800×600 точек, 16-битный цвет.

Хранение данных: встроенная память – 256 Мб, энергонезависимая. Порт *Compact Flash* соответствует промышленному стандарту *CF* (до 1 Гбайта).

Разъемы входа/выхода (доступные порты): антенный; питания; *Ethernet*; *RS-232* (*GPS* порт); *Compact Flash*; *USB master/slave*.



Рис. 5.29. Георадар SIR-3000



Рис. 5.30. Блок управления

Питание: батарея 10,8 В, «горячая замена».

Диапазон: 0...8000 наносекунд макс., настраивается. Усиление ручное или автоматическое, от 1 до 5 точек усиления (-20 ... +80 Дб).

Окружающие условия, габариты: рабочая температура – от -10 до +40°C; размеры – 31,5(Д)×22(Ш)×82(В) см; влагозащита; вес 4,1 кг, включая батарею.

Программное обеспечение: формат записи – *RADAN*.dzt*.

Графическое представление данных: непрерывное линейное; осциллоскопическое.

Фильтры: вертикальные – низко- и высокочастотные, *IIR* (асимптотические) или *FIR* (конечные); горизонтальные – усреднение и удаление фона.

Режимы съемки: непрерывный, одометр, точечный.

Скорость передачи: автоматическая или по выбору пользователя до 64 КГц.

Система включает в себя: систему сбора/обработки данных *SIR-3000*; кейс для переноски; 2 батареи; сетевой адаптер; инструкцию по эксплуатации; внешний жесткий корпус (опционально), солнцезащитный козырек (опционально).

Четкие ответы на исследовательские задачи требуют точных данных. Ключ к высококачественным измерениям *GPR* – качественные антенны. *GSSI* имеет более чем тридцатилетний опыт изготовления и продаж антенн для георадаров. Сейчас *GSSI* производит антенны разного назначения, чтобы удовлетворить потребности покупателей в самых разных областях. Антенны подходят к ЛЮБОЙ *SIR*-системе.

GSSI антенны прочные и надежные, а кроме того, имеют ряд особенностей:

- прочные соединительные устройства, выполненные в военном стиле;
- облицованную изолированную электронику;
- экранирование позволяет избежать помех у поверхности земли;
- рабочий диапазон температур – от -20 до +50°C;
- высокопрочные корпус и кабель.

Антенна георадарная высокочастотная 5100.

(рис. 5.31). Данная высокочастотная антенна для георадаров *GSSI* занимает очень мало места, что позволяет проводить исследования в труднодоступных местах и в помещениях.

Области применения: исследование бетона; определение полостей; археология.

Особенности: прочный коннектор, изготовленный в военном стиле; облицованные загерметизированные провода; экран для защиты от внешнего воздействия; диапазон температур -20...+50°C; особо прочный корпус; кабели, рассчитанные на высокую нагрузку.

Антенна георадарная 3101D. Антенна для георадаров *GSSI* с высоким разрешением и проникающей способностью до 1 м (рис. 5.32):

- антенна снабжена детектором пустот и определителем толщины бетона;
- прочные соединительные устройства, выполненные в военном стиле;



Рис. 5.31. Антенна георадарная



Рис. 5.32. Антенна георадарная 3101D

- облицованная, изолированная электроника;
- экранирование позволяет избежать помех у поверхности земли;
- рабочий диапазон температур $-20 \dots +50^{\circ}\text{C}$;
- высокопрочные корпус и кабель.

Антенны георадарные 5103, 5104 и 5106. Эти три новые особо мощные антенны для георадаров *GSSI* позволяют проводить более точные вертикальные измерения почвы по сравнению с предыдущими моделями.

Модель 5103 идеальна для работ на небольших глубинах, позволяет проводить инженерные исследования на глубине до 3 м. Антенна помогает обнаружить подземные трубы или заполненные чем-либо полости. Идентифицируется точное местоположение и материал найденного объекта. Определяются бетон, пластик, стекловолокно и т. д. Прибор также может обнаружить полости под дорогами и строениями.

Модель 5104 аналогична модели 5103, но позволяет сканировать на глубину до 6 м, обнаруживать коммуникации глубокого залегания.

Модель 5106 используется в тех же областях, что и 5103 и 5104, но обеспечивает проникновение на глубину до 9 м для геотехнических исследований. Идентифицируются геологические объекты, такие как подземные воды, булыжники, зарытые траншеи, заполненные заброшенные отстойные бассейны. Данные модели показаны на рис. 5.33.

Области применения: геотехническое исследование; исследование окружающей среды; исследование шахт.

Особенности: прочный коннектор, изготовленный в военном стиле; облицованные загерметизированные провода; экран для защиты от внешнего воздействия; диапазон температур $-20 \dots +50^{\circ}\text{C}$; особо прочный корпус; кабели, рассчитанные на высокую нагрузку.



5103



5104



5106

Рис. 5.33. Модели антенн

5.14. Съёмка шельфа и внутренних водоёмов

Топографо-геодезические работы на водных акваториях по съёмке шельфа и внутренних водоёмов выполняются с целью построения топографических планов и карт дна водных бассейнов.

Топографические карты и планы шельфа и внутренних водоемов являются разновидностью топографических карт и планов в их обычном понимании и создаются в целях изучения, эксплуатации и охраны природных ресурсов акваторий. Они подробно отображают основные черты ландшафтов и результаты хозяйственного освоения береговой зоны, дна и покрывающих вод, позволяя определять плановое и высотное положение объектов.

Для краткости под термином «карта», употребленным без дополнительных оговорок, имеются в виду топографические карты и планы поверхности дна шельфа, озер, водохранилищ и других водоемов.

Такие карты являются продолжением топографических карт суши и подготавливаются по единым требованиям к точности, содержанию и оформлению, установленным действующими нормативно-техническими актами по созданию карт суши и согласованным с ними требованиями к созданию карт шельфа и внутренних водоемов.

Шельф (англ. *shelf*), континентальный шельф, материковая отмель – это выровненная часть подводной окраины материка, примыкающая к суше и характеризующаяся общим с ней геологическим строением. Границы шельфа – это берег моря или океана и так называемая бровка (резкий перегиб поверхности морского дна – переход к материковому склону). Глубина над бровкой близка к 100–200 м (но в некоторых случаях достигает 500–1500 м, например, южная часть Охотского моря, бровка Новозеландского шельфа).

Рельеф шельфа равнинный с малыми склонами, имеются неровности в виде островных плато, впадин желобов. Общая площадь шельфа составляет 8% от площади Мирового океана, из которых одна четвертая часть приходится на долю Российской Федерации.

В отличие от речных промерных работ при съемке шельфа приходится измерять глубины на обширной площади исследуемой акватории, подобно тому, как в процессе топографической наземной съемки определяют отметки и плановое положение большого числа реечных точек. Но если топограф может свободно выбирать характерные точки местности для последующего нанесения их на карту, то подводный рельеф отделен от наблюдателя непрозрачным слоем воды. Поэтому измерение глубин на море ведут по заранее запланированной сети точек, количество которых зависит от ожидаемой сложности рельефа; впоследствии эту сеть сгущают в местах характерных форм поверхности дна.

Геодезическим обоснованием съемки шельфа служат государственные геодезические сети, создаваемые вдоль побережья методами триангуляции, полигонометрии и трилатерации.

Сегодня геодезическая опорная сеть для съёмки шельфа и водоёмов строится спутниковыми методами. Пункты сети обозначаются на местности сигналами, пирамидами, турами из камней. В прибрежной зоне координирование точек, в которых производится измерение глубин, выполняют теодолитом с пунктов береговой геодезической сети способами прямой и обратной засечек. При значительном удалении судна от берега его положение определяют с помощью радиогеодезических систем (РГС) – импульсных и фазовых радиодальномеров, но с внедрением спутниковых технологий работы по определению местоположе-

ния промерных точек целесообразно выполнять при помощи спутниковых навигационных систем ГЛОНАСС и *GPS*.

Результаты съемки непрерывно наносятся на рабочие планшеты, по данным которых в дальнейшем составляются карты шельфа. Согласно действующим инструкциям гидрографической службы средняя квадратическая погрешность определения местоположения судна не должна превышать 1,5 мм в масштабе съемки, а максимальное расстояние между промерными точками на рабочем планшете – составлять 3–4 см.

Промеры глубин производятся от поверхности морской воды, испытывающей постоянные колебания. Поэтому для приведения глубин к единому нуль-пункту одновременно с промерными работами выполняются наблюдения за уровнем воды с помощью приборов, называемых самописцами уровня моря (СУМ). К другим работам, сопутствующим съемке шельфа, относятся также взятие проб грунта дна и морской воды, измерение скоростей морских течений, геофизические наблюдения.

Для топографических карт шельфа в Российской Федерации принята проекция Гаусса–Крюгера со стандартной номенклатурой. Основной масштаб карт – 1:25 000; зоны интенсивного освоения и разработки полезных ископаемых снимаются в масштабах 1:5000 и 1:2000; труднодоступные районы арктических морей – в масштабе 1:50000 с последующим составлением карт более мелкого масштаба. Рельеф дна на картах шельфа изображается горизонталями; высота сечения рельефа, как и на суше, обусловлена масштабом съемки и характером рельефа.

Средства съемки рельефа. Съёмка дна водных бассейнов выполняется эхолотами различных моделей и конструкций. Характеристики эхолота демонстрируются на примере гидрографического эхолота *EM710*.

Многочувствительный гидрографический эхолот *EM710* предназначен для съемки рельефа дна с высоким разрешением. Это высокоточная система картографирования морского дна с большой разрешающей способностью, соответствующая всем действующим стандартам. Конфигурация эхолота может быть построена в соответствии с задачами пользователя и допускает выбрать систему как по ширине луча, так и по режиму излучения.

Минимальная дальность (глубина) обнаружения цели – 3 м от вибраторов. Максимальная дальность (глубина) обнаружения цели составляет приблизительно 2000 м, отчасти это зависит от размеров антенны. Полоса обзора (расстояние между крайними лучами) соответствует величине, равной $5,5h$ (где h – глубина), и может составлять более чем 2000 м.

Основу составляет приёмопередатчик 1 (рис. 5.34), который посылает звуковые импульсы в требуемом направлении, а также принимает отражённые импульсы 2, если посылаемый импульс, встретив на своём пути поверхность дна или какой-либо объект 3, отразится от него.

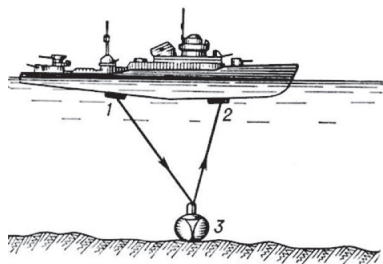


Рис. 5.34 Принцип работы эхолота

Измеряя промежуток времени между посылкой импульса и приёмом отражённого сигнала, можно определить расстояние до обнаруженного объекта.

Система EM710 работает в диапазоне частот от 70 до 100 кГц. Излучаемый веерный импульс разделен по частотам на три сектора, что позволяет увеличить диапазон измерения глубин, а также подавлять помехи, возникающие в результате многократного отражения сигнала от морского дна или других целей. В пределах каждого импульса три частотных сектора излучаются последовательно, а каждый сектор характеризуется индивидуальными частотами или формой волны.

В системе применена фокусировка луча в обоих направлениях как при излучении, так и при приеме, что позволяет получить максимальное разрешение элементов исследуемого участка рельефа дна. Результаты предыдущей посылки являются основанием применения алгоритма фокусировки для следующей посылки, причем фокусировка применяется индивидуально для каждого сектора частот. Для всех принимаемых лучей постоянно используется алгоритм динамической фокусировки. С помощью электроники все излучаемые импульсы стабилизируются по бортовой, килевой и вертикальной качке судна. Принимаемые лучи стабилизируются по бортовой качке.

Координирование промерных точек. Координирование промерных точек поверхности дна акватории спутниковыми приёмниками ГЛОНАСС и *GPS* выполняется в режиме «Кинематика с постобработкой», позволяющем получать координаты и высоты точек за короткие промежутки времени. Для этого базовый приемник устанавливается на пункте берегового геодезического обоснования, а мобильный – на борту судна, выполняющего съёмку дна водного бассейна.

Одним из принципиальных условий совместной работы спутниковой аппаратуры и гидрографического эхолота является их синхронизация во времени. Иначе говоря, «картинка» поверхности дна должна быть привязана к положению судна. Точки, отвечающие положению антенны приёмника спутниковой аппаратуры на судне, координаты которой определяются из спутниковых наблюдений, проецируются на соответствующую картинку поверхности дна шельфа или водного бассейна. Это позволяет определять координаты всех интересных для топографии точек поверхности дна водоёма.

Режим «кинематика» в спутниковых измерениях служит для определения координат передвижной станции в ходе ее перемещения. При работе в этом режиме необходимо, чтобы приемники на базовой и передвижной станции были в непрерывном контакте с созвездием одних и тех же спутников в течение всего времени измерений. До начала движения гидрографического судна выполняют инициализацию – разрешение неоднозначности фазовых измерений.

Если имеется цифровой радиоканал, и данные с базового приемника в процессе измерений можно передавать на подвижную станцию, координаты получают в режиме «кинематики в реальном времени», т.е. непосредственно на определяемой точке.

Точная *GNSS* съёмка предполагает использование определенных алгоритмов обработки фазовых измерений. Сантиметровая точность, получаемая при точной съёмке, следует из успешной обработки этих измерений. Фазовые измерения извлекаются из сигналов, принятых и обработанных геодезическим оборудованием

от видимых *GNSS + SBAS* созвездий. Существуют два различных алгоритма выполнения обработки, каждый из которых определяет конкретный метод съемки:

- *RTK* съемка (кинематическая съемка в реальном времени);
- съемка с постобработкой.

При *RTK* используются две системы: одна (база) устанавливается на выбранном пункте, в то время как другая (ровер) используется для съемки. База может быть:

- либо пользовательской собственной базой с радиомодемом или *GSM*-модемом либо, любым другим внешним устройством для передачи поправок;
- либо принадлежащей третьему лицу, управляющему базой (соединение происходит с помощью прямого IP адреса) или сетью базовых станций (соединение происходит с помощью *NTRIP* протокола), и предоставляющему данные для ровера через *GSM/GPRS*-модем.

Успешная съемка требует инициализации системы и сохранения инициализации в течение всей съемки. Могут использоваться несколько одновременно работающих роверов (читай несколько судов), причем каждый получает данные *RTK*-поправок от той же самой базы.

Основой измерений в режиме *RTK* служит принцип совместной обработки фазовых измерений, полученных, как правило, с двух разнесенных в пространстве навигационных приёмников – базового и подвижного (ровера). Каждый приёмник *RTK*-комплекта оборудован радио- или *GSM*-модемом, посредством которого осуществляется передача корректирующих данных, а также соответствующими антеннами. Скорость передачи данных должна быть не менее 2400 бит/с.

Базовый приёмник устанавливается на геодезическом пункте с известными координатами и передаёт по радио или *GSM*-связи поправки в координаты на подвижный приёмник – ровер. Ровер обрабатывает информацию, чтобы решить задачу получения векторов в системе координат ПЗ-90 или *WGS-84* путём разрешения неоднозначности фаз в реальном времени.

Общая точность определения положения высокоточным съёмочным оборудованием складывается из постоянной величины X и переменной Y .

Величина X , измеряемая в сантиметрах, показывает общую неопределённость измерений и зависит от качества приёмника и результатов работы алгоритмов вычисления положения при номинальных условиях приёма (открытое небо, имеется 5–7 спутников, хороший *GDOP*).

Величина Y , измеряемая в миллионных долях (0,0001 %), показывает изменение точности в зависимости от длины базиса в километрах.

К недостаткам использования радиомодемов следует отнести ограничение по дальности в 10–15 км и наличие прямой видимости между радиоантеннами базового и подвижного приемников. Кроме того, возможно наличие радиопомех в промышленных районах, а также в районах расположения воинских частей, аэродромов и т.п.; необходимым условием использования радиочастот является получение разрешения Главного радиочастотного центра.

Другим способом передачи поправок является использование *GSM*-связи (сотовой телефонной связи) и применение для этих целей *GSM*-модемов спутниковых приемников. В этом случае никаких разрешений не требуется, достаточно

приобрести *SIM*-карты по числу приёмников. Услуга передачи данных реализуется операторами сотовой связи.

Одним из этапов съёмки является процедура «локализации», которая реализуется в программном обеспечении, установленном в контроллере. После ввода координат исходных пунктов в обеих системах координат вычисляются параметры перехода от системы к системе, и становится возможным выполнять спутниковые определения уже в местной системе координат. На экране контроллера в *RTK*-режиме отображаются и фиксируются плоские координаты в местной системе координат.

В процессе съёмки оператору необходимо понимать, в какой момент фиксировать координаты точки. Для этих целей на экран контроллера выводится информация о значении *HRMS* (*horizontal root mean square* – горизонтального среднего квадратического, т.е. ошибки определения координат в плане) снимаемой точки. Формулы расчёта данной величины являются секретной информацией производителя и не предоставляются по запросам.

Вторым доступным геодезисту показателем точности текущего измерения является его статус, который изменяется по мере разрешения неоднозначности при обработке фазовой несущей. Настраиваемый перед проведением работ параметр разрешения неоднозначности, определяющий, насколько должна быть разрешена неоднозначность измерений, прежде чем будет достигнут статус «фиксированное положение», может быть равным 95%, 99% или 99.9%. Это уровень доверия к измерениям. Рекомендованное значение в 99% означает, что при достижении указанного статуса текущее измерение будет укладываться в отображаемую точность *HRMS* в 99 случаях из ста, а в одном — превышать его.

Непосредственно перед началом съёмки выполняются настройки базового приемника: задаются координаты известного пункта в местной системе координат, на котором он установлен, вводится пин-код. Также настраивается ровер: выбирается *RTK*-режим, прописывается телефонный номер базового приемника, вводится пин-код.

Все настройки выполняются на контроллере, который подключается к нужному устройству через соединение *Bluetooth* или посредством проводной связи. После установления связи базовый приёмник начинает передачу корректирующих данных.

Необходимо проводить контроль правильности определения координат точек в местной системе координат. Во-первых, проверяется правильность определения координат базовой станции (проверка правильности параметров перехода от ПЗ-90 или *WGS-84* к местной системе координат). Для этого ровер подносят к базовому. Значения координат базовой станции будут показаны на экране контроллера, подключенного к роверу. Во-вторых, следует на некоторых исходных пунктах сравнить координаты, полученные в *RTK*-режиме, с истинными координатами. Если координаты отличаются на допустимую величину, то можно начинать съёмку.

Вначале выполняется *инициализация* — привязка мобильной станции к базовой, для чего измерения на первой точке проводят несколько дольше (20–30 с). Завершают съёмку участка наблюдения на первой точке либо на пункте с известными координатами. После завершения съёмки производят обработку результатов так же, как и в случае статических измерений.

6. ИЗЫСКАНИЯ ТРАСС ЛИНЕЙНЫХ СООРУЖЕНИЙ

6.1. Общие сведения об изысканиях трасс линейных сооружений

К линейным сооружениям относятся сооружения, имеющие значительную протяжённость вдоль одной из своих осей и занимающие небольшое пространство в перпендикулярном к ней направлении. Такими сооружениями являются все виды автомобильных и железных дорог, каналы и трубопроводы, воздушные и подземные линии связи и линии электропередач (ЛЭП) и др.

Изыскания линейных сооружений ведутся комплексно, с привлечением всех основных видов изыскательских работ: геодезических, геологических, экологических, гидрометеорологических, экономических и др. Главной задачей изысканий линейных сооружений является выбор оптимального варианта трассы. При этом должны быть решены не только чисто технические и экономические задачи, но и прогнозироваться экологические изменения природной среды.

Под инженерными изысканиями трасс линейных сооружений понимают комплексное изучение природных и экономических условий района будущего строительства. В результате инженерных изысканий получают материалы, необходимые для разработки экономически целесообразных и технически обоснованных решений при проектировании объекта с учётом рационального использования и охраны окружающей среды. На основе изысканий вырабатываются прогнозы изменений природной среды под воздействием строительства и эксплуатации объекта строительства.

Изыскательские работы предшествуют проектным и подразделяются на инженерно-геодезические, экологические, инженерно-геологические, инженерно-гидрометеорологические изыскания и некоторые другие.

Под инженерно-геодезическими изысканиями понимают комплекс работ, обеспечивающих получение топографо-геодезических материалов (планов различных масштабов, профилей и т.п.) для проектирования, строительства или реконструкции линейных сооружений.

Инженерно-геодезические изыскания позволяют получить информацию о рельефе и ситуации местности и служат основой не только для проектирования, но и для проведения других видов изысканий и обследований. При проектировании и реализации проектов планово-высотной геодезической основы трасс линейных сооружений исходной нормативно-технической документацией служит СП 47.13330.2012.

В процессе инженерно-геодезических изысканий выполняют работы по созданию геодезических плановых и высотных сетей, которые являются основой

топографических съёмок разных масштабов. Планово-высотные сети проектируют и строят вдоль осей будущих линейных сооружений. На основе этих сетей производят трассирование линейных сооружений, их строительство, планово-высотную привязку геологических выработок, точек геофизической разведки и многие другие работы.

Геодзическая плановая и высотная основа при изысканиях новых железных и автомобильных дорог, строительстве трубопроводов магистральных каналов и коллекторов, линейных сооружений на застроенных территориях, при полевом трассировании строятся спутниковыми методами. Сгущение спутниковых сетей может выполняться традиционными способами с относительной погрешностью $1/5000$ в линейных измерениях, $10''\sqrt{n}$ в угловых и с невязками высотных ходов $50\sqrt{L}$ (мм).

Здесь принято n — число углов в ходе; L — длина хода, км.

При изысканиях для строительства трубопроводов, линий электропередачи и канатно-подвесных дорог в пересеченной и горной местности может выполняться тригонометрическое нивелирование.

Более подробную информацию о планово-высотных сетях для целей изыскания и строительства линейных сооружений можно найти в [35, 36].

Допустимые невязки измерений при изысканиях для строительства высокоскоростных железных дорог устанавливаются в соответствии с требованиями производственно-отраслевых (ведомственных) нормативных документов.

В зависимости от назначения и вида сооружений, площади изучаемого участка и стадии проектирования в состав инженерно-геодезических изысканий для строительства линейного сооружения входят:

- изучение физико-географических и экономических условий участка;
- сбор и анализ имеющихся топографо-геодезических материалов на район строительства;
- построение или развитие опорных геодезических сетей 3 и 4 классов, геодезической сети сгущения 1-го и 2-го разрядов и нивелирной сети II – IV классов;
- создание планово-высотной съёмочной геодезической сети;
- топографическая съёмка в масштабах 1:5000; 1:2000; 1:1000; 1:500, включая съёмку сооружений и подземных коммуникаций, издание топографических материалов;
- трассирование линейных сооружений;
- геодезическое обеспечение инженерно-геологических, гидрографических и других видов изысканий;
- геодезические стационарные наблюдения за деформациями оснований зданий и сооружений, земной поверхности и толщи горных пород в районах развития опасных природных и техногенных процессов.

В ряде случаев по заданию заказчика на участке застройки может выполняться топографическая съёмка масштаба 1:200.

Сегодня планово-высотная основа линейного объекта всё чаще строится на основе спутниковых технологий.

Проектирование спутниковой сети осуществляется вдоль проекта трассы автотородороги на карте: намечаются исходные (базовые) станции и определяемые

(роверные) станции в непосредственной близости от запроектированной трассы. Рассчитывается программа наблюдений, длительность и количество сеансов наблюдений спутников. Проектируется полигонометрический магистральный ход, связывающий все пункты спутниковой сети по трассе. Выполняется оценка точности полигонометрического хода. Средства – карта и калькулятор.

Полевые работы по наблюдениям выполняются геодезическими спутниковыми приёмниками. Обработка результатов полевых измерений осуществляется в лабораторных условиях на компьютерах в программах, соответствующих избранному приёмнику. Средства – спутниковые приёмники, компьютер с соответствующим программным обеспечением.

На рис. 6.1 приведена возможная схема плано-высотного обоснования сложного участка трассы железнодорожной магистрали в районе пересечения с рекой. Плано-высотная основа построена в виде каркасной сети в полосе отвода железной дороги. Вдоль магистрали проложен полигонометрический ход 2 разряда. В районе пересечения водной артерии и магистрали построена разбивочная сеть мостового перехода.

Изыскания трасс проводят в полном соответствии со стадиями проектирования: технико-экономическое обоснование – ТЭО, технический проект – ТП, рабочая документация – РД.

На первой стадии решаются принципиальные вопросы, определяется экономическая целесообразность строительства, сравниваются возможные варианты трассы по укрупнённым показателям, решаются вопросы снабжения материалами и трудовыми ресурсами.

На стадии технического проекта на местности выбирается оптимальное положение трассы, устанавливаются технические параметры, конструкция основных сооружений и полная стоимость строительства.

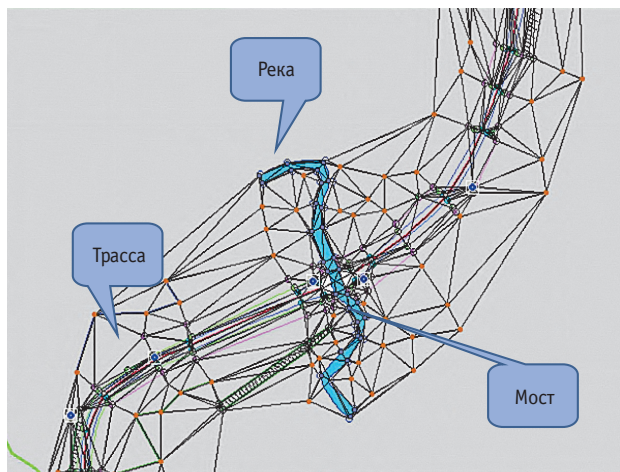


Рис. 6.1. Примерная схема каркасной и рабочей сети линейного объекта

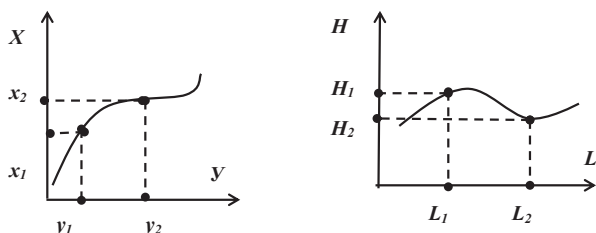


Рис. 6.2.
План и профиль трассы

На стадии рабочей документации уточняются все конструктивные решения, проводится окончательная укладка трассы и закрепление её на местности.

Элементы трассы. Трассой называется ось проектируемого линейного сооружения, обозначенная на местности, нанесённая на топографическую карту или фотоплан, заданная координатами основных точек в цифровой модели местности. Основными элементами трассы являются: план – её проекция на горизонтальную плоскость и продольный профиль – вертикальный разрез по проектируемой линии, рис. 6.2.

Трасса представляет собой сложную пространственную линию. В плане она состоит из прямых участков разного направления, сопрягающихся между собой горизонтальными кривыми постоянного и переменного радиуса кривизны (рис. 6.3). В продольном профиле трасса состоит из линий различного уклона, соединяющихся между собой вертикальными кривыми.

На ряде трасс (электропередач, канализации) горизонтальных и вертикальных кривых не проектируют, и трасса представляет собой пространственную ломаную линию.

Параметры трассирования. Трасса должна удовлетворять определённым требованиям, которые устанавливаются техническими условиями на её проектирование. Для трасс транспортных магистралей, например, задаются наибольшие или наименьшие продольные уклоны, минимально допустимые радиусы горизонтальных и вертикальных кривых, габариты приближений и др.

Трассирование. Комплекс инженерно-изыскательских работ по выбору трассы, отвечающей всем требованиям технических условий и требующей наименьших затрат на её сооружение и эксплуатацию, называется трассированием. Оптимальную трассу находят путём технико-экономического сравнения конкурирующих вариантов.

Если трассирование линейного сооружения осуществляется по топографическим планам, аэрофото материалам, цифровым моделям местности, то такое трассирование называется камеральным; если трасса выбирается непосредственно на местности, то трассирование называется полевым.

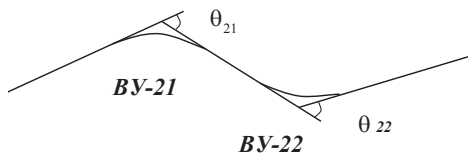


Рис. 6.3. Элементы плана трассы

При трассировании различают плановые параметры: углы поворота, радиусы горизонтальных кривых, длины переходных кривых, прямые вставки и высотные параметры: продольные уклоны, длины элементов в профиле, радиусы вертикальных кривых.

6.2. Элементы плана и профиля автодороги

Сеть автомобильных дорог является одним из главных факторов, определяющих уровень экономического развития территории, и обеспечивает хозяйственные, административные и культурные связи как внутри региона, так и между регионами.

При проектировании и строительстве автомобильных дорог руководствуются СНиП 2.05.02-85 «Автомобильные дороги. Нормы проектирования». В этом нормативном документе все автомобильные дороги классифицируются на 5 категорий исходя из перспективной интенсивности движения (автомобилей в сутки) на 20 лет вперёд.

Все элементы дороги каждой категории рассчитывают на обеспечение безопасного движения автомобилей с так называемой расчётной скоростью. Предельно допустимые уклоны профиля дороги, равно как и минимальные радиусы горизонтальных закруглений, зависят от категории дороги. Лимитированы также радиусы вертикальных кривых.

Основные параметры автомобильных дорог в зависимости от категории приведены в табл. 6.1.

Таблица 6.1. Параметры автомобильных дорог

Категория дороги	Ia	Iб	II	III	IV	V
Предельная интенсивность, авт. сут.	>7000	>7000	≤7000	≤3000	≤1000	<200
Расчётная скорость, км/ч	150	120	120	100	80	60
Пред. уклон, ‰	30	40	40	50	60	70
Радиус кривой, м	1200	800	800	600	300	150
Видимость, м	210	175	175	140	100	75
Проезжая часть, м	15 – 30	15 – 22,5	7,5	7,0	6,0	4,5
Обочина, м	3,75	3,75	3,75	2,5	2,0	1,75
Дорожное полотно, м	28-43	27-35	15	12	10	8

Для обеспечения удобств и безопасности движения с расчётной скоростью по кривым малых радиусов в конструкции дороги предусматривают дополнительные устройства: виражи, переходные кривые, уширение проезжей части и срезка видимости. Вираж – это односкатный поперечный профиль дороги с уклоном проезжей части и обочин к центру кривой. СНиП предусматривает уширение проезжей части дорог на кривых с радиусами менее 1000 м. Проезжую часть уширяют с внутренней стороны кривой за счёт обочины, а для целей обеспечения безопасного движения транспорта в зависимости от его скорости следует

выдерживать определённые расстояния прямой видимости.

Автомобильные дороги имеют разнообразные искусственные сооружения, устраиваемые для преодоления различных препятствий или для придания их полотну устойчивости. Это мосты, предназначенные для прохода через водные препятствия, реки, каналы, заливы, ручьи и т.п.; виадуки, пропускающие дороги через глубокие долины, балки, овраги и суходолы; эстакады, трубы, туннели и т.п.

Полотно автомобильной дороги (рис. 6.4) включает в себя проезжую часть – полосу, по которой происходит движение автомобилей. Число полос движения зависит от категории дороги: Ia – 4-8 полос; Ib – 4-6 полос; II-IV – 2 полосы и V – 1 полоса движения. Обочины – это полосы по бокам проезжей части, используемые для кратковременной стоянки автомобилей и складирования материалов при ремонте дорог. Боковые канавы служат для отвода воды и осушения полотна дороги.

План трассы. В плане трассу автомобильной дороги высших категорий проектируют с минимальной протяжённостью прямых вставок как сочетание дуг окружности с радиоидальными спиралями – клотоидами или как кривые с непрерывно изменяющейся кривизной, аппроксимируемые кубическими полиномами-сплайнами. Автодороги низших категорий в плане состоят, как сказано ранее, из прямых участков разного направления, сопрягающихся между собой горизонтальными кривыми постоянного или переменного радиуса кривизны.

Каждое изменение направления трассы характеризуется *углом поворота* трассы, который измеряют между продолжением предыдущего прямого участка трассы и новым её направлением. Углы поворота последовательно нумеруют вдоль трассы, следуя от её начала.

Проект трассы выносят на местность по координатам её углов поворота. Разбивку производят от пунктов геодезической основы или от ближайших чётких контуров, надёжно закрепляют и составляют схему привязки.

По оси трассы производят разбивку пикетажа, т.е. разбивают и закрепляют на местности 100-метровые интервалы, называемые пикетами.

Круговые кривые. Основными элементами круговых кривых (рис. 6.5) являются: угол поворота трассы θ , измеряемый на местности или на топографической карте; радиус кривой R , который назначается в зависимости от условий местности и категории трассы; длины *касательных* $AC=BC=T$, называемые тангенсами,

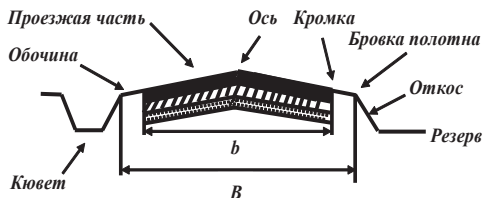


Рис. 6.4. Устройство автомобильно-дорожного полотна

$$T = R \cdot \operatorname{tg} \frac{\theta}{2}; \quad (6.1)$$

длина кривой $AFB=K$

$$K = R \cdot \pi \frac{\theta}{180^\circ}; \quad (6.2)$$

длина биссектрисы $CF=B$

$$B = R(\sec \frac{\theta}{2} - 1); \quad (6.3)$$

величина домера $D=2T-K$.

По приведённым формулам для аргументов R и θ составлены таблицы кривых.

Точка C называется вершиной угла поворота (BV), точки A , F и B соответственно начало кривой (HK), середина кривой (CK) и конец кривой (KK). Перечисленные точки называются главными точками кривой. Пикетажные наименования главных точек кривой находят из выражений

$$\begin{aligned} nk \text{ } HK &= nk \text{ } BV - T; \\ nk \text{ } KK &= nk \text{ } HK + K; \\ nk \text{ } CK &= nk \text{ } HK + K/2. \end{aligned} \quad (6.4)$$

Начало кривой HK в натуре находят путём откладывания от вершины угла в обратном направлении величины тангенсы T . По направлению возрастания пикетажа, отложив значение тангенсы, находят конец кривой. Вычисления по формулам 6.4 контролируются:

$$\begin{aligned} nk \text{ } KK &= nk \text{ } BV + T - D; \\ nk \text{ } CK &= nk \text{ } KK - K/2. \end{aligned}$$

Переходные кривые. При движении на криволинейных участках трасс возникает центробежная сила, для уравновешивания действия которой на железнодорожных магистралях делают возвышение наружного рельса по отношению к внутреннему. На автомобильных дорогах с этой же целью устраивают так называемый вираж, т.е. односкатный поперечный профиль с наклоном к центру кривой.

Прямые участки на дорожных трассах сопрягают с круговыми кривыми при помощи так называемых переходных кривых. Радиус переходной кривой непрерывно меняется от бесконечности (в начале переходной кривой) до радиуса круговой кривой (в точке сопряжения с последней). Этим обеспечивается постепенное нарастание центробежного ускорения. В пределах переходных кривых на железных дорогах осуществляется «отведение возвышения» наружного рельса, а на автодорогах – «отгон виража», т.е. переход от двускатного поперечного профиля к односкатному и наоборот.

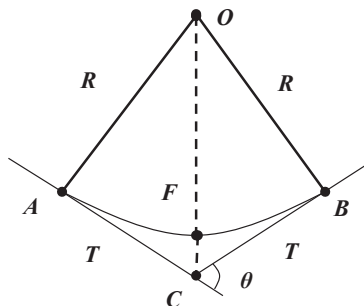


Рис. 6.5. Элементы круговой кривой

6.3. Камеральное трассирование

Выбор положения трассы. Камеральное трассирование выполняют на топографических картах разных масштабов в зависимости от стадии проектирования. На картах мелкого масштаба наносят опорные пункты трассы и проводят так называемые воздушные линии, определяющие генеральные направления трассы. Эти направления уточняются на картах средних масштабов (1:50 000 – 1:25 000). По выбранному основному направлению трассы выполняют изыскания для первой стадии проектирования, в процессе которых определяют оптимальное положение и сбор достоверных и полных материалов для разработки проекта трассы и всех сооружений на ней. Проектные изыскания магистральных трасс производят аэрометодами (масштабы съёмки 1:10 000–1:15 000) с полевой привязкой аэрофотоснимков, дешифрированием и натурными обследованиями.

Исходные данные для проектирования отражаются в техническом задании, в котором устанавливается его категория, а также максимально допустимый продольный уклон $i_{пр}$, наименьшие радиусы кривых в плане и продольном профиле.

В зависимости от условий местности камеральное трассирование выполняют или способом попыток, или построением линии заданного уклона. Способ попыток применяют в равнинной местности на участках «вольных ходов». Между фиксированными точками намечают на карте кратчайшую трассу и составляют по ней продольный профиль местности с проектом красной линии.

Для получения наиболее короткой трассы в равнинных районах придерживаются следующих правил трассирования:

- трассу прокладывают по прямой линии от одного контурного препятствия к другому;
- вершины углов поворота выбирают против середины препятствия с таким расчётом, чтобы трасса огибала это препятствие;
- углы поворота стремятся иметь по возможности не более 20-30°.

Существует ряд ограничений на положение трассы, вызванных необходимостью обхода крупных форм рельефа, населённых пунктов, лесов, зон развития физико-геологических процессов. Неблагоприятные участки пересекаются в наиболее узких местах или в зонах наименьшего проявления сложных для прокладки дороги факторов.

В горных условиях на участках «напряжённых ходов» самым распространённым приёмом камерального трассирования является нахождение на топографической карте в заданном направлении линии предельного допустимого уклона для данной категории трассы.

По карте масштаба 1:М и высоте сечения рельефа h определяют величину заложения l на карте для предельного уклона трассирования:

$$l = \frac{h}{i_{пр}} \frac{1}{M}. \quad (6.5)$$

Из начальной точки, придерживаясь основного направления трассы, раствором циркуля, равным l , засекают соседнюю горизонталь. Из полученной точки

вновь засекают этим же раствором циркуля точку следующей горизонтали и т.д. При пересечении оврагов к тальвегу не спускаются, а переходят сразу на другую сторону, засекая одноимённую горизонталь. Так же поступают при пересечении рек, стремясь вести трассу перпендикулярно руслу.

Таким образом, получают на карте точки, образующие линию равных уклонов, или так называемую линию нулевых работ. Так как эта линия обычно весьма извилиста, то её спрямляют, вписывают кривые и разбивают пикетаж.

Разбивка пикетажа. Пикетаж применяется как система координирования протяжённых объектов (дорог, трубопроводов, линий электропередач) путём их разметки на участки длиной 100 м. Начало трассы принимают за нулевой пикет (*пк 0*) и раствором циркуля, равным 100 м, в масштабе плана отмечают по оси трассы последовательное расположение пикетов. Дойдя до первой вершины угла, находят её пикетажное значение. По формулам (6.1) – (6.3), задавшись значением радиуса, рассчитывают элементы кривой и вычисляют пикетажные значения главных точек кривой по формулам (6.4). От конца кривой по его пикетажному значению находят величину отрезка до следующего пикета и откладывают этот отрезок, отмечая положение пикета. Разбивку продолжают до следующей вершины угла.

По горизонталям определяют высоты пикетов и характерных перегибов местности с точностью 0,2 мм и составляют продольный профиль, по которому рассчитывают проектную (красную) линию. В местах, где получаются большие объёмы земляных работ, сообразуясь с высотами рельефа на карте, трассу несколько смещают в ту или иную сторону и перепроектируют этот участок.

Продольный профиль дороги – это её разрез по оси, иначе говоря, развёрнутая в плоскости чертежа проекция оси дороги на вертикальную плоскость. Продольный профиль характеризует крутизну отдельных участков дороги, и расположение её проезжей части относительно поверхности земли. Крутизна ската измеряется продольным уклоном, который является важнейшей характеристикой транспортных качеств автомобильной дороги, и его максимально допустимое значение устанавливается в зависимости от категории дороги.

Детальные разъяснения относительно приёмов построения продольного профиля проводятся на лабораторных работах. Здесь же приведём некоторые общие пояснения по его составлению.

Продольный профиль строится на миллиметровой бумаге. Горизонтальный масштаб построения обычно выбирается равным 1:10 000; 1:5000 или 1:2000, а вертикальный назначают в десять раз крупнее горизонтального. Образец построения продольного профиля трассы приведён на рис. 6.6.

Порядок расположения строк профильной сетки, их наименование и число может изменяться в зависимости от типа проектируемого сооружения, принятых правил оформления сетки в том или ином ведомстве.

Длину профиля легко установить по номеру последнего пикета, а высоту – по разности наибольшей и наименьшей отметок. Начало отсчёта высот на профиле назначают так, чтобы самая низкая точка профиля отступала от верхней строки профильной сетки на 5-6 см. Для большинства линейных сооружений обычными строками профильной сетки являются «Километры», «Прямые и кри-

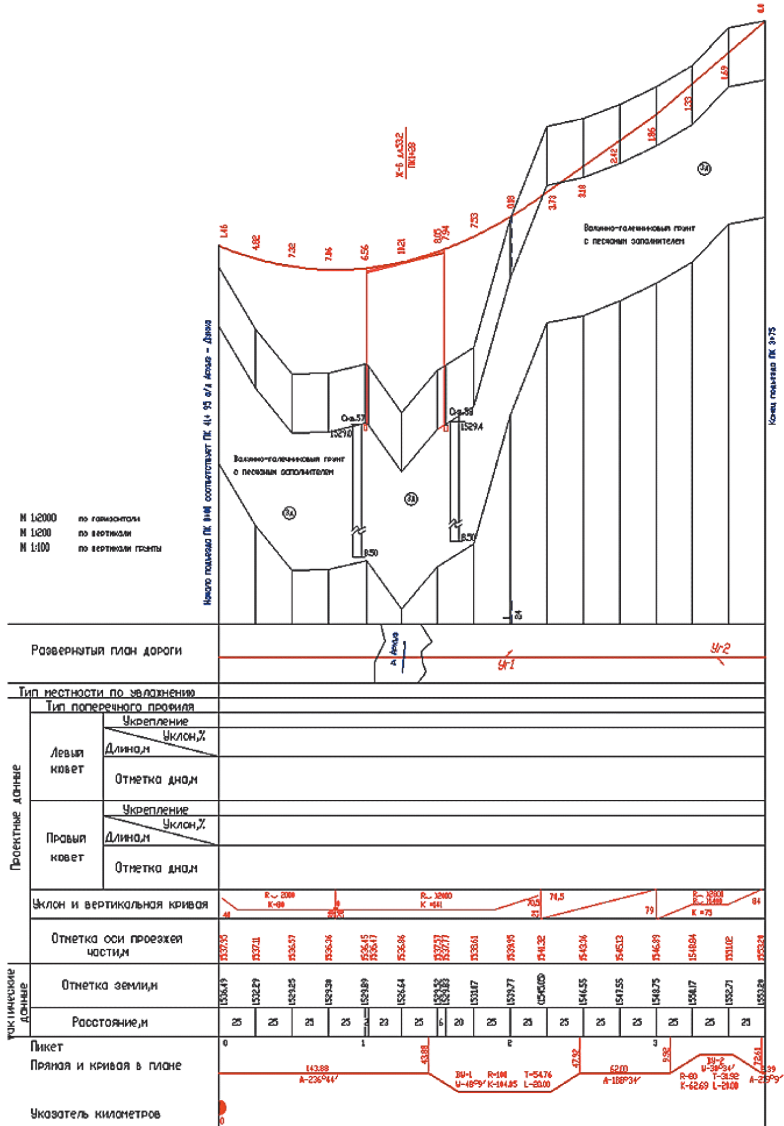


Рис. 6.6. Фрагмент продольного профиля автодороги

вые в плане», «Пикетаж», «Расстояния», «Отметки земли», «Проектные отметки: а) земляного полотна; б) кюветов».

В графе «План дороги» красным цветом посередине наносится ось трассы, а слева и справа от неё глазомерно отражаются объекты ситуации в полосе 100-200 м. Стрелками показываются углы поворота трассы.

В графе «Прямые и кривые в плане» по пикетажу определяются начало и конец кривых. Кривые наносятся на ось трассы выпуклостью вниз при повороте трассы налево и выпуклостью вверх при повороте направо. Внутри кривых выписываются угол поворота трассы θ и радиус кривой R . Длины прямых участков вычисляются по разностям пикетажных значений их начала и конца. Кроме того, выписывается румб прямого участка. Для этого по карте измеряется транспортиром румб одного (длинного) участка трассы, а румбы остальных вычисляются по углам поворота.

Все существующие на карте элементы вычерчиваются чёрным цветом, а все проектные – красным.

Проектирование земляного полотна начинают с точек, высоты которых фиксированы. Это могут быть участки мостовых переходов, перевалы, пересечения с крупными транспортными магистралями. Высоты таких точек определяют графически по карте как отметки земли с учётом высоты насыпи или выемки, если таковые проектируются.

При проектировании земляного полотна будущей автомобильной дороги следует придерживаться некоторых правил:

- проектные уклоны не должны превышать заданного значения;
- уклоны вычисляют по известной формуле ($i = h/d$) с округлением до 0,001; для вычисления $h = H_k - H_n$ высоты начала и конца участка с однообразным уклоном берутся с профиля графически;
- алгебраическая разность уклонов $i_2 - i_1$ на смежных участках профиля не должна быть больше заданного предельного уклона;
- следует проектировать минимальный объём земляных работ, причём объём грунта в выемках проектируют приблизительно равным объёму в насыпи;
- желательно, чтобы переломы профиля не совпадали с плановыми кривыми;
- на равнинных участках значительного протяжения земляное полотно следует проектировать в насыпи высотой 1–1,5 м, что обеспечит водоотвод с полотна и сохранит его от снежных заносов;
- на участках пересечения трассы с водотоками следует проектировать трубы диаметром 0,5–1 м или мостовые переходы с учётом горизонта внешних вод, но выше уреза воды на 5–8 м.

Мостовые переходы через средние и большие реки должны располагаться на прямых (в плане) и на горизонтальных (в профиле) площадках.

Проектные (красные) отметки пикетов и любых других точек в пределах участка с однообразным значением уклона i рассчитываются аналитически по формуле:

$$H_k = H_n + id, \quad (6.6)$$

где H_n – высота начальной точки участка, полученная графически, а d – расстояние от начальной до данной точки профиля.

Рабочие отметки вычисляются как разность проектных отметок точек трассы и отметок земли. Точки перехода проектной линии из выемки в насыпь или наоборот называются *точками нулевых работ*.

Вертикальные кривые проектируют на автомобильных дорогах с целью плавного сопряжения смежных участков профиля и улучшения видимости. Вертикальные кривые проектируют только на тех переломах проектного профиля, где величина биссектрисы вертикальной кривой оказывается более 0,5 м.

Радиус вертикальной кривой на автомобильных дорогах зависит от категории дороги и характера сопрягаемых уклонов и для выпуклых кривых назначается в пределах 27 000 – 2500 м, а для вогнутых – в пределах 8000 – 1500 м.

Элементы вертикальных кривых K_{BK} , T_{BK} и B_{BK} могут быть вычислены по принятому радиусу и разности уклонов $\Delta i = (i_1 - i_2)$ по следующим приближённым формулам:

$$K_{BK} = R_{BK} (i_1 - i_2); \quad T_{BK} = R_{BK} \frac{i_1 - i_2}{2}; \quad B_{BK} = \frac{T_{BK}^2}{2R_{BK}}. \quad (6.7)$$

Элементы вертикальных кривых строятся в принятом масштабе продольного профиля в графе «Земляное полотно». Построение начинают от точки перелома проектной линии в обе стороны, откладывая величину тангенса и получая таким образом начало и конец вертикальной кривой. Внутри обозначенного участка выписывают вычисленные элементы и привязку до ближайших пикетов.

Для начала и конца вертикальной кривой по проектным уклонам и расстояниям примыкающих участков находят проектные отметки. Отметку вершины кривой находят по значению биссектрисы.

Проектирование водоотвода. Для отвода воды от земляного полотна вдоль дороги устраивают боковые кюветы.

При проектировании кюветов следует придерживаться следующих правил:

- для насыпей более 0,6 м кюветы не проектируют;
- для насыпей высотой менее 0,6 м и нулевых отметок уклон кюветов назначают равным 3‰ в сторону понижения рельефа;
- в выемках, имеющих уклон 3‰ и более, уклон кюветов назначают равным уклону земляного полотна, а отметки дна кюветов – на 0,6–0,8 м ниже отметок земляного полотна;
- на горизонтальных площадках в выемках и на участках выемок с уклоном менее 3‰ водоотвод проектируют с минимальным уклоном, т.е. 3‰ от середины в две стороны.

Проектирование кюветов начинают с возвышенных участков трассы, последовательно вычисляя отметки дна кюветов по уклонам и расстояниям. В пределах вертикальных кривых, где уклоны непрерывно меняются, их не показывают, а пишут «Параллельно бровке».

6.4. Полевое трассирование, разбивка круговых кривых

Полевое трассирование производится на стадии рабочего проектирования для поиска местных улучшений трассы, её окончательного перенесения и закрепления на местности.

Полевое трассирование можно представить следующим комплексом работ:

- вынесение проекта трассы в натуру, вешение линий;
- линейные измерения и измерения углов поворота;
- разбивка пикетажа, круговых и переходных кривых;
- нивелирование трассы, установка вдоль трассы реперов высотной основы;
- закрепление трассы, полосовая съёмка, съёмка площадок, переходов, пересечений;
- обработка полевых материалов, составление плана и продольного профиля трассы.

Исходным документом для полевого трассирования служат материалы камерального трассирования, а именно, утверждённый и принятый к исполнению вариант проекта трассы. Проект трассы переносится на местность по данным привязки вершин углов поворота к местным предметам и к пунктам геодезической основы. Для этих целей выполняют геодезическую подготовку проекта, т.е. находят линейные и угловые элементы привязки основных точек трассы (начала трассы, вершин углов поворота, конца трассы) к геодезическим пунктам, твёрдым контурам и предметам местности. Разбивочные элементы находятся из решения обратных геодезических задач по координатам геодезических пунктов, а также точек контуров и предметов местности, полученных графическим путём с карты. Координаты выносимых на местность точек трассы также могут быть получены частично графически или найдены из решения прямых геодезических задач по оси трассы.

Полевые работы начинаются с рекогносцировки, отыскания и восстановления геодезических пунктов, опознания предметов и контуров местности, от которых производят соответствующие угловые и линейные построения, и находят нужные точки трассы. На найденных точках устанавливают вежи и обследуют полученные прямые участки трассы, в частности переходы через водные препятствия, овраги, пересечения с существующими магистралями и другие сложные места. Положение трассы корректируют так, чтобы получить более удобные и выгодные её характеристики. Окончательно выбранное положение точек трассы надёжно закрепляют на местности солидными знаками и составляют абрис привязки.

Решение задачи *прокладки трассы* несколько усложняется, если между соседними углами поворотов нет прямой видимости. Направление трассы в этом случае может быть определено несколькими способами:

- Трасса задаётся теодолитом с вершины угла поворота: а) по разности дирекционных углов предыдущего и последующего направлений трассы; б) по разности дирекционных углов направления трассы и направления на видимый геодезический пункт.
- В вершине угла гиротеодолитом определяют азимут направления на хорошо видимый предмет местности. От этого направления задают трассу по её дирекционному углу.
- Найдя какую-либо точку между смежными углами, с которой эти углы поворота видны, решают задачу «выставления теодолита в створ».
- С некоторым приближением трасса может быть задана магнитным азимутом.

- На прямолинейных участках большой протяжённости выносят в натуру и закрепляют на местности створные точки трассы по их координатам и координатам пунктов плановой основы.

Поэтому на сложных трассах для их реализации вначале строится плановая опорная сеть.

Вдоль трассы между закреплёнными или опознанными точками прокладывают теодолитный и нивелирный магистральные ходы. Точность построения теодолитного и нивелирных ходов регламентирована СП 11–104–97 в зависимости от стадии проектирования и вида линейного сооружения. Так, при полевом трассировании (выносе трассы в натуру) новых железных и автомобильных дорог допустимые невязки линейных измерений могут составить 1:2000, а угловые невязки – $1'\sqrt{n}$, где n – число углов в ходе. Для нивелирных ходов невязки не должны превосходить значения $50\sqrt{L}$ (мм), где L – длина хода в километрах.

Поскольку для развития опорных плановых сетей сегодня используют спутниковые технологии, то построение плановой основы для целей строительства трассы схематично можно представить следующим образом.

На первом этапе выбирают исходные пункты каркасной сети. Такими пунктами, которые будут служить базовыми станциями, могут быть региональные пункты ВГС и СГС. Далее вдоль трассы выбирают места с открытым горизонтом для закладки пунктов спутниковой сети. В этих точках будут установлены приёмники роверных станций. Наблюдения производят с использованием максимально возможного количества приёмников в режиме статики и быстрой статики. В местах строительства переходов, пересечений и искусственных сооружений устанавливают как минимум три пункта СГС, что позволит проконтролировать их построение. По пунктам СГС вдоль трассы прокладывают магистральный ход, который позволяет произвести сгущение спутниковой сети. Это полигонометрический ход 2 разряда, в котором длины линий и горизонтальные углы измеряются электронным тахеометром. Поскольку с использованием электронного тахеометра превышения между смежными точками хода, то прокладкой магистрального хода решается вопрос построения высотной основы трассы.

В процессе прокладки магистрального хода ведут поиск упрощающих местных вариантов с целью уменьшения уклонов вдоль оси трассы, обхода локальные неблагоприятные участки, сельскохозяйственные угодья, построенные новые капитальные объекты и т.д.

При полевом трассировании выполняют два вида *линейных измерений*.

Первый вид измерений – это определение расстояний между вершинами углов поворота и створными точками. Эти работы выполняют вместе с угловыми измерениями, которые подобны измерениям в полигонометрии. По результатам этих измерений и данным плановой привязки трассы к пунктам геодезической основы вычисляют координаты углов поворота. Эти измерения выполняют электронным тахеометром по программе 2 разряда полигонометрии.

Второй вид измерений служит для разбивки пикетажа, элементов кривых и поперечных профилей.

Пикетаж по трассе разбивают через 100 м обычной землемерной лентой или 50-метровой рулеткой. Проще и быстрее разбивку пикетажа выполнять при помощи электронного тахеометра. Пикеты закрепляются при помощи кольев со сторожками. На сторожках несмываемой краской указывают номер пикета (ПК 56, ПК 57 и т.д.). Дополнительно сторожками фиксируются рельефные и контурные точки (перегибы рельефа, пересечения трассы с какими-либо контурами). Это так называемые плюсовые точки (ПК 64+21,0), поскольку их плановое положение на оси трассы определяется расстоянием от ближайшего меньшего пикета.

При разбивке пикетов лентой или рулеткой на наклонной местности вводят поправки за наклон. Если используется электронный тахеометр, то разбивку пикетажа выполняют по данным горизонтальных проекций показаний дисплея.

На косогорах от пикетов и плюсовых точек перпендикулярно к трассе разбивают поперечники на 20–50 м в обе стороны. Если поперечный наклон местности, по которой проходит трасса, больше 11° , то поперечники разбивают на всех пикетах и плюсовых точках.

На углах поворота разбивают кривые. В натуру выносят главные точки кривых: начало (НК), середину (СК) и конец (КК). С этой целью по измеренному значению угла поворота трассы θ и принятому значению радиуса R рассчитывают величины элементов кривой: тангенса (T), длины кривой (K), биссектрисы (B) и домера (D) по формулам (6.1) – (6.3). Пикетажные значения главных точек кривых с контролем находят по формулам (6.4). На местности эти точки получают построением отрезков (T) и (B) от вершины угла поворота по оси трассы и по биссектрисе угла соответственно. Найдя на местности точку (КК) и её пикетажное значение, по новому направлению трассы строят отрезок, равный разности пикетажных значений (КК) и следующего старшего пикета. От полученного на местности пикета разбивку продолжают в обычном порядке.

Пикетажный журнал. Одновременно с разбивкой пикетажа (обычно в масштабе 1:2000) ведут пикетажный журнал, где ось трассы показывают в виде прямой линии посередине каждой страницы. На этой прямой в принятом направлении последовательно наносят все пикеты и плюсовые точки, углы поворота, расчёты элементов кривых и пикетажные значения главных точек кривых. По обе стороны от оси трассы (примерно по 50 м) производят глазомерную съёмку ситуации, к пикетажу привязывают инженерно-геологические выработки, створы гидрометрических измерений и т.д. Журнал удобно вести на миллиметровой бумаге; заполнять в соответствии с продвижением бригады, производящей разбивку пикетажа.

Детальную разбивку кривых можно выполнить несколькими способами. Рассмотрим некоторые из них.

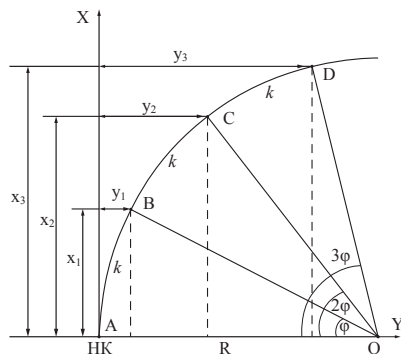


Рис. 6.7. Разбивка кривой способом прямоугольных координат

Способ прямоугольных координат. В этом способе начало координат совмещается с точками (НК) или (КК) (рис. 6.7). Ось X совмещают с осью трассы. Расстоянием k между точками на кривой задаются исходя из практических соображений. По значению k находят угол φ по формуле:

$$\varphi = \frac{k}{R} \frac{180}{\pi}. \quad (6.8)$$

Из рис. 6.7 видно:

$$\begin{aligned} x_1 &= R \sin \varphi; \quad x_2 = R \sin 2\varphi; \quad x_3 = R \sin 3\varphi; \\ y_1 &= 2R \sin^2 \left(\frac{\varphi}{2} \right); \quad y_2 = 2R \sin^2 2 \left(\frac{\varphi}{2} \right); \quad y_3 = 2R \sin^2 3 \left(\frac{\varphi}{2} \right). \end{aligned} \quad (6.9)$$

Разбивку производят последовательно, начиная с первой точки B . Для этого землемерную ленту укладывают по оси трассы, совмещая её начало с точкой (НК). Отложив первое значение x_1 , строят в этой точке перпендикуляр (экером или теодолитом) и, отложив рулеткой величину y_1 , намечают первую точку. Разбивку производят до точки (СК). Вторую половину кривой разбивают с точки (КК).

Вынос пикетов на кривую. В процессе разбивки пикетажа пикет может оказаться на тангенсе между началом кривой (НК) и вершиной угла (ВУ) или между концом кривой (КК) и вершиной угла (ВУ). Для того чтобы перенести пикет на кривую находят разность пикетажных значений, например (НК), и самого пикета. Эту разность принимают за длину дуги от (НК) до пикета по кривой k_n . Для найденного значения k_n находят по формуле (6.8) величину угла φ , а по формулам (6.9) вычисляют соответствующие координаты этого пикета. Выполнив построения, находят пикет на кривой.

Иногда возникает обратная задача – найти пикетажное значение точки, расположенной на кривой. Для этой цели при помощи экера с данной точки опускают перпендикуляр на тангенс. Точку закрепляют и рулеткой измеряют её координаты x и y . По замеренным координатам и радиусу кривой находят величину угла φ из зависимостей (6.9), а из формулы (6.8) вычисляют длину кривой k , которая и позволяет найти пикетажное значение данной точки на кривой.

Способ углов. В этом способе (рис. 6.8) использовано то положение, что углы с вершиной в какой-либо точке круговой кривой, образованные касательной и секущей и заключающие одинаковые дуги, равны половине соответствующего центрального угла: $\sin(\varphi/2) = l/2R$, где l – длина хорды, которая задаётся из практических соображений. В точке A (НК) устанавли-

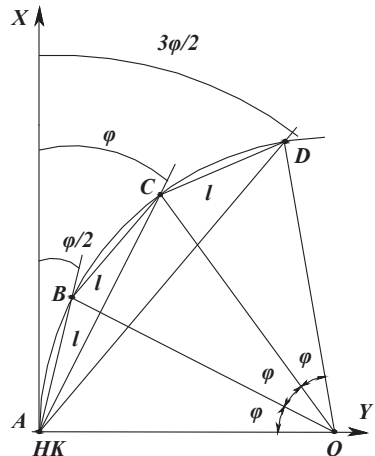


Рис. 6.8. Разбивка кривой способом углов

вают теодолит и от линии тангенса строят найденный угол $\varphi/2$. Отложив вдоль полученного направления величину $l = AB$, находят и закрепляют точку B . Далее в точке A строят угол $2(\varphi/2)$, а из точки B откладывают величину l так, чтобы её конец расположился в коллимационной плоскости теодолита. Полученную точку закрепляют (точка C) и продолжают разбивку таким же образом далее.

Детальные разбивки кривых выполняют как в процессе трассирования для целей расчистки полотна автодороги (например, от древостоя), так и в период строительства.

Непосредственно перед началом строительных работ проводят восстановление трассы. Отыскивают вершины углов поворота, восстанавливают пикетаж, выполняют контрольные промеры линий и углов, контрольное нивелирование по пикетажу, выносят и закрепляют оси искусственных сооружений.

Если при измерении углов поворота обнаруживаются расхождения с проектными значениями, то направление трассы не изменяют, а пересчитывают элементы кривых по исправленному значению угла.

При обнаружении или накоплении ошибок в пикетаже пикеты не перемещают, а вводят неправильные (рубленные) пикеты, отличные от 100 м. Это делают для того, чтобы рабочие отметки, данные в проекте, соответствовали натуре.

6.5. Переходные кривые

На дорожных трассах прямые участки сопрягают с круговыми кривыми при помощи *переходных кривых*, радиус кривизны которых меняется от бесконечности до радиуса круговой кривой. В пределах переходных кривых на железных дорогах осуществляется так называемое «отведение возвышения» наружного рельса, а на автодорогах – «отгон виража», т. е. переход от двускатного поперечного профиля к односкатному и наоборот.

При выводе уравнения переходной кривой ставится следующее динамическое условие: в каждой текущей точке этой кривой действие возникающей центробежной силы должно уравниваться величиной возвышения наружного рельса или виража.

В соответствии с рис. 6.9 из треугольника BCD величина возвышения:

$$h = stgv = si, \quad (6.10)$$

где s – расстояние от начала переходной кривой до текущей точки; i – продольный уклон отгона возвышения рельса или виража (0,001 – 0,002).

Рассматривая поперечный разрез пути, видно, что

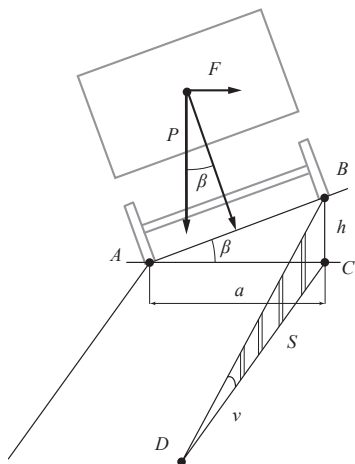


Рис. 6.9. Возвышение рельса уравнивает центробежную силу

$$h = atg\beta = a \frac{F}{P}, \quad (6.11)$$

где a – ширина пути; F – центробежная сила; P – вес транспортного средства.

Известно, что величина центробежной силы выражается формулой:

$$F = \frac{P v^2}{g \rho}, \quad (6.12)$$

где v – скорость движения транспортного средства; g – ускорение силы тяжести; ρ – радиус кривизны пути.

Поэтому выражение (6.11) можно записать так:

$$h = \frac{av^2}{g\rho}. \quad (6.13)$$

Выполняя динамическое условие, приравнявая правые части равенств (6.10) и (6.13), получим:

$$si = \frac{av^2}{g\rho},$$

откуда

$$\rho = \frac{av^2}{sig}. \quad (6.14)$$

В формуле (6.14) множитель $\frac{av^2}{ig} = C$ для заданной расчётной скорости движения v и принятого уклона i является величиной постоянной и называется *параметром переходной кривой*. С учётом сказанного запишем динамическое уравнение переходной кривой, которое имеет следующий вид:

$$\rho = \frac{C}{s}, \quad (6.15)$$

где ρ – радиус кривизны в текущей точке кривой; s – длина кривой от начала до текущей точки; C – постоянный параметр переходной кривой.

Следовательно, радиус кривизны переходной кривой изменяется обратно пропорционально её длине; при $s = 0$ (начало переходной кривой) $\rho = \infty$.

В точке примыкания переходной кривой к круговой радиус кривизны ρ равен радиусу круговой кривой R , а величина s равна принятой длине переходной кривой l . На основании этого из формулы (6.15) следует, что

$$C = \rho s = Rl. \quad (6.16)$$

Иначе говоря, параметр переходной кривой равен произведению радиуса круговой кривой на длину переходной кривой.

Определим математическую кривую, удовлетворяющую выведенному уравнению переходной кривой.

Как известно, радиус кривизны в данной точке кривой определяется как

$$\rho = \frac{ds}{d\varphi}, \quad (6.17)$$

где φ – угол между осью абсцисс и касательной к кривой в данной точке (рис. 6.10).

Приравняем правые части уравнений (6.15) и (6.17):

$$C/s = \frac{ds}{d\varphi}. \quad (6.18)$$

Решая это дифференциальное уравнение и принимая во внимание, что если $\varphi=0$, то и $s=0$, получим

$$\int_0^s s ds = C \int_0^\varphi d\varphi \quad \text{и} \quad \frac{s^2}{2} = C\varphi,$$

откуда

$$s^2 = 2C\varphi. \quad (6.19)$$

Это уравнение *радиоидальной спирали*, или клотоиды.

В прямоугольных координатах уравнение клотоиды имеет вид:

$$x = s \left(1 - \frac{s^4}{40C^2} + \frac{s^8}{3456C^4} - \dots \right); \quad (6.20)$$

$$y = \frac{s^3}{6C} \left(1 - \frac{s^4}{56C^2} + \frac{s^8}{7040C^4} - \dots \right).$$

Для конечной точки переходной кривой, когда $s=l$, координаты этой точки будут равны:

$$\begin{aligned} x_i &= l \left(1 - \frac{l^4}{40R^2} + \frac{l^4}{3456R^4} - \dots \right), \\ y_i &= \frac{l^2}{6R} \left(1 - \frac{l^2}{56R^2} + \frac{l^4}{7040R^4} - \dots \right). \end{aligned} \quad (6.21)$$

При вставке переходных кривых AD и $A'D'$ (рис. 6.11) круговая кривая BB' укорачивается с каждого конца на половину длины l переходной кривой, и угол поворота θ уменьшается на величину $2\varphi_i$. Кроме того, оставшаяся часть круговой кривой смещается к центру O , уменьшая радиус R на величину p , называемую сдвижкой круговой кривой.

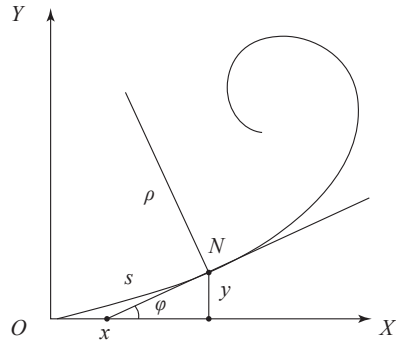


Рис. 6.10. Радиоидальная спираль

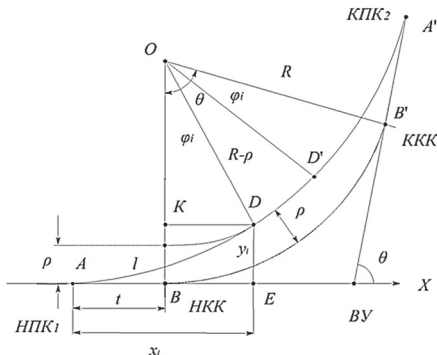


Рис. 6.11. Схема вставки переходных кривых

Из уравнения (6.19) имеем:

$$\varphi = \frac{s^2}{2C}$$

и для конца переходной кривой получим:

$$\varphi_l = \frac{l^2}{2R} \rho. \quad (6.22)$$

Величину сдвижки определяют по формуле

$$p = \frac{l^2}{24R} \left(1 - \frac{13l^2}{112R} + \dots \right) \approx \frac{l^2}{24R}. \quad (6.23)$$

Расстояние t между началом переходной кривой и началом несдвинутой круговой кривой, называемое дополнением к тангенсу, находят из выражения

$$t = \frac{l}{2} \left(1 - \frac{l^2}{30R^2} + \dots \right) \approx \frac{l}{2}. \quad (6.24)$$

Для определения на местности начала первой (НПК₁) и конца второй (КПК₂) переходных кривых откладывают соответственно от начала (НKK) и конца (ККК) несдвинутой «чистой» круговой кривой величину t . Эти же точки могут быть найдены от ближайших пикетов по их пикетажным значениям.

6.6. Нивелирование трассы

Геометрическое нивелирование трассы выполняют точными оптическими нивелирами (4Н2КЛ) или нивелирами технической точности (ЗНЗКЛ). Могут использоваться аналогичные по точности нивелиры зарубежных производителей. Сегодня основная масса нивелиров – это приборы с самоустанавливающимися линиями визирования.

Геометрическое нивелирование выполняется из середины. При этом различают связующие и промежуточные точки установки рейки. На каждой станции будут задняя и передняя связующие точки и несколько промежуточных. Связующими точками могут служить любые плюсовые и пикетные точки, точки поперечников и иксовые точки, которые могут быть выбраны в любом месте при-трассовой полосы.

Рейки применяются двусторонние, шашечные. Программа нивелирования на станции соответствует технической нивелированию. Отсчёты по рейкам производят по средней нити сетки с точностью до миллиметров. Сначала нивелируются

связующие точки по полной программе, а затем промежуточные, на которые производят по одному отсчёту. Контроль нивелирования на станции выполняется по превышениям между связующими точками (по двум сторонам реек или двум горизонтам прибора).

Для исключения грубых ошибок и ослабления влияния случайных погрешностей нивелирный ход прокладывается с контролем. Контроль может быть осуществлён *нивелированием в два нивелира*, идущих один за другим. Первым нивелируются все точки, а вторым – только связующие. Этот способ обеспечивает наиболее надёжный и оперативный контроль. Результаты нивелирования ежедневно сличаются, и обнаруженные промахи исправляются.

Иногда нивелирование ведут одним прибором, но трассу нивелируют дважды – *в прямом и обратном направлениях*. Нивелирование ведут участками с таким расчётом, чтобы нивелирование участка можно было выполнить в один день в прямом и обратном направлении. Этот способ также надёжен и применяется достаточно часто.

Ходы технического нивелирования по трассе должны быть привязаны к высотным знакам государственной геодезической сети: реперам и маркам. При наличии такой привязки контроль нивелирного хода осуществляется *по разности известных высот знаков*, на которые опирается ход.

Тригонометрическое нивелирование. В последнее время в связи с широким внедрением в топогеодезическое производство электронных тахеометров в практику входит беспикетное трассирование. Малые ошибки измерений углов (несколько секунд) и линий (около сантиметра) при относительно больших расстояниях (до 1000 м) позволяют выполнять практически весь комплекс работ по трассированию. Разбивку пикетажа и нивелирование можно осуществлять одновременно, установив прибор на пикете или вершине угла. Тахеометр можно установить и в стороне от трассы на господствующих высотах и производить как разбивку, так и координирование любых точек по оси трассы и перпендикулярно ей. Метод высокопроизводителен. Данные разбивки пикетажа, поперечников, тахеометрической съёмки полосы отчуждения заносятся в память тахеометра и обрабатываются в камеральных условиях. При работе с электронным тахеометром отпадает необходимость производства технического нивелирования по пикетажу.

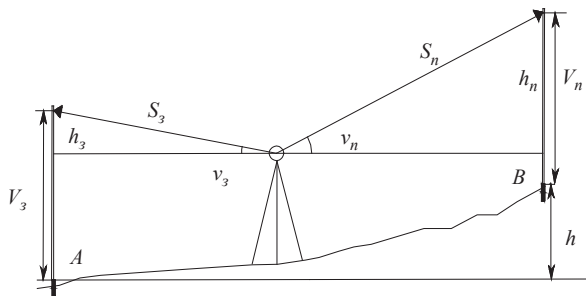


Рис. 6.12. Схема тригонометрического нивелирования

Рассчитаем результирующую среднюю квадратическую ошибку тригонометрического нивелирования электронным тахеометром между двумя связующими точками тахеометрического хода. На рис. 6.12 тахеометр установлен между двумя связующими точками A и B так, чтобы одновременно были видны отражатели на вехах в указанных точках.

При тригонометрическом нивелировании измеряемыми величинами являются расстояния S и углы наклона ν , а превышения вычисляются по формулам тригонометрии. Для нашей схемы

$$h = S \cdot \sin \nu . \quad (6.25)$$

Измеренные наклонные расстояния до задней и передней точек обозначены буквами S_3 и S_n , углы наклона на эти точки – соответственно ν_3 и ν_n . На рисунке V_3 и V_n – высоты заднего и переднего отражателей над точками. Из рисунка видно, что

$$h + V_n - h_n = V_3 - h_3 . \quad (6.26)$$

Из последнего выражения искомое превышение будет равно

$$h = h_n - h_3 + (V_3 - V_n) . \quad (6.27)$$

Если отражатели, укрепленные на вехах или штативах, находятся на равных высотах, т.е. $V_3 = V_n$, то формула (6.27) примет вид:

$$h = h_n - h_3 , \quad (6.28)$$

где превышения для каждого направления вычисляются по формулам:

$$\begin{aligned} h_n &= S_n \cdot \sin \nu_n ; \\ h_3 &= S_3 \cdot \sin \nu_3 . \end{aligned} \quad (6.29)$$

Погрешность формулы (6.25), а, следовательно, и (6.29) можно найти, продифференцировав их по переменным, и перейти к средним квадратическим ошибкам:

$$m_h^2 = m_S^2 \cdot \sin^2 \nu + \frac{S^2 \cdot \cos^2 \nu \cdot m_\nu^2}{\rho^2} . \quad (6.30)$$

Полагая, что прибор установлен на равном расстоянии от нивелируемых точек, а также, что $\nu = 30^\circ$, $m_s = 5$ мм, $m_\nu = 5''$, получим $m_{hh} = 5$ мм для превышения на одну из точек. Принимая во внимание формулу (6.28), а также считая, что превышения для равных расстояний найдены с одинаковыми ошибками, будем иметь $m_h^2 = 2m_{hh}^2$ или в численном выражении $m_h = 7$ мм. Если учесть, что нивелируемые точки расположены на расстоянии 400 м друг от друга, то рассчитанная ошибка превышения позволяет отнести метод тригонометрического нивелирования электронным тахеометром к равноценному по точности геометрическому нивелированию IV класса.

6.7. Разбивка земляного полотна

Автодорожное полотно состоит из проезжей части, обочин, откосов и кюветов (см. рис. 6.4). Ширина проезжей части может быть 6–15 м в зависимости от категории дороги. Для укрепления проезжей части с обеих её сторон устраивают обочины. К обочинам примыкают откосы. Линия, отделяющая обочины от откосов, называется бровкой дорожного полотна. Проектные высоты в продольном профиле даются по бровке.

Проезжая часть, как правило, представляет собой искусственное покрытие – бетонное, каменное и др.

Для быстрого стока воды поверхность дорожного полотна имеет поперечный уклон от середины к бровкам.

После восстановления пикетажа и детальной разбивки кривых трассу закрепляют. Знаки крепления устанавливают вне зоны земляных работ так, чтобы они сохранились на всё время строительства.

Непосредственно перед строительством дороги для производства земляных работ выполняют разбивку земляного полотна. Разбивка земляного полотна состоит в обозначении на местности в плане и по высоте всех характерных точек поперечного профиля полотна: оси, бровок, кюветов, подошвы насыпей и т.д. Разбивку производят теодолитом и землемерной лентой через 20–40 м и на всех переломах продольного профиля. На кривых участках трассы поперечные профили располагаются по направлению к центру кривой.

Одновременно с плановой разбивкой выносят в натуру проектные высоты, которые соответствуют высоте бровки дорожного полотна.

Результаты разбивочных работ на каждом поперечнике надёжно закрепляют парными выносными знаками на расстоянии 30–50 м от оси. Знаки устанавливают по теодолиту в створной плоскости, перпендикулярной оси трассы на одинаковом расстоянии от неё.

Разбивка поперечных профилей в насыпи. На рис. 6.13 изображён поперечный профиль автодороги в насыпи. В процессе разбивки на местности закрепляют: положение осевой точки O' , проекции бровки A' и A'_1 и подошвы насыпи C и C_1 . Отстояние границ откосов земляного полотна от оси трассы определяется из соотношения

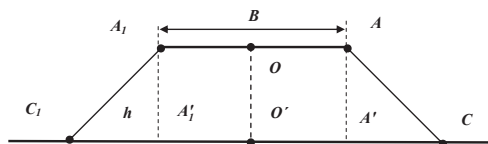


Рис. 6.13. Насыпь в равнинной местности

$$O'C = O'C_1 = \frac{B}{2} + h \cdot m. \quad (6.31)$$

где h – высота насыпи; B – проектная ширина дорожного полотна; $m = 1:i$ – величина, обратная уклону, которую иногда называют коэффициентом крутизны.

На рис. 6.14 отображён поперечный профиль насыпи на косогоре.

Чтобы наметить точки C и C_1 , необходимо вычислить и отложить на местности отрезки $O'C_1$ и $O'C$. Из треугольника $O'C_1K_1$ имеем:

$$O'C_1 = \left(\frac{B}{2} + mh \right) \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \nu)}. \quad (6.32)$$

Из треугольника $O'CK$ легко получим:

$$O'C = \left(\frac{B}{2} + mh \right) \frac{\sin \beta}{\sin(\beta - \nu)}. \quad (6.33)$$

В этих формулах B – ширина дорожного полотна; h – высота насыпи; ν – угол поперечного наклона местности; β – угол откоса насыпи.

Разбивка поперечных профилей в выемке. В случае, если трасса проходит ниже поверхности земли, то фиксируют осевую точку трассы O' (рис. 6.15), точки A' и A'_1 , а также бровки выемки C и C_1 . Таким образом, на первом этапе, когда земляное полотно создаётся впервые, поперечный профиль в выемке задаётся в виде некоторой трапеции CC_1A_1A . В дальнейшем, при отделке земляного полотна, разбивают кюветы, корыто и обочины.

В сравнительно равнинной местности положение в натуре точек A и A_1 находят путём отложения от оси расстояний $O'A' = O'A'_1 = B/2 + D$, где B – ширина дорожного полотна, D – ширина кювета поверху. Отмерив от этих точек величину заложения откоса mh , находят и закрепляют бровки выемки C и C_1 .

На косогорах расстояние от оси до границы выемки будет меньшим в сторону понижения ската и большим в нагорную сторону (рис. 6.16). Наклонные расстояния от оси трассы до бровок выемки могут быть подсчитаны по формулам:

в сторону понижения:

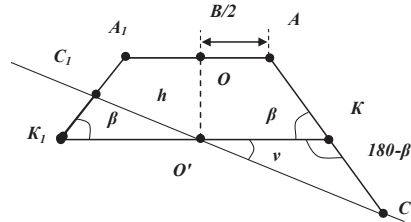


Рис. 6.14. Насыпь на косогоре

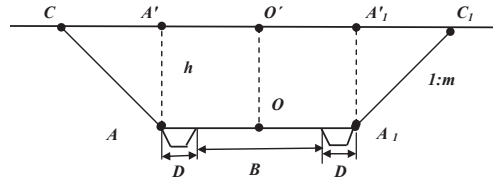


Рис. 6.15. Выемка в равнинной местности

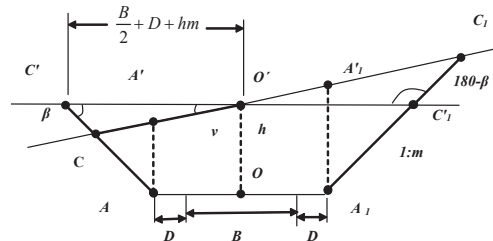


Рис. 6.16. Выемка на косогоре

$$O'C = \left(\frac{B}{2} + D + mh \right) \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \nu)}, \quad (6.34)$$

в сторону повышения ската:

$$O'C_1 = \left(\frac{B}{2} + D + mh \right) \frac{\sin \beta}{\sin(\beta - \nu)}. \quad (6.35)$$

Для облегчения производства земляных работ в точках C и C_1 на бровках выемки устанавливают небольшие лекала, задающие крутизну откоса. По мере разработки грунта разбивку всех точек повторяют, указывая оставшуюся глубину выемки. Проектные высоты земляного полотна выносят в натуру с точностью до 1 см.

6.8. Постоянное геодезическое обоснование магистрали

Постоянная планово-высотная геодезическая сеть строится вдоль будущей магистрали в период изысканий после утверждения основного варианта трассы.

В период изысканий эта сеть служит основой для перенесения проекта трассы на местность, производства крупномасштабных топографических съёмок транспортных и станционных узлов, дорожных развязок, сложных в топографическом отношении участков магистрали. Эта сеть служит также основой для производства лётно-съёмочных работ вдоль трассы.

В период строительства геодезическая сеть служит планово-высотным обоснованием для производства разбивочных работ, выноса элементов трассы на местность в плане и по высоте.

Линейные сооружения – это объекты значительно вытянутые вдоль одной из своих осей при сравнительно небольших габаритах в поперечных осях. Протяжённость трасс линейных сооружений может достигать многих сотен и даже тысячи километров. Естественным для таких сооружений является построение планового обоснования в виде ходов полигонометрии, а высотная сеть может быть построена в виде нивелирных ходов по пунктам плановой основы. Однако полигонометрические ходы, равно как и нивелирные не могут быть сколь угодно длинными, их протяжённость ограничивается из-за плановых и высотных ошибок, которые, как известно, накапливаются пропорционально длинам ходов. Допустимые величины плановых и высотных ошибок диктуются теми задачами, которые предстоит решать плановым и высотным сетям. Так, поскольку камеральное трассирование осуществляется по топографическим картам масштаба 1:10000 (а также 1:25000), то естественным явится требование к обеспечению точности отображения точек на карте этого масштаба.

Согласно СП 47.13330.2012 средние погрешности определения планового положения предметов и контуров местности с чёткими очертаниями относительно ближайших пунктов геодезической основы не должны превышать на плане 0,5 мм для открытой местности на незастроенной территории. Прини-

мая во внимание, что средние и среднеквадратические погрешности связаны между собой посредством коэффициента $5/4$, легко найти величину допустимой средней квадратической погрешности. Она составит $0,6$ мм; на местности для карты масштаба $1:10000$ это выразится отрезком $0,6$ м. Если поставите условие, чтобы пункты планового обоснования не превысили этого значения, то для хода с относительной погрешностью $1:5000$ его длина может быть найдена из соотношения

$$\frac{0,6 \text{ мм} \times M}{L} = \frac{1}{T}, \quad (6.36)$$

что составит $0,6 \text{ мм} \times 10000 \times 5000 = 30 \text{ км}$.

Однако планово-высотное обоснование строится не только для производства изыскательских работ, но также для реализации проектов, иначе говоря, служит основой для перенесения проекта магистрали на местность. Следовательно, проектируя геодезическую сеть магистрали, необходимо предусмотреть её многофункциональное назначение. В частности её точность должна обеспечить производство разбивочных работ на дорогах, а это $1:5000$ в линейных измерениях и $10''$ в угловых, смотри СП 126.13330.2012, табл.1. Здесь же приводится величина среднеквадратической погрешности (СКП) определения превышения – 10 мм на 1 км хода, т.е. это ход IV класса.

Проекты линейных сооружений для их перенесения на местность составляют на планах масштаба $1:2000$. Найдём по формуле (6.36) допустимую длину полигонометрического хода точностью $1/T = 1:5000$ для построения такого плана. Она составит $0,6 \text{ мм} \times 2000 \times 5000 = 6 \text{ км}$. Иначе говоря, через каждые 6 км полигонометрический ход должен быть привязан к пунктам ГГС, или же такие пункты должны быть построены в окрестностях магистрали с целью контроля координат и ориентирования хода. Это 2 разряд плановой опорной геодезической сети. Допустимые угловые невязки в ходе могут составить $20''\sqrt{n}$, где n – количество вершин в ходе.

Таким образом, учитывая сказанное, общая схема построения планово-высотного обоснования трассы получится такой. В окрестностях магистрали через каждые 6 км строятся опорные пункты ГГС, а вдоль магистрали протягивается полигонометрический ход, опирающийся на эти пункты.

Маловероятно, чтобы в нужных местах магистрали находились пункты АГС, ГГС или пункты сгущения как минимум 1 разряда. Скорее всего, такие пункты должны быть построены, следовательно, метод их построения – спутниковые определения, причём в каждом таком кусте каркасной сети должно быть минимум 3 пункта, смотри СП 47.13330.2012.

Поскольку дорожные трассы высоких категорий проектируют максимально вытянутыми, полигонометрические ходы также будут вытянутыми с углами поворота менее 20° . Выполним оценку точности такого вытянутого полигонометрического хода длиной 6 км, опирающегося на пункты высшего класса с известными координатами. Оценку выполним по формуле (4.1), для чего перепишем её в несколько ином виде:

$$M^2 = m_s^2 \cdot n + \frac{m_b^2}{\rho^2} L^2 \frac{n+3}{12}. \quad (6.37)$$

Среднюю длину стороны хода примем равной 500 м, тогда количество сторон в ходе n составит 12.

При выполнении измерений электронными тахеометрами погрешности измерения длин сторон полигонометрического хода можно принять равными 5 мм для расстояний 500 м, естественно, при тщательном выполнении измерений и грамотном учёте влияния метеофакторов. Предельная погрешность измерения расстояний при этом составит 10 мм.

Учитывая, что магистральные ходы близки к строго вытянутым, первое слагаемое формулы (6.37) можно представить в качестве продольной невязки полигонометрического хода (продольного сдвига конечной точки хода t), второе слагаемое – в качестве поперечной невязки (поперечного сдвига конечной точки хода u). Сказанное запишем так:

$$t^2 = m_s^2 n; \quad u^2 = \frac{m_b^2}{\rho^2} L^2 \frac{n+3}{12}. \quad (6.38)$$

Подставив выше обозначенные числовые значения, получим $t = 35$ мм; $u = 335$ мм. Совместное влияние ошибок угловых и линейных измерений составит 337 мм. Поскольку слабым местом полигонометрического хода, опирающегося на известные пункты, является его середина, то СКП слабой точки составит около 170 мм или 0,17 м. Заметим, что СКП координат пунктов такой сети относительно пунктов опорной сети должна быть не более 0,35 м, смотри СП 47.13330.2012.

6.9. Построение цифровой модели линейного сооружения

Различают *трассирование* линейного сооружения, т. е. комплекс работ по выносу линейного сооружения на местность, и *позиционирование* – комплекс работ для определения положения существующего линейного сооружения на местности.

Цифровые модели местности (ЦММ), в частности цифровые модели линейных сооружений (ЦМЛС), представляют собой массив точек, описывающих объект по известным координатам и высотам.

Цифровая модель ситуации создаётся обычно на городские и промышленные территории: все здания, сооружения и другие объекты ситуации задаются координатами характерных точек (центров, углов, пересечением осей и т.д.), определяющих положение предметов местности.

ЦМЛС создаётся в виде магистрали с системой поперечных профилей по пикетажу трассы. Точки в каждом поперечном профиле располагают на перегибах местности.

При использовании традиционных технологий плановые координаты осевых точек поперечных профилей находят по пикетажу и дирекционному углу её стороны. Приращения координат точек на поперечных профилях вычисляют по измеренным расстояниям от оси и дирекционному углу профиля, который, как правило, отличается от дирекционного угла магистрали на 90° . В зависимости от

характера местности и количества поперечных профилей поверхность цифровой модели может быть представлена в виде плоскости или криволинейной поверхности. Интерполирование высот по поперечным профилям производится по линейному закону, между профилями – по принятой аппроксимирующей поверхности.

Технологии применения Глобальной навигационной спутниковой системы (ГНСС) являются более эффективным средством для определения пространственных координат любых объектов на земной поверхности.

Координаты точек магистрали, полученные при помощи аппаратуры ГНСС и обработанные на ПК, легко трансформируются в нужную систему координат и экспортируются в информационную систему.

Применение технологий ГНСС является сегодня оптимальным для создания информационных систем транспорта. Это касается построения цифровой модели линейного сооружения, которая имеет множество разновидностей. В частности, это касается построения цифровой модели оси пути (ЦМП), которая может применяться для решения широкого круга задач, начиная от управления движением и заканчивая контролем геометрического положения пути.

Цифровые модели линейных сооружений характеризуются большим объемом измерений и установки постоянных знаков на ограниченных территориях. При их создании применяют *каркасные* сети, служащие основой, и *заполняющие* сети, используемые для определения координат основной массы пунктов ЦМЛС.

Для различных задач требуется различная точность построения ЦМП. Наибольшей точности определения координат требует контроль геометрических параметров пути.

Построение подобных систем по своей сути является построением геодезических сетей специального назначения, и для их создания можно выделить два этапа:

- создание каркасной опорной сети;
- создание сети сгущения, охватывающей все интересующие точки.

Применительно к железнодорожному транспорту в качестве опорных сетей могут использоваться каркасные сети или создаваться сети, им подобные. Каркасные сети представляют собой цепь точек, расположенных вдоль автомобильной или железной дороги на расстоянии 2-5 км друг от друга. Координаты этих точек определяют с помощью ГНСС-аппаратуры с высокой точностью (на порядок превосходящей необходимую точность определения точек сети сгущения).

Высокая точность измерений и возможность быстро передавать координаты на большие расстояния позволяют использовать данную аппаратуру как для создания высокоточных каркасных сетей, так и для создания (менее точных) сетей сгущения.

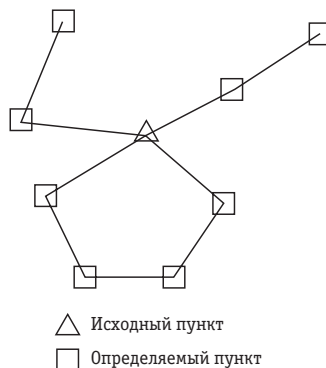


Рис. 6.17. Лучевой метод

При проектировании работ по созданию сетей неизбежно возникают вопросы о методах и особенностях измерений. На сегодняшний день для создания геодезических сетей с использованием ГНСС-аппаратуры рекомендовано несколько методов.

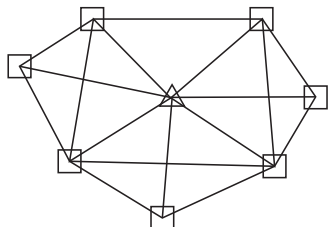
Лучевой метод. При использовании этого метода координаты от исходного пункта на определяемый передаются лучами (рис. 6.17).

Достоинством этого метода является высокая скорость построения сети, простота организации наблюдений и схемы построений. Этот метод удобен также тем, что позволяет быстро производить работы с использованием минимального комплекта аппаратуры.

Важным недостатком этого метода является недостаточная надежность определяемых координат. Вследствие этого данный метод целесообразно применять при создании сетей сгущения либо при реконструкции и развитии сетей, опирающихся на уже существующие построения, позволяющие задавать более жесткие условия при уравнивании сетей.

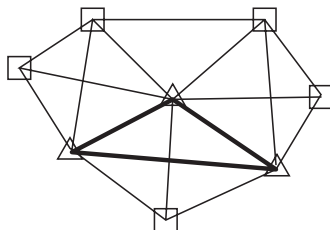
Сетевой метод. Суть сетевого метода (рис. 6.18) состоит в определении координат каждого пункта не менее чем от трех других пунктов сети аналогично сетям трилатерации.

В сравнении с лучевым методом этот метод наиболее трудоемкий, и для его реализации удобнее пользоваться комплектом из большего числа приемников. Дополнительные (избыточные) измерения при подобных построениях позволяют повысить точность и надежность сети. Однако при использовании одного исходного пункта возникает необходимость независимого контроля. Существенное повышение точности и надежности может быть достигнуто при использовании нескольких исходных пунктов. Однако включение в сеть нескольких исходных пунктов требует, чтобы точность определения разности координат между исходными пунктами была на порядок выше точности, характерной для разности координат определяемых пунктов. Реализовать данное условие на практике довольно трудно. Решением данного вопроса является построение двухранговой (многогранговой) сети.



△ Исходный пункт
□ Определяемый пункт

Рис. 6.18. Сетевой метод



△ Исходный пункт
□ Определяемый пункт

Рис. 6.19. Метод комбинаций

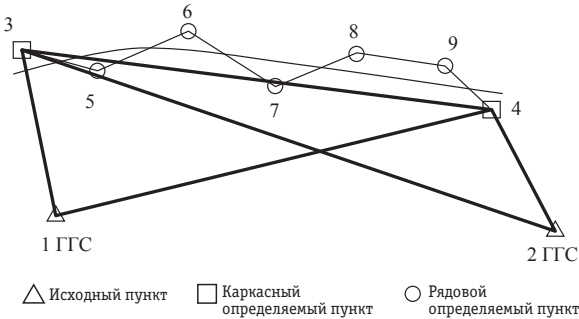


Рис. 6.20.
Схема построения
ОГС

В этом случае построение сети производится в два этапа.

На первом этапе определяется несколько референсных исходных пунктов.

На втором этапе определяются все остальные пункты сети, причем каждый рядовой пункт определяется не менее чем от двух исходных (рис. 6.19.).

В этом случае точки сети расположены вдоль направления сооружения, и спутниковые измерения не образуют принятых в общей геодезии треугольников, но могут быть связаны между собой комбинациями измерения векторов.

Число возможных комбинаций векторов равно числу сочетаний из n элементов по два.

Метод комбинаций так же, как и сетевой позволяет комбинировать процесс спутниковых измерений и существенно повышает точность определения координат.

Метод с успехом использовался при создании ОГС контроля плана и профиля пути на Московской и Северной железных дорогах.

Первый этап – независимое определение всех возможных линий в четырехугольнике 1, 2, 3, 4 для получения каркасной основы (рис. 6.20).

Второй этап – определение рядовых пунктов сети (пункты 5-9) по схеме полигонометрического хода.

Схема проведения работ комплектом из двух спутниковых приемников будет выглядеть так.

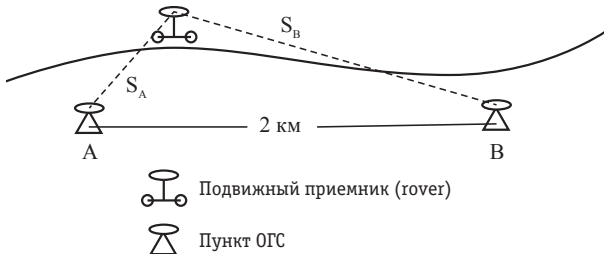


Рис. 6.21.
Координирование
пути спутниковой
аппаратурой

При построении сети, представленной на рис. 6.20, необходимо выполнить следующие измерения:

- первый этап: последовательное определение линий 1-3, 1-4, 1-2, 3-2, 3-4, 4-2;
- второй этап: последовательное определение линий 3-5, 5-6, 6-7, 7-8, 8-9, 9-4.

В данном случае количество сеансов равно количеству линий, включенных в сеть; для нашего примера оно равно 12.

После построения опорной сети можно переходить к определению координат точек пути. Эти определения можно проводить с помощью спутниковой аппаратуры в режиме кинематики относительно опорных точек (рис. 6.21).

При этом антенну подвижного приемника можно закрепить на вехе и перемещать, центрируя над полотном дороги вручную (для небольших участков), или закреплять на тележке (дрезине).

При перемещении вехи вручную она приводится в отвесное (соответствующее отвесной линии в данной точке) положение по уровню.

В случае закрепления ее на тележке необходимо учитывать наклон вехи, вызванный наличием кривых в плане и профиле.

Важным фактором при определении координат точек с помощью спутниковых приемников является то, что определяются координаты антенны приемника, в то время как необходимо определять точки пути (трассы). Возможны случаи подвижного определения координат трассы (например, на специальной подвижной тележке), когда положение антенны меняется и становится наклонным. В этом случае возникает задача учета угла наклона антенны при переносе координат антенны на точки трассы.

Определение координат точек головки рельса производится дифференциальным методом относительно точек опорной сети с точностью $3 \text{ мм} + 1 \text{ мм/км}$. Учитывая специфику каркасных опорных сетей, можно отметить, что они представляют собой систему точек, вытянутых вдоль линии пути. Используя это обстоятельство, мы можем повысить точность координирования определением каждой точки с двух соседних опорных. Для этого необходимо провести одновременные измерения тремя приемниками: два находятся на каркасных точках, один перемещается по точкам пути (рис. 6.21).

Первый этап обработки при такой схеме наблюдений заключается в вычислении координат траектории движения подвижного приемника относительно точки *A*. При этом результатом вычислений являются координаты в системе *WGS* на каждый момент движения по времени *UTC* с интервалом через секунду. После этого вычисляют координаты той же траектории движения относительно точки *B*.

7. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАЗБИВОЧНЫЕ РАБОТЫ

7.1. Состав и принципы разбивочных работ для строительства

Геодезические работы в строительстве осуществляются в соответствии с нормативно-технической документацией для строительства. Такой документацией, как отмечено ранее, являются: Своды правил (СП), Строительные нормы и правила (СНиП), Государственные стандарты (ГОСТ), Технические условия (ТУ) и другие инструкции и наставления. В этих документах указываются методы и способы производства геодезических работ и их точность для этапов строительства, видов сооружений и их особенностей.

Состав геодезических работ на строительной площадке определяется СНиП 3.01.03-84 «Геодезические работы в строительстве» и зависит от характера и размеров сооружения, его высоты и конструктивных особенностей. Различна при этом и точность измерений и построений.

При строительстве отдельно стоящего сооружения создаются так называемые внешняя и внутренняя разбивочные сети здания.

Если предприятия и группы зданий занимают значительные площади, скажем более 100 тыс. м² или более 1 км², то для их возведения строятся специальные разбивочные сети строительной площадки.

Эти разбивочные сети являются геодезической разбивочной основой строительства. С пунктов этой основы выносятся в натуре основные или главные оси зданий и сооружений, магистральные и другие линейные сооружения, а также производится детальная разбивка здания и монтаж технологического оборудования.

В состав геодезических работ в строительстве входит контроль точности геометрических параметров зданий (сооружений) и производство исполнительных съёмок с составлением исполнительной геодезической документации, без которой сооружение не может быть принято в эксплуатацию. Нормы точности производства того или иного вида работ регламентированы такими стандартами, как ГОСТ 21778-81 и ГОСТ 21779-82.

Геодезические наблюдения за осадками и деформациями оснований как возводимых сооружений, так и зданий окружающей застройки также являются составной частью геодезических работ для строительства. Методы и требования к точности геодезических измерений деформаций сооружений устанавливаются государственным стандартом ГОСТ 24846-81 «Грунты. Методы измерения деформаций оснований зданий и сооружений» (М., 2001, стр. 26).

Геодезические работы являются неотъемлемой частью технологического процесса строительного производства, они осуществляются по единому для данной строительной площадки графику, увязанному со сроками выполнения общестроительных, монтажных и других работ.

Обобщая комплекс геодезических работ на строительной площадке, можно выделить такие этапы:

- построение разбивочной основы строительной площадки;
- вынос в натуру и закрепление главных и (или) основных осей сооружения;
- геодезические разбивки нулевого цикла – работы по сооружению подземной части здания (котлована, свайного поля, фундамента, технического подполья, гаражей и других подземных сооружений и их перекрытий);
- прокладка трасс подземных коммуникаций в плане и по высоте;
- геодезические работы при возведении надземной части здания (построение внутренней разбивочной сети здания на исходном горизонте, перенос разбивочных осей и отметок на вышележащие монтажные горизонты, построение разбивочных осей на монтажных горизонтах, детальная разбивка мест положения конструкций, контроль установки конструкций);
- вынос в натуру проекта вертикальной планировки (дорог, площадок, насыпей и выемок и др.).

Практически все перечисленные работы сопровождаются производством исполнительных съёмков и надлежащим оформлением исполнительной документации.

Геометрической основой проекта инженерного сооружения являются его продольные и поперечные оси, относительно которых в рабочих чертежах приводятся все проектные размеры расположения элементов конструкций. Различают главные и основные разбивочные оси (рис. 7.1).

В качестве главных осей линейных сооружений служат их продольные оси, для зданий – это оси симметрии или, чаще, габаритные оси внешних стен.

Основные оси – это оси наиболее ответственных частей сооружения (агрегатов, установок, конвейерных линий, несущих элементов конструкций и др.). К главным и основным осям привязывают вспомогательные и монтажные оси конструкций. Оси на чертежах изображают штриховыми линиями и обозначают буквами и цифрами, которые размещают в окружностях.

Высоты элементов конструкций сооружения задаются относительно условной поверхности – *уровня чистого пола* первого этажа и обозначаются вверх со знаком плюс, вниз – со знаком минус.

Разбивка сооружений производится в три этапа. На первом этапе производят *основные разбивочные работы*, которые заключаются в построении на местности главных или основных разбивочных осей сооружения. Вынесенные оси на местности закрепляют знаками.

На втором этапе выполняют *детальную разбивку сооружения*. Детальные разбивочные работы осуществляются от вынесенных основных и главных осей сооружения и заключаются в разбивках элементов конструкций сооружения. Детальные разбивки, определяющие взаимное расположение элементов конструкций сооружения, выполняются значительно точнее, чем разбивки основных осей, которые задают лишь общее расположение и ориентировку

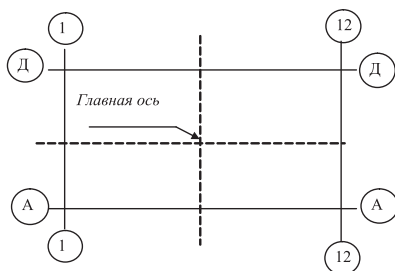


Рис. 7.1. Оси сооружений

сооружения в целом. Если в общем случае главные оси могут быть обозначены на местности с погрешностью 3–5 см относительно пунктов разбивочной сети, а иногда и грубее, то детальные и монтажные оси, а также основные оси относительно друга друга должны быть разбиты с погрешностью не более 2–3 мм, а то и точнее.

Третий этап заключается в разбивке *технологических осей*. Относительно технологических осей осуществляется монтаж технологического оборудования. Этот этап разбивок требует наиболее высокой точности производства геодезических работ (1–0,1 мм).

Таким образом, при разбивке сооружений соблюдается общий принцип производства разбивочных работ: от общего к частному. Однако точность выполнения этих работ повышается от этапа к этапу.

7.2. Геодезическая подготовка проекта сооружения

Выносу на местность проекта здания или сооружения предшествует специальная геодезическая подготовка, которая предусматривает его аналитический расчёт, геодезическую привязку, составление разбивочных чертежей, разработку проекта производства геодезических работ (ППГР).

Для выноса проекта сооружения необходимо на местности иметь ряд пунктов с известными координатами, которые должны быть приведены в той же системе координат, в которой рассчитаны координаты основных точек сооружения. Координаты пунктов геодезической основы получают по результатам измерений и вычислений, произведённых при её построении. Координаты же точек, принадлежащих сооружению, находят из графических измерений и аналитических вычислений, что обобщённо называется геодезической подготовкой проекта.

Генеральным планом (генпланом) называется проект размещения на плане или топографической карте крупного масштаба (1:500, 1:1000, 1:2000) зданий, сооружений и инженерных сетей, составляющих комплекс жилой застройки или стройплощадку промышленного предприятия. Генплан является важнейшим проектным документом, на основе которого разрабатывается проект планировки и застройки объектов строительства, инженерных коммуникаций, городского транспорта, очерёдности строительства и т.п.

На основе генплана составляются разбивочные чертежи для перенесения проектируемых объектов на местность; подготавливаются геодезические данные для проведения работ по вертикальной планировке и благоустройству территории. В зависимости от назначения различают генпланы сводные, поэлементные, строительные (стройгенпланы) и исполнительные.

При разработке проекта на крупное строительство не представляется возможным разместить на одном топографическом плане весь комплекс зданий, сооружений и коммуникаций. В этом случае комплекс проектируемых элементов расчленяют на ряд поэлементных генпланов, например, генплан наземных сооружений, подземных сооружений и инженерных сетей, дорожной сети, вертикальной планировки и др. Если все элементы проекта размещаются на одном документе, его называют сводным генпланом.

Проект расположения комплекса или отдельных капитальных зданий и сооружений, а также временных сооружений, дорог, инженерных сетей и помещений, механизмов и вспомогательных цехов на период строительства называют стройгенпланом.

Геодезической основой при разработке генплана является опорная геодезическая сеть, которая используется для обеспечения инженерно-геодезических изысканий. Однако при проектировании на генплане объектов строительства и затем для перенесения проекта в натуру, геодезического обслуживания строительства и производства в дальнейшем исполнительных съёмок требуется более густая геодезическая сеть. Её проектируют на генплане в развитие существующей и реализуют на местности. Выбор способа построения геодезической основы зависит от размеров территории и особенностей местности, вида строительства и требуемой точности построения сети, а также возможностей геодезической службы.

При разработке генплана застройки объектов жилищного и гражданского строительства в качестве разбивочной геодезической основы проектируют так называемые красные линии застройки. Красными линиями называют границы, отделяющие территорию застройки квартала от улиц, проездов, площадей и т.п.

Красную линию проектируют так, чтобы здания вдоль улиц располагались по линии застройки, отступающей от красной линии вглубь территории на магистральные улицах не менее 6 м, а на жилых – 3 м.

Для перенесения красных линий в натуру необходимо знать координаты точек поворота линии. Координаты некоторых характерных точек красных линий (X , Y) определяют графически по координатной сетке топографического плана. Координаты остальных вычисляют аналитически по геометрическим связям между точками (длинам линий и углам между линиями). Координаты характерных точек, выносимых в натуру зданий и сооружений, также могут определяться как графически, если нет геометрических связей между сооружением и красной линией, так и аналитически, если такие связи существуют. Характерные точки и линии будущих сооружений выносят на местность от пунктов городской геодезической сети.

При разработке генпланов промышленных комплексов, аэропортов и т. п. геодезическую основу чаще создают в виде так называемой строительной сетки – системы знаков, образующих ряд прямоугольников или квадратов с длинами сторон 100, 200, 300 метров, стороны которых параллельны основным осям проездов, зданий или сооружений. Такое построение создавало определённые преимущества при подготовке разбивочных элементов и выносе точек в натуру простыми способами (прямоугольных координат, створных засечек и пр.). В настоящее время строительные сетки утратили свою привлекательность и преимущества в связи с внедрением новой геодезической электронной аппаратуры.

Необходимые величины для перенесения проекта на местность определяют в процессе геодезической подготовки данных генплана и составления на его основе разбивочных чертежей. Цифровые величины геодезической подготовки генплана – это координаты и отметки характерных точек зданий и сооружений, величины углов, линий и превышений, которые необходимо перенести и закрепить на местности от опорных точек разбивочной основы.

Подготовка генплана осуществляется графическим, аналитическим и графо-аналитическим методами, и производится путём измерений на генплане и математических расчётов. При подготовке данных генплана крупного строительства все эти три метода применяются в совокупности и дополняют друг друга.

Графический способ заключается в том, что координаты выносимых на местность точек определяются на генплане графически, при помощи циркуля-измерителя и масштабной линейки. Точность этих данных зависит от масштаба плана и деформации бумаги, на которой составлен план. Чем крупнее масштаб плана, тем выше точность получаемых с плана линейных величин. Например, при отсутствии существенной деформации бумаги ошибка m_D расстояния D на местности определяется по формуле:

$$m_D = m_d \cdot M, \quad (7.1)$$

где m_d – ошибка длины d отрезка линии, взятой графически с плана, которую можно принять равной графической точности масштаба, т.е. 0,2 мм; M – знаменатель масштаба плана. Так, для плана масштаба 1:500 измеренный отрезок на плане будет иметь ошибку в натуре $m_D = 0,2 \text{ мм} \times 500 = 0,10 \text{ м}$.

Если учесть, что проектирование производится на копиях топографических планов, то реальная точность будет ещё ниже. Поэтому графический метод подготовки, будучи наименее точным, применяют крайне редко, лишь для разбивок, не требующих взаимной увязки разбиваемых точек.

Аналитический способ заключается в вычислении координат проектных точек, решением прямых геодезических задач. Для решения прямых геодезических задач необходимые данные (длины линий и дирекционные углы) находят или берут из геометрических связей между осями, элементами и конструкциями зданий и сооружений, используют аналитические связи между исходными пунктами и разбиваемыми. Дирекционные углы и длины линий могут быть найдены из решения обратных геодезических задач, а разбивочные углы – как разность дирекционных углов направлений.

На рис. 7.2 показаны пункты геодезической основы T и N с известными координатами (X_T, Y_T) и (X_N, Y_N) . Координаты характерных точек здания A, B, C , и т.д. находят по геометрическим связям между этими точками и их расположению по отношению к пунктам основы. Расстояние между любыми точками с координатами находится из решения обратной геодезической задачи. Тут же находят дирекционный угол направления.

Так для стороны TA имеем:

$$S_A = \sqrt{(X_A - X_T)^2 + (Y_A - Y_T)^2}; \quad (7.2)$$

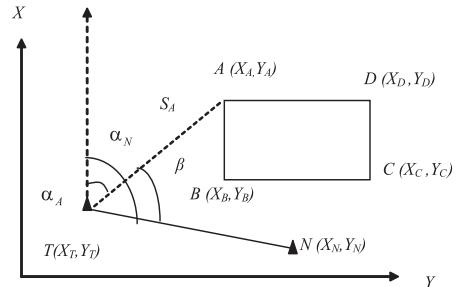


Рис. 7.2. Подготовка проекта сооружения

$$S_A = \frac{(X_A - X_T)}{\cos \alpha_A} = \frac{(Y_A - Y_T)}{\sin \alpha_A}; \quad (7.3)$$

$$\operatorname{tg} r_{TA} = \frac{Y_A - Y_T}{X_A - X_T}. \quad (7.4)$$

Найдя $\operatorname{arctg} r_{TA}$ и руководствуясь знаками числителя и знаменателя формулы (7.4), находим четверть, в которой расположен румб r_{TA} и, наконец, вычисляем дирекционный угол α_{TA} .

Легко видеть, что по разности дирекционных углов, каких-либо двух направлений, исходящих из одной точки, можно найти горизонтальный угол между ними. Например, $\beta = \alpha_{TV} - \alpha_{TA}$ (рис. 7.2).

Графоаналитический способ представляет собой сочетание аналитического и графического методов.

Результаты геодезической подготовки отображают на разбивочных чертежах. Разбивочный чертёж – графический документ, по которому на местности производят разбивочные работы. Чертёж выполняют в крупном масштабе (1:500 – 1:5000), но также и без масштаба. Главное, на разбивочном чертеже должны быть отражены разбивочные элементы, подлежащие построению на местности. В первую очередь, на чертеже схематически отображают исходные пункты и контуры зданий и сооружений, точки которых должны быть вынесены, их размеры и расположение осей, выписывают значения разбивочных элементов (горизонтальных углов и длин линий). Иногда на чертеже выписываются значения исходных данных, высот, координат и дирекционных углов, что позволяет выполнять контрольные измерения и вычисления в случае каких-либо неувязок.

7.3. Геодезическая разбивочная основа на строительной площадке

Для обеспечения практически всех видов инженерно-геодезических работ на территории строительства создаются специальные опорные сети, пункты которых хранят плановые координаты и высоты, это разбивочная основа строительства. Разбивочные инженерно-геодезические сети служат основой для выноса на местность проекта инженерного сооружения и коммуникаций. Геодезическая разбивочная сеть должна соответствовать требованиям, предъявляемым к основным разбивочным работам, исполнительным съёмкам наиболее крупных масштабов, а также к измерениям горизонтальных и вертикальных перемещений сооружений.

При проектировании разбивочных сетей точность их построения назначается с учётом строительных допусков для данного вида строительства

Эти сети обладают следующими характерными особенностями:

- часто создаются в местной системе координат с привязкой к государственной системе координат;
- форма сети определяется ситуацией на обслуживаемой территории или формой объектов, группы объектов;

- разбивочные сети имеют ограниченные размеры, часто с незначительным числом фигур или полигонов;
- длины сторон, как правило, короткие.

Различают разбивочную сеть строительной площадки и два вида разбивочных сетей здания (сооружения): внешнюю и внутреннюю.

Разбивочная сеть строительной площадки может включать в себя пункты красных линий застройки, а также пункты строительной сетки, а для строительства уникальных сооружений, требующих высокой точности производства разбивочных работ, строятся специальные линейно-угловые сети, микротриангуляция, микротрилатерация, в виде систем прямоугольников, центральных или радиально-кольцевых систем.

Для строительства жилых и гражданских зданий разбивочная сеть строительной площадки создается в виде сетей красных или других линий регулирования, а для строительства подземных инженерных сетей разбивочная основа строится в виде теодолитных ходов.

Основное требование при создании разбивочных сетей – необходимая точность для обеспечения выноса проекта сооружения на местность.

Разбивочные сети создаются обычно как свободные, в местной системе координат. Для определения координат пунктов разбивочной сети используют схемы и методы геодезических построений и измерений, наилучшим образом подходящие для геометрии данной сети, конструкции закрепления ее пунктов и условий видимости на стройплощадке.

Используются традиционные методы построения, такие как триангуляция, трилатерация, линейно-угловые сети в виде рядов и типовых фигур, полигонометрические ходы и полигоны, а в случае закрепления пунктов разбивочной сети в недоступных местах (опоры ЛЭП и т.п.) – метод боковых засечек. Всё чаще при построении разбивочных сетей строительных площадок или отдельного здания используются спутниковые технологии.

В табл. 7.1 приведены требования к точности разбивочной сети площадки по четырём группам сооружений в зависимости от ее размера согласно СП 126.13330.2012. Плотность пунктов опорной геодезической сети зависит ещё и от того в какой местности осуществляется строительство: застроенной или незастроенной. Так для предприятий и сооружений первой группы плотность должна составлять 16 пунктов на 1 км^2 на застроенной территории и 4 пункта на незастроенной. Для второй группы – это 9 пунктов для той и другой территорий. Для третьей и четвертой групп предприятий - 4 и 16 пунктов соответственно.

Проект разбивочной сети составляется на генплане и производится его оценка точности. Оценка проекта выполняется по приближенным формулам для соответствующего способа построения сети. Можно предрассчитать точность сети, построенной на основе использования спутниковой геодезической аппаратуры, а также для комбинированных способов.

Принципы оценки точности проекта инженерно-геодезической сети триангуляции, полигонометрии, трилатерации по приближенным формулам нами рассмотрены ранее. В результате выполненной оценки получают среднюю квадратическую погрешность наиболее слабого пункта сети M , а также находят

Таблица 7.1. Точность разбивочных сетей строительной площадки

Характеристика объектов строительства	Величины средних квадратических погрешностей построения разбивочной сети строительной площадки			Предельная погрешность взаимного положения смежных пунктов геодезической сети плоских прямоугольных координат в системе МСК-СРФ, X;Y, мм.
	угловые измерения, с	линейные измерения	определение превышения на 1 км хода, мм	
2	3	4	5	6
Предприятия и группы зданий (сооружений) на участках площадью более 1 км ² , отдельно стоящие здания (сооружения) с площадью застройки более 100 тыс. м ²	3	1/(25 000) или (2+10ppm)**	3	50
Предприятия и группы зданий (сооружений) на участках площадью менее 1 км ² ; отдельно стоящие здания (сооружения) с площадью застройки от 10 до 100 тыс. м ²	5	1/(10 000) (5+10ppm)	6	30
Отдельно стоящие здания (сооружения) с площадью застройки менее 10 тыс. м ² ; дороги, инженерные сети в пределах застраиваемых территорий	10	1/(5 000) (10+10ppm)	10	20
Дороги, инженерные сети вне застраиваемых территорий: земляные сооружения, в том числе вертикальная планировка	30	1/(2 000) (20+10ppm)	15	50

** соответствует (2 мм+10 S км) – где S расстояние между пунктами в км

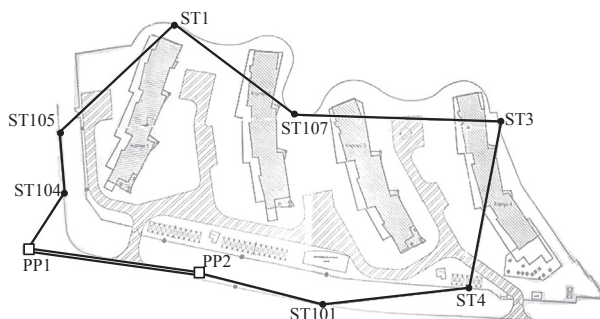


Рис. 7.3.
Разбивочная сеть
строительной площадки

ожидаемую относительную ошибку слабой стороны M/L и, таким образом, выносят суждение о точности запроектированной сети. Как сказано ранее, оценка может быть выполнена по приближенным формулам, но также с использованием различных компьютерных программ.

В качестве примера на рис. 7.3 приведена строительная площадка из четырех зданий сложной конфигурации. Каждое здание состоит из нескольких секций, развернутых друг относительно друга на некоторые углы. Это обстоятельство затрудняет построение внешних разбивочных сетей зданий в традиционном их понимании. Например, продольные оси внутренних секций закрепить невозможно, они попадают в зоны производства работ.

Первая стадия разбивочной сети запроектирована в виде замкнутого полигонометрического хода. Сгущение сети производится засечками и другими известными способами. Исходными пунктами для построения разбивочной основы являются пункты полигонометрии городской сети PP1 и PP2. Пункты полигонометрии расположены в открытых местах с взаимной видимостью и их положение согласовано с проектом организации строительства.

Принимая во внимание общую площадь строительной площадки (около 5 га) по табл. 7.1 определяют необходимую точность построения сети – это 1:10000 в линейных измерениях и 5" при угловых. Высотную сеть следует создавать нивелирными ходами с погрешностью не более 6 мм на 1 км хода.

Оценку проекта сети выполняют известными программами, как PGN, Credo и другими подобными. Исходными данными при оценке явились $m_B=5''$ и $m_S=0,002\text{м}$. В таблице 7.2 приводится оценка точности сети, отображенной на рис. 7.3. В таблице приведены координаты пунктов полигонометрического хода, снятые графически с генплана, и средние квадратические погрешности этих координат, полученные в результате оценки точности программой PGN.

Приведенным требованиям точности, а именно $m_S/S = 1:10000$ и $m_B=5''$, удовлетворяет, как это следует из табл. 7.2, полигонометрический ход 1-го разряда с вытекающими отсюда условиями и требованиями построения и измерения, а высотная сеть – это нивелирный ход IV класса.

Измерение горизонтальных углов существующими тахеометрами со средней квадратической ошибкой в 5" не представляет особой сложности. Однако отно-

Таблица 7.2. Оценка точности сети

№ п/п	№ пункта	X, м	Y, м	M_x , мм	M_y , мм
1	ST104	39,000	35,000	1,4	1,3
2	ST105	65,500	23,500	2,1	1,6
3	ST1	161,000	53,000	2,4	2,5
4	ST107	117,500	154,000	2,1	2,4
5	ST3	140,000	271,500	2,9	2,6
6	ST4	44,500	256,500	2,0	2,2
7	ST101	17,500	187,000	0,8	1,8

сительной точности измерения сторон полигонометрического хода электронными тахеометрами следует сказать, что их точность зависит от длины измеряемой линии и определяется формулой:

$$m_s = (2 - 3) \text{ мм} + 2 \text{ мм} \cdot S,$$

где S – длина измеряемой линии в км.

Так, для стороны в 500 м средняя квадратическая ошибка составит в худшем случае 4,0 мм, а в относительной мере 1:125000.

Из результатов оценки проекта видно, что самой слабой точкой в этом проекте является пункт $ST3$ с ошибками по координатам $M_x = 2,9$ мм и $M_y = 2,6$ мм. В относительной мере для стороны $ST3 - ST4$ при $Scp = 85$ м получим ошибку 1:22000. Для самой короткой стороны $ST104 - ST105$ ($S = 28,888$ м) относительная ошибка составит 1: 11000, что не выходит за пределы установленной относительной точности измерений сторон сети 1-го разряда.

В промышленном строительстве, при сооружении аэродромов, а также при планировке территорий и сельскохозяйственных угодий в качестве разбивочной плановой основы широко применяют строительную сетку. Строительная сетка позволяет наиболее просто определять плановое положение строительных объектов в прямоугольной системе координат.

Для этого на генеральном плане проектируют сетку квадратов или прямоугольников со сторонами 50, 100, 200 или 400 м. Выбор формы строительной сетки зависит от её назначения, от типа строящегося объекта, от характера рельефа строительной площадки, а также от степени плотности существующей застройки на строительной площадке.

Строительную сетку, равно как и любую другую разбивочную сеть проектируют таким образом, чтобы её пункты во время строительства не уничтожались, и чтобы между ними существовала прямая видимость. Пункты сети располагают возможно ближе к выносимым в натуру строительным элементам, особенно к тем, разбивка которых требует повышенной точности. Пункты разбивочной сети не должны попадать в зону нарушения целостности грунта под влиянием строительных работ.

7.4. Нормы точности разбивочных работ

Требуемая точность производства того или другого вида геодезических работ зависит от многих факторов, среди которых основные — это назначение и вид работ. Если геодезические работы выполняются для строительства сооружения, то определяющими факторами при установлении точности будут размеры и назначение сооружения, способ возведения и материал из которого строится данное сооружение.

Нормы точности геодезических работ при возведении сооружений задаются в нормативных документах: строительных нормах и правилах (СНиП), государственных стандартах (ГОСТ), в сводах правил (СП), ведомственных инструкциях и других нормативно-технических документах. Нормы точности в этих документах могут быть указаны в явном виде, непосредственно относящиеся к построению точек, осей или высотных отметок, как это сделано в ГОСТ 21779-82 «Технологические допуски». Точность может быть приписана к выполнению тех или иных геодезических измерений (угловых, линейных, высотных), что сделано в СНиП 3.01.03-84 «Геодезические работы в строительстве».

Качественное возведение зданий может быть достигнуто только путём обеспечения установленных проектом параметров, а также соблюдением допусков при изготовлении и монтаже строительных конструкций и на разбивочные работы.

Точность изготовления железобетонных конструкций зависит в основном от состояния технической оснастки, т.е. искривления бортов опалубки, прогиба её плоскостей, износа замковых шарниров и других технологических факторов.

Погрешности разбивочных работ неизбежны и зависят от условий измерений на строительной площадке, а именно:

- подготовленности площадки для производства измерений;
- квалификации исполнителей работ;
- применяемых технических средств;
- способов и приёмов выполняемых работ;
- влияния внешней среды.

Точность геометрических параметров определяется характеристиками действительной и нормативной точности, которые установлены ГОСТ 21778-81.

В практике измерений различают действительный размер x_i и номинальный $x_{ном}$. Отклонение действительного размера от номинального называют погрешностью. Автор не делает различий между понятиями погрешность и ошибка, вкладывая одинаковый смысл в выражения средняя квадратическая ошибка и средняя квадратическая погрешность – СКО и СКП.

Действительный размер – это размер, полученный в результате измерений или построений с допустимой погрешностью.

Номинальный размер – это основной проектный размер, определённый исходя из его функционального назначения и служащий отправным пунктом отсчёта отклонений. Учитывая погрешности изготовления, разбивки и монтажа конструкции, в стандартах и других нормативных документах, а также на чертежах

помимо номинального (проектного) размера x_{nom} указывают два предельно допустимых размера, наибольший x_{max} , и наименьший x_{min} .

Разность между наибольшим и наименьшим предельными размерами, или интервал значений размера, называют допуском Δ , или полем допуска, т.е.

$$\Delta = x_{max} - x_{min} \quad (7.5)$$

Половина допуска $\delta = \Delta/2$ является предельным отклонением параметра x от середины поля допуска.

Под геометрической точностью в строительстве понимают степень приближения действительных геометрических параметров, определяющих конфигурацию и положение конструкций сооружений и их элементов, к номинальным (проектным) параметрам.

Различают нормативную (установленную стандартами, ГОСТ и СНИП) и действительную точность. Действительная точность характеризуется величиной действительного отклонения v_i , определяемого алгебраической разностью между действительным x_i и номинальным x_{nom} значением размера

$$v_i = x_i - x_{nom} \quad (7.6)$$

Приведённую формулу словами можно выразить так: «отклонение (погрешность) равна тому, что есть минус то, что должно быть».

Для нормального распределения измерений согласно теории ошибок, истинному значению измеряемой величины (т.е. x_{nom}) соответствует среднее арифметическое результатов измерений при количестве измерений, стремящихся к бесконечности. Характеристикой результата одиночного измерения является средняя квадратическая ошибка (m), определяемая по формуле Бесселя. Её доверительная вероятность составляет 68%. Предельной погрешности δ может соответствовать удвоенное значение средней квадратической ошибки ($\delta = 2m$) с доверительной вероятностью 95%, или можно принять $\delta = 2,5m$ при доверительной вероятности 99%. Для особо ответственных работ принимают $\delta = 3m$, что соответствует доверительной вероятности 99,7%.

ГОСТ 21778-81 предписывает устанавливать доверительный интервал для погрешностей, выходящих за поле допуска не более 5% в обе стороны. Иначе говоря, самому допуску или полю допуска может быть приписана доверительная вероятность не ниже 95% (см. ГОСТ 23615-79). Это позволяет по известному значению Δ сначала найти $\delta = \Delta/2$ и, задавшись мерой точности (т.е. коэффициентами 2, 2,5 или 3) вычислить среднюю квадратическую ошибку измерений для реализации данного допуска. Например, переход от « Δ » к « m » при доверительной вероятности 99% будет выглядеть так:

$$\delta = \Delta/2; \quad m = \delta/2,5 = \Delta/5$$

Технологические допуски, регламентирующие точность технологических процессов и операций при изготовлении, установке строительных конструкций и при выполнении геодезических разбивок приведены в «ГОСТ 21779-82. Технологические допуски».

Эти допуски геометрических параметров сгруппированы по классам точности технологических процессов и операций, что позволяет на основе расчёта закладывать в проект производства работ требуемый класс точности производства разбивок в зависимости от назначения здания, принятой конструктивной схемы и способа монтажа. Допуск, являющийся мерой точности любого размера, формы или положения конструкции, зависит от величины и характера этого размера.

Точность *разбивочных работ* в ГОСТ 21779-82 регламентирована такими технологическими допусками как:

- допуск разбивки точек и осей в плане;
- допуск передачи точек и осей по вертикали и створности точек;
- допуск разбивки и передачи высотных отметок.

Все допуски разбивочных работ сгруппированы по 6 классам точности. Классы точности определяют величину допуска для конкретных условий технологического процесса, а следовательно предопределяет выбор методов и средств выполнения работ.

Допуски разбивки точек и осей в плане (табл. 7.3) охватывают размеры осей от 2500 мм до 160000 мм и разбиты на 6 классов точности.

Допуски передачи точек и осей по вертикали и створности точек даны в мм для размеров L между точками и разбивочными осями до 160 м, которые для упрощения таблицы разбиты на 9 интервалов размеров.

Таким же образом построены таблицы допусков для передачи точек по вертикали на высоту H (табл. 7.4) и таблица допусков передачи высотных отметок на ту же высоту (табл. 7.5) с такими же интервалами. Для створности точек, как видно из таблицы 7.4, предусмотрено 8 интервалов номинальных размеров, а для разбивок точек по высоте – 7 (табл. 7.5). Из анализа таблиц нетрудно убедиться, что в каждом классе точности допуски, отнесённые к номинальному размеру, имеют практически одну и ту же относительную точность.

Приведённые допуски даны с учётом точности нанесения и закрепления соответствующих точек и осей.

Таблица 7.3. Допуски разбивки точек и осей в плане в мм

Интервал номинального размера L мм	Значение допуска для класса точности					
	1	2	3	4	5	6
До 2500	0,6	1,0	1,6	2,4	4	6
Св. 2500 до 4000	1,0	1,6	2,4	4,0	6	10
4000 8000	1,6	2,4	4,0	6,0	10	16
8000 16000	2,4	4,0	6,0	10,0	16	24
16000 25000	4,0	6,0	10,0	16,0	24	40
25000 40000	6,0	10,0	16,0	24,0	40	60
40000 60000	10,0	16,0	24,0	40,0	60	100
60000 100000	16,0	24,0	40,0	60,0	100	160
100000 160000	24,0	40,0	60,0	100,0	160	-

Таблица 7.4. Допуски передачи точек и осей по вертикали и створности точек и осей

Интервал номинального размера		Значение допуска для класса точности					
Н (м)	L (м)	1	2	3	4	5	6
до 2,5	до 4,0	-	-	0,6	1,0	1,6	2,4
2,5-4,0	4,0-8,0	-	0,6	1,0	1,6	2,4	4,0
4,0-8,0	8,0-16,0	0,6	1,0	1,6	2,4	4,0	6,0
8,0-16,0	16,0-25,0	1,0	1,6	2,4	4,0	6,0	10,0
16,0-25,0	25,0-40,0	1,6	2,4	4,0	6,0	10,0	16,0
25,0-40,0	40,0-60,0	2,4	4,0	6,0	10,0	16,0	24,0
40,0-60,0	60,0-100,0	4,0	6,0	10,0	16,0	24,0	40,0
60,0-100,0	100,0-160,0	6,0	10,0	16,0	24,0	40,0	60,0
100,0-160,0	-	10,0	16,0	24,0	40,0	60,0	-

Классы точности не связаны с видами сооружений. Класс выбирается в зависимости от средств технологического обеспечения и контроля точности.

Таблица 7.5. Допуски разбивки и передачи высотных отметок в мм

Интервал номинального размера		Значение допуска для класса точности					
Н (м)	L (м)	1	2	3	4	5	6
до 2,5	до 8,0	-	0,6	1,0	1,6	2,4	4,0
2,5-4,0	8,0-16,0	0,6	1,0	1,6	2,4	4,0	6,0
4,0-8,0	16,0-25,0	1,0	1,6	2,4	4,0	6,0	10,0
8,0-16,0	25,0-40,0	1,6	2,4	4,0	6,0	10,0	16,0
16,0-25,0	40,0-60,0	2,4	4,0	6,0	10,0	16,0	24,0
25,0-40,0	60,0-100,0	4,0	6,0	10,0	16,0	24,0	40,0
40,0-60,0	100,0-160,0	6,0	10,0	16,0	24,0	40,0	60,0
60,0-100,0	-	10,0	16,0	24,0	40,0	60,0	100,0
100,0-160,0	-	16,0	24,0	40,0	60,0	100,0	160,0

Таблица 7.6. Точность разбивочных работ

№ п/п	Наименование вида работ	Величины средних квадратических погрешностей при измерениях				
		Линейные измерения	Измерения углов, сек	Определение отметок реперов мм		
1	2	3	4	5		
1	Вынос в натуру габаритов зданий, сооружений трасс дорог, подземных и надземных коммуникаций от пунктов государственных геодезических сетей, сетей и ходов имеющих координаты и отметки в системах координат субъектов Российской Федерации (МСК-СРФ)	1/5000 или $\pm (2 + 2ppm)^*$	10	2 или 5 мм на 1 км двойного хода		
2	Определение взаимного положения смежных осей, превышений на станции нивелирования	2 мм				
3	Перенос точек по вертикали шаговым методом на высоту Н	15 м	90 м	150 м	240 м	
		1 мм	2 мм	3 мм	5 мм	
4	Передача отметок шаговым методом на высоту Н**	на 15 м	на 30 м	на 90 м	на 150 м	на 240 м
		3 мм	4 мм	7 мм	9 мм	11 мм
5	Разметка монтажных ориентиров при монтаже металлических конструкций **	0,5 мм				
6	Разметка ориентирных рисков для монтажа сборных железобетонных конструкций на секции (до 30 м) длины дома, сооружения.**	1,0 мм				
7	Точность определения отметок на монтажном горизонте секции (до 30 м) длины дома, сооружения.	2,0 мм				

8	Точность определения положения осей дорог в плане (оси дорог, дренажные сооружения, кюветы, откосы и др.) от проектного положения.	20 мм
9	Точность определения поперечных, продольных уклоны дорог от проектного назначения; то же от проектного назначения	5 мм 10 %
10	Точность выноса в натуру знаков при разработке земляных выемок, вертикальной планировке, дноуглубительных работах	50 мм 20 мм

Примечания:

* $2 \text{ мм} + 2 S \text{ км}$, где S – длина измеряемой линии

** если иные точности не указаны в проектах

*** при $H > 240 \text{ м}$ точность определяется специальным расчетом.

Точности измерений линий, углов, превышений (отметок) и вынос в натуру осей (габаритов) зданий и сооружений, а так же осей трасс дорог и коммуникаций указаны при выполнении работ на пунктах внутренней геодезической основы в условиях городской застройки. При работе в незастроенной территории точности измерений должна указываться в ППГР.

Предельная погрешность взаимного положения габаритных осей выносимых в натуру зданий и сооружений, участков трасс дорог и коммуникаций в пределах 1 км, (после уравнивания сетей и ходов) не должна превышать в плане 5 мм, по высоте 10 мм.

Разбивочные работы в процессе строительства должны обеспечивать вынос в натуру осей и отметок реперов с заданной точностью. Точность разбивочных работ в процессе строительства следует принимать, руководствуясь данными, приведенными в табл. 7.6. Таблица с некоторыми сокращениями взята из СП 126.13330.2012, которое является актуализированной редакцией «СНиП 3.01.03-84. Геодезические работы в строительстве».

В таблице приводятся допустимые средние квадратические ошибки, с которыми можно строить на местности разбивочные элементы (расстояния, углы, превышения). Ошибки разбивочных элементов даны для 10 видов работ в зависимости от конструктивных особенностей, этажности, способов выполнения соединений, сопряжений и узлов возводимых сооружений.

В случаях строительства по проектной документации, содержащей допуски на изготовление и возведение конструкций зданий (сооружений), не предусмотренные стандартами, нормами и правилами, необходимую точность разбивочных работ следует определять специальными расчетами по условиям, заложенным в проектной документации.

Для приведения в соответствие расчётов, выполненных по ГОСТ 21779-82 и СП 126.13330.2012 в первом приближении классы точности можно идентифицировать. Однако следует иметь в виду, что в случае различия результатов расчёта приоритетными являются расчёты по ГОСТ 21779-82.

Геодезический контроль точности геометрических параметров здания является составной частью производственного контроля качества строительства и осуществляется в процессе возведения сооружения.

Контроль точности геометрических параметров здания заключается в геодезической проверке соответствия положения элементов, конструкций и частей здания нормативным и проектным требованиям и производится как в процессе монтажа конструктивных элементов сооружения, так и по завершению монтажных работ и окончательному закреплению конструкций. Плано-высотное положение конструктивных элементов сооружения отражается в документации по исполнительной съёмке конструкций и частей сооружения.

Контролируемые в процессе производства строительно-монтажных работ геометрические параметры здания, или отдельные его элементы (стены, колонны, отверстия, проёмы и т.п.), методы геодезического контроля, порядок и объём его проведения должны быть установлены проектом производства геодезических работ. Перечень конструктивных элементов подлежащих исполнительной съёмке, должен быть согласован с проектной организацией. Схемы исполнительных геодезических съёмок составляются до составления актов на скрытые работы и согласовываются с авторским надзором.

При расчётах точности детальных разбивок сборных сооружений и конструкций иногда используют теорию размерных цепей, в которой рассматривают совокупность размеров, образующих замкнутый контур. Каждый из размеров, образующих размерную цепь, составляет звено. Звенья размерной цепи чаще всего определяют расстояния между осями и плоскостями сооружений. Зазор между соединениями и конструкциями рассматривается как самостоятельное звено размерной цепи.

Все звенья размерной цепи делятся на составляющие и замыкающие. Основное свойство размерных цепей заключается в том, что сумма проекций составляющих звеньев на какую-либо ось равна проекции замыкающего звена на ту же ось.

В общем виде уравнение размерной цепи записывается в виде

$$l_0 = f(l_1, l_2, \dots, l_n), \quad (7.7)$$

где l_0 - размер замыкающего звена; l_i - размер составляющего звена.

Если предположить, что элементы размерной цепи (составляющие звенья) имеют независимые средние квадратические погрешности m_{l_i} , то согласно теории ошибок для замыкающего звена будем иметь

$$m_{l_0}^2 = \left(\frac{\partial f}{\partial l_1}\right)^2 m_{l_1}^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial l_2}\right)^2 m_{l_2}^2 + \dots + \left(\frac{\partial f}{\partial l_n}\right)^2 m_{l_n}^2 \quad (7.8)$$

Это уравнение позволяет решать две задачи: прямую – по допускам составляющих звеньев цепи найти допуск замыкающего звена; обратную – по допуску на замыкающее звено найти допуск и на составляющие звенья.

Расчёт точности разбивочных работ с использованием теории размерных цепей наиболее целесообразен в тех случаях, когда допуск на замыкающее звено значительно больше допуска на составляющие звенья, т. е. в размерной цепи имеется «компенсатор».

Плановое и высотное положение конструктивных элементов и частей здания или сооружения и их вертикальность следует определять от знаков внутренней разбивочной основы или ориентиров, которые использовались при выполнении строительно-монтажных работ.

Точность контрольных измерений должна составлять не более 0,2 величины отклонений, допускаемых на производство геодезических разбивочных работ.

Контроль точности геометрических параметров в строительстве следует осуществлять в соответствии с ГОСТ 23616-79.

Контролю точности подлежат геометрические параметры элементов конструкций зданий и сооружений, параметры, определяющие положение разбивочных осей и ориентиров для установки конструктивных элементов.

Контроль точности может быть назначен выборочно по альтернативному или количественному признаку, а в особых случаях может быть сплошным.

Сплошной контроль назначают:

- при небольших объёмах производства;
- при нестабильном характере производства, в том числе в период наладки технологических процессов;
- при повышенных требованиях к обеспечению заданной точности, связанных с необходимостью применения выборок большого объёма.

Выборочный контроль следует назначать при налаженном стабильном производстве, когда обеспечена статистическая однородность технологического процесса.

При выборочном методе следует преимущественно применять контроль по альтернативному признаку, а контроль по количественному признаку применять для наиболее ответственных параметров, когда их количество невелико. Контроль по количественному признаку применяют также, если по условиям производства целесообразно сократить объём выборок по сравнению с контролем по альтернативному признаку. Этот метод применим, когда контролируемые параметры независимы друг от друга и имеют нормальное распределение.

При сплошном контроле точность данного геометрического параметра проверяется на каждом объекте контроля.

Контрольными нормативами при сплошном контроле являются верхнее δx_g и нижнее δx_n , предельные отклонения от номинальных размеров, определяющих требования к точности контролируемого параметра.

Для определения соответствия геометрических параметров контрольным нормативам, согласно установленным правилам измерений находят действительные отклонения δx_i или действительный размер x_i .

Применяемые для контроля точности методы и средства измерений должны обеспечивать необходимую точность и достоверность этих измерений и назначаться в соответствии с учётом их трудоёмкости и стоимости.

Применяемые средства, а также методики измерений должны быть аттестованы государственной или ведомственной метрологической службой в соответствии с требованиями стандартов Государственной системы обеспечения единства измерений.

7.5. Этапы и основные элементы разбивочных работ

Весь процесс разбивки сооружения можно условно разделить на три этапа.

На первом этапе выполняются так называемые основные разбивочные работы. На местности находят и закрепляют главные или основные разбивочные оси сооружения. Основные разбивочные работы производят по данным привязки от пунктов геодезической разбивочной основы.

На втором этапе производится детальная разбивка сооружения, т.е. от закреплённых точек главных или основных осей разбиваются оси строительных конструкций и частей сооружения. Разбивку начинают с обозначения контура котлована, далее разбивают свайное поле, фундаменты, оси подземных сооружений и т. д. Одновременно с плановой разбивкой конструкций производится их высотная увязка с проектом. Детальная разбивка производится значительно точнее основных разбивочных работ, так как общее положение основных или главных осей сооружения, иначе говоря, положение самого сооружения относительно окружающей застройки не столь жёстко регламентировано. Это положение определяется эстетическими соображениями и требованиями стыковки коммуникаций нового строения с существующими.

В общем случае плановое положение нового строения может характеризоваться средней квадратической погрешностью около 3-5 см и грубее. Взаимное же положение детальных осей определяется с очень высокой точностью - 2 ± 3 мм и точнее.

Третий этап разбивочных работ для промышленных сооружений заключается в разбивке осей технологического оборудования. На этом этапе иногда требуется наивысшая точность, вплоть до долей миллиметра. Для реализации таких требований разрабатываются новые технологии производства работ, новая техника и методы измерений.

Разбивочные работы в отличие от съёмочных заключаются в реализации проектов, т.е. построении на местности того, что запроектировано на плане.

Перенесение проектов на местность в геодезическом отношении сводится к элементарным построениям на местности проектных горизонтальных углов и длин линий, плоскостей и проектных отметок. Построением этих элементов определяется пространственное положение конструкций будущего сооружения.

При построении проектного горизонтального угла исходной величиной является само значение этого угла β , оно должно быть рассчитано, должны быть заданы вершина A и исходное направление AB см. рис. 7.4.

Установив теодолит в точке A , наводятся на точку B , где заблаговременно центрируется визирная марка. Отсчёт по горизонтальному кругу обнуляется (для цифрового теодолита) и, вращением алидады добиваются отсчёта, равного

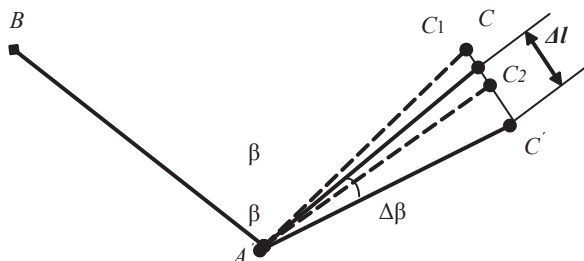


Рис. 7.4.
Построение
горизонтального угла

проектному углу. Если используется оптический теодолит, то к отсчёту на точку В прибавляют значение угла β и вращением алидады добиваются отсчёта по горизонтальному кругу, равному вычисленному. Это направление визирной оси закрепляют на местности в точке C_1 . Аналогичные действия выполняют при другом круге теодолита и отмечают на местности вторую точку C_2 . Точка C берётся как среднее из двух построенных и принимается за окончательное значение проектного угла BAC .

Для цифровых (электронных) теодолитов и тахеометров описанная методика построения горизонтального угла не будет достаточно корректной, поскольку в этих приборах предусмотрены функции исправления коллимационной ошибки автоматическим введением коррекции в измеренные направления. Компенсируются также ошибки за наклон вертикальной и горизонтальной осей вращения, исключены ошибки за влияния эксцентриситета блока датчика угла. Поэтому построение горизонтального угла электронными приборами выполняют несколько иначе.

Если требования к точности построения угла не очень высокие (несколько десятков секунд), то угол строят при одном круге с контролем, описанным выше способом для электронных приборов. Однако если необходимо построить проектный угол с повышенной точностью, то независимо от конструкции прибора поступают следующим образом. Построенный на местности каким либо способом угол измеряют несколькими приёмами и определяют его более точное значение. Необходимое число приёмов приближённо можно определить по формуле

$$n = \frac{m_o^2}{m_\beta^2}. \quad (7.9)$$

Здесь m_o номинальная СКП измерения угла данным прибором; m_β - требуемая СКП построения угла.

Измерив угол, и, найдя среднее, вычисляют $\Delta\beta = \beta - \beta_1$ и находят поправку

$$\Delta l = l \frac{\Delta\beta}{\rho}, \text{ где } l \text{ расстояние от вершины до построенной точки.}$$

Иначе говоря, построенный угол исправляют, редуцируют. Для контроля угол измеряют повторно.

Точность построения угла на местности зависит от многих факторов. Основными ошибками построения являются ошибки визирования, центрирования, приборные ошибки и ошибка фиксации уже построенного угла.

При построении проектного отрезка длины необходимо от исходной точки отложить в заданном направлении расстояние, горизонтальное проложение которого равно проектному значению. При этом следует помнить, что в проектах и планах отражаются именно горизонтальные проекции линий.

Если построение отрезка производится электронным тахеометром, то необходимо отслеживать на дисплее именно горизонтальную составляющую строящегося расстояния и не забывать перед построениями, вводить в прибор исходные параметры атмосферы (температуру и давление) и поправку за постоянную прибора (отражателя).

Если построение проектного отрезка выполняется рулеткой, то подстилающую поверхность, на которую будет укладываться полотно мерного прибора необходимо предварительно подготовить: выровнять и, если необходимо, выстлать досками или другим подручным материалом. В измерения вводят поправки за компарирование мерного прибора, температуру и наклон местности.

Уравнение мерного прибора, иначе говоря, вероятнейшая его длина на момент измерений выглядит так:

$$l_t = l_n + \Delta l_k + \alpha l_{t_0} (t - t_0) + \beta l_{t_0} (t - t_0)^2 \quad (7.10)$$

В этой формуле l_t – длина мерного прибора при температуре измерений t ; l_n – номинальная длина мерного прибора; l_{t_0} – длина мерного прибора при температуре t_0 , полученная из компарирования; α , β – коэффициенты температурного расширения мерного прибора.

Поправка за наклон местности (из-за превышения h одного конца линии над другим) вычисляется по формуле

$$l_h = h^2 / 2S + h^4 / 8S^3, \quad (7.11)$$

где S – длина откладываемого отрезка.

При вынесении точки с данной проектной отметкой должны быть известны высота исходного репера и место или конструкция, на которой отмечается эта проектная отметка рис. 7.5.

Для выноса проектной отметки H_{np} устанавливают нивелир приблизительно посередине между репером с известной отметкой и выносимой точкой. На исходном репере устанавливают нивелирную рейку и производят отсчёт по этой рейке, вычисляя таким образом горизонт прибора:

$$H_{ГП} = H_{Rp} + a.$$

По горизонту прибора и проектной отметке вычисляют такой отсчёт по рейке, как если бы она была установлена на проектной отметке: $b = H_{ГП} - H_{np}$. Далее в нужном месте рейку перемещают так, чтобы прочитанный отсчёт по ней

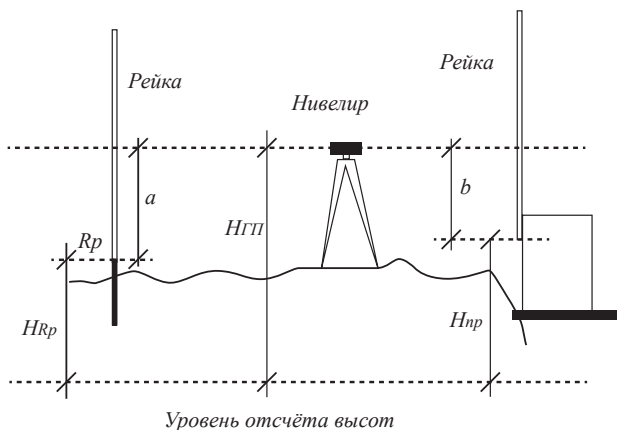


Рис. 7.5.
Схема построения
проектной отметки

был бы равен вычисленному. Под пяткой рейки отмечают при этом карандашом построенную таким образом отметку.

Вынесенную отметку контролируют, определяя её высоту из нивелирования по другому реперу с известной отметкой.

7.6. Способы разбивочных работ

Разбивочные работы по своему характеру и смыслу обратны съёмочным. Если в процессе съёмки контуров и предметов местности плановое положение точек определяется из измерений угловых и линейных величин, то при разбивочных работах координаты точки заданы в проекте, но её положение нужно найти на местности из построений угловых и линейных размеров. Разбивка точек производится теми же способами и по той же схеме, что и съёмка (способом полярных координат, прямой угловой засечки, прямоугольных координат, линейной и створной засечек и др.), но в обратной технологической последовательности.

Выбор способа разбивки зависит от условий производства работ, имеющихся средств измерений, схемы взаимного расположения пунктов исходной разбивочной основы и других факторов. Точность разбивки точки, в свою очередь, будет зависеть как от геометрии избранного способа, применяющихся средств, условий измерений и других факторов.

Ошибки, зависящие от геометрии способа разбивки, т. е. от способа построения на местности проектных линий и углов называют ошибками собственно разбивочных работ m_{cp} . Эти ошибки можно предрасчитать по известным в геодезии формулам.

Кроме этих ошибок на плановое положение разбиваемой точки влияют ошибки исходных данных $m_{ис}$, т. е. ошибки в положении опорных пунктов, с которых производится разбивка, а также ошибки фиксации $m_{ф}$, т. е. проектирования точки с уровня визирной цели на поверхность разбивки. Эта ошибка при использова-

нии нитяных отвесов может составлять 2–3 мм и более. При использовании визирных марок на оптических центрирах точку можно зафиксировать с ошибкой около 0,5 мм, если отмечать точку иглой, карандашом или гвоздём.

На положение разбиваемой точки оказывают влияние ошибки центрирования прибора и визирной цели, а также ошибки визирувания. Ошибка визирувания зависит от увеличения зрительной трубы прибора Γ^x и её подсчитывают по формуле

$$m_{\text{виз}} = 20'' / \Gamma^x. \quad (7.12)$$

Кроме перечисленных, на точность разбивочных работ могут оказывать влияние ошибки из-за внешних условий: турбулентность воздушных масс и боковая рефракция.

Рассмотрим кратко основные способы выноса на местность точек, наиболее часто употребляемые в практике разбивочных работ.

Способ полярных координат. Это наиболее распространённый способ разбивки осей, конструкций, точек, особенно в связи с широким внедрением электронных тахеометров, позволяющих одновременно с высокой точностью строить и углы и расстояния. В этом способе положение искомой точки C на местности (рис. 7.6.) находят путём построения в точке 1 (полюс) полярного угла β от исходного направления 1-2 и полярного расстояния l . Значения этих величин получают из решения обратной геодезической задачи

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \alpha_{1C} &= \frac{y_C - y_1}{x_C - x_1}, \\ l &= \frac{y_C - y_1}{\sin \alpha_{1C}} = \frac{x_C - x_1}{\cos \alpha_{1C}}, \\ \beta &= \alpha_{12} - \alpha_{1C}. \end{aligned} \quad (7.13)$$

При этом координаты пунктов 1 и 2 и дирекционный угол α_{12} известны из построения разбивочной сети, а координаты точки C в той же системе заданы в проекте разбиваемого сооружения. Контроль разбивки производят, повторяя её с пункта 2.

Координаты точки C относительно полюса точки 1 определяются через приращение координат

$$x = x_1 + \Delta x; \quad y = y_1 + \Delta y,$$

где согласно рис. 7.6 будем иметь

$$\begin{aligned} \Delta x &= l \cos(\alpha_{12} - \beta), \\ \Delta y &= l \sin(\alpha_{12} - \beta). \end{aligned} \quad (7.14)$$

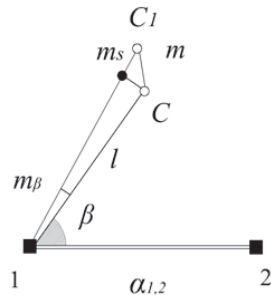


Рис. 7.6. Схема способа полярных координат

На точность разбивки точки C относительно исходных пунктов влияют главным образом ошибка m_β построения угла β и ошибка m_l построения проектного расстояния l .

В соответствии с теорией ошибок из формулы (7.14) следует

$$m_{\Delta x}^2 = \cos^2(\alpha - \beta)m_l^2 + l^2 \sin^2(\alpha - \beta) \frac{m_\beta^2}{\rho^2},$$

$$m_{\Delta y}^2 = \sin^2(\alpha - \beta)m_l^2 + l^2 \cos^2(\alpha - \beta) \frac{m_\beta^2}{\rho^2}.$$

Общая ошибка в положении точки C под влиянием ошибок разбивочных работ в способе полярных координат будет

$$m_{cp}^2 = m_{\Delta x}^2 + m_{\Delta y}^2$$

или

$$m_{cp}^2 = m_l^2 + \left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2 l^2. \quad (7.15)$$

Кроме ошибок разбивочных работ на положение точки C будут оказывать влияние выше перечисленные ошибки центрирования прибора над точкой 1 и визирной цели над точкой 2, а также ошибки исходных данных и фиксации разбиваемой точки

Средняя квадратическая ошибка m_c разбивки точки способом полярных координат определится, таким образом, по формуле

$$m_c^2 = m_u^2 + m_l^2 + \left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2 l^2 + m_{cp}^2 + m_\phi^2 \quad (7.16)$$

где m_u – средняя квадратическая ошибка планового положения исходных пунктов;
 ρ – число секунд в радиане;

m_l – ошибка построения расстояния l ;

m_β – ошибка построения полярного угла ;

m_{cp} – ошибка совместного влияния центрирования прибора и редукции визирной цели;

Детальный вывод формул оценивающих влияния ошибок центрирования и редукции, а также исходных данных на результат разбивки точки способом полярных координат можно найти в [21]. Здесь же мы приведём окончательный их вид.

Ошибку совместного влияния центрирования прибора и редукции визирной цели можно подсчитать по формуле

$$m_{ц.р}^2 = e^2 \left[1 + \left(\frac{l}{b}\right)^2 - \frac{l}{b} \cos\beta \right]. \quad (7.17)$$

В этой формуле e – величина линейного элемента центрирования или редукции. При $\beta = 90^\circ$ и $l = b$, где b – базис разбивки, $m_{ц.р}^2 = m_e \sqrt{2}$.

Для уменьшения влияния ошибок центрирования и редукиции на точность разбивочных работ необходимо стремиться, чтобы откладываемый полярный угол был меньше прямого и, чтобы проектное расстояние не превышало длины исходной стороны (базиса разбивки).

Зная ошибки планового положения исходных пунктов и принимая их равными m_1 и m_2 можно подсчитать результирующее их влияние на положение разбиваемой точки по формуле

$$m_u^2 = m_{1,2}^2 \left[1 + \left(\frac{l}{b} \right)^2 - \frac{l}{b} \cos \beta \right]. \quad (7.18)$$

Из анализа формул (7.17) и (7.18) следует, что полярный угол β должен быть меньше 90° , а полярное расстояние l не должно быть больше базиса разбивки b .

Способ прямоугольных координат. Способ применяется в основном при наличии на площадке геодезической строительной сетки, в системе координат которой задано положение всех главных точек проекта. Используя вычисленные от ближайших пунктов приращения координат Δx и Δy (рис. 7.7), откладывают большее приращение по соответствующей стороне сетки, а в найденной точке устанавливают теодолит и, построив прямой угол, откладывают второе линейное приращение.

Полученную точку закрепляют и выполняют контрольные промеры, используя другие пункты и другую схему измерений.

Таким образом, элементами разбивки являются две линейные величины Δx и Δy и одна угловая β .

Средняя квадратическая ошибка в положении разбиваемой точки способом прямоугольных координат может быть подсчитана по формуле

$$m_C^2 = m_u^2 + m_{\Delta x}^2 + m_{\Delta y}^2 + \left(\frac{m_\beta}{\rho} \right)^2 \Delta x^2 + m_{\text{уп}}^2 + m_\phi^2, \quad (7.19)$$

где $m_{\Delta x}$ и $m_{\Delta y}$ — ошибки построения линейных величин Δx и Δy , β — ошибка построения прямого угла, ρ — число секунд в радиане. Если по перпендикуляру откладывается ордината, то в формуле (7.17) вместо Δx берётся Δy .

Влияние ошибок исходных пунктов определяют по формуле [27]

$$m_u^2 = m_{1,2}^2 \left[1 + \left(\frac{\Delta x}{b} \right)^2 + \left(\frac{\Delta y}{b} \right)^2 - \frac{\Delta y}{b} \right] \quad (7.20)$$

Ошибки центрирования и редукиции вычисляются по аналогичной формуле, что и для способа полярной засечки, но вместо ошибок $m_{1,2}$ следует вставить величину линейного элемента центрирования или редукиции e . В формуле (7.18) b — длина стороны AB .

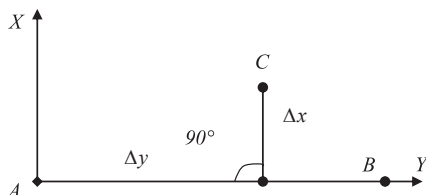


Рис. 7.7. Способ прямоугольных координат

Способ прямой угловой засечки. Способ применяется для разбивки точек, находящихся на значительном удалении от исходных пунктов и расстояния до которых по каким-то причинам измерить нет возможности (например, опоры мостовых переходов). В этом способе положение определяемой точки C на местности находят построением на исходных пунктах A и B (рис. 7.8) проектных углов β_1 и β_2 .

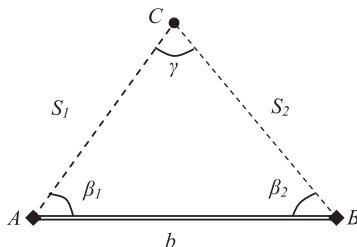


Рис. 7.8. Схема способа прямой угловой засечки

Из курса геодезии известно, что средняя квадратическая ошибка собственно прямой засечки описывается формулой

$$m_{cp}^2 = \frac{m_{\beta}^2 (S_1^2 + S_2^2)}{\rho^2 \sin^2 \gamma}, \tag{7.21}$$

или, так как $S_1 = \frac{b \sin \beta_2}{\sin \gamma}$; $S_2 = \frac{b \sin \beta_1}{\sin \gamma}$, то

$$m_{cp}^2 = \frac{m_{\beta}^2}{\rho^2} b^2 \frac{\sin^2 \beta_1 + \sin^2 \beta_2}{\sin^4 \gamma}, \tag{7.22}$$

где m_{β} — ошибка построения углов β . Остальные обозначения очевидны, рис. 7.8.

Из этих формул видно, что в общем случае наиболее выгодной будет засечка под прямым углом, когда в знаменателе $\sin \gamma = 1$.

Однако при этом следует иметь в виду, что при заданной точности построения разбивочных углов абсолютная (линейная) величина ошибки прямой угловой засечки будет возрастать с увеличением расстояния до разбиваемой точки. Поэтому при анализе ошибки засечки следует принимать во внимание не только угол засечки γ , но и расстояние S до разбиваемой точки.

Суммарная средняя квадратическая ошибка планового положения точки, построенной способом прямой угловой засечки, может быть подсчитана по формуле

$$m_C^2 = m_{cp}^2 + m_u^2 + m_{\alpha}^2 + m_{\phi}^2, \tag{7.23}$$

где ошибка собственно засечки m_{cp} определяется из выражения (7.22).

Влияние ошибок исходных пунктов можно найти по формуле

$$m_u^2 = m_{1,2}^2 \frac{\sin^2 \beta_1 + \sin^2 \beta_2}{\sin^2 \gamma},$$

а ошибки за центрирование и редукцию находят из выражения

$$m_{\alpha}^2 = e^2 \frac{\sin^2 \beta_1 + \sin^2 \beta_2}{\sin^2 \gamma}. \tag{7.24}$$

Контролируют разбивку построением угла с третьего исходного пункта.

Для повышения точности разбивки построенные углы многократно измеряют, вычисляют реальные координаты вынесенной точки и, сравнив их с проектными, находят редуции. Положение построенной точки исправляют, редуцируют.

Кроме описанных выше, есть ещё ряд способов выноса в натуру проектных точек. Рассмотрим некоторые способы разбивок, которые наиболее часто применяются, но преимущественно в особых случаях, в основном при производстве так называемых детальных разбивочных работ. Детальные разбивочные работы, в своей массе, производятся при строительстве зданий и сооружений на монтажных горизонтах, когда на бетонном перекрытии выносятся в натуру положения осей, элементов и конструкций зданий.

Способ створной засечки. В этом способе (рис. 7.9) искомая точка K находится на пересечении двух створов AB и CD . Створы проще всего задавать теодолитами. Точность створной засечки зависит от ошибок построения створов AB и CD и от ошибок фиксации точки K .

В свою очередь, основными ошибками при построении створов являются ошибки планового положения исходных пунктов m_u , ошибки центрирования прибора и визирных целей $m_{цр}$, ошибка визирования $m_{виз}$, а также ошибка, вызванная влиянием внешних условий $m_{вн}$.

$$m_K^2 = m_u^2 + m_{ц.р}^2 + m_{виз}^2 + m_{вн}^2 \quad (7.25)$$

Влияние ошибок исходных данных следует рассматривать только в направлении, перпендикулярном створу, иначе говоря, для каждого створа это будет одна координата, для которой ошибка вычисляется по формуле

$$m_u^2 = m_{x,y}^2 \left[\left(1 - \frac{d}{S} \right)^2 + \left(\frac{d}{S} \right)^2 \right], \quad (7.26)$$

где d – расстояние от точки установки прибора до определяемой; S – расстояние между исходными точками (длина створа).

Совместное влияние погрешностей центрирования теодолита и визирной цели определяется формулой:

$$m_{ц.р}^2 = \frac{e^2}{2} \left[\left(1 - \frac{d}{S} \right)^2 + \left(\frac{d}{S} \right)^2 \right]. \quad (7.27)$$

Погрешность визирования в угловой мере подсчитывают по формуле:

$$m_{виз}'' = \frac{20''}{I^{rx}}, \quad (7.28)$$

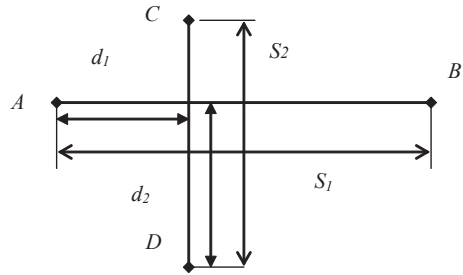


Рис. 7.9. Схема разбивки створной засечкой

где Γ^x – увеличение зрительной трубы теодолита.

При построении створа приходится визировать дважды: вначале на визирную цель, установленную на исходной точке, затем на цель, фиксирующую положение разбиваемой точки в створе. В обоих случаях линейная величина погрешности визирования для определяемой точки будет пропорциональна расстоянию d от теодолита до этой точки. Следовательно, для створных построений погрешность визирования будет равна:

$$m_{\text{виз}} = \frac{m''_{\text{виз}} \cdot d \cdot \sqrt{2}}{\rho''},$$

или с учётом формулы (7.28), получим

$$m_{\text{виз}} = \frac{20'' \cdot d \cdot \sqrt{2}}{\Gamma^x \cdot \rho''}. \tag{7.29}$$

Из внешних условий существенное влияние на точность построения створов может оказать боковая рефракция. Этот фактор необходимо учитывать при любых способах разбивки, связанных с оптическим визированием.

Способ створно-линейной засечки. В этом способе выносимая точка C (рис. 7.10) находится путём отложения проектного расстояния d по створу AB .

Средняя квадратическая ошибка положения точки C в этом способе может быть подсчитана по выше приведенным формула для створной засечки с добавлением в формулу (7.23) ошибки m_d , т.е. ошибки построения отрезка d .

Способ линейной засечки. В этом способе положение выносимой точки C находят построением проектных отрезков S_1 и S_2 (рис. 7.11), отложенных от исходных пунктов A и B .

Средняя квадратическая погрешность в положении определяемой точки при одинаковой точности отложения расстояний S_1 и S_2 может быть подсчитана по формуле:

$$m_{\text{виз}} = \frac{20'' \cdot d \cdot \sqrt{2}}{\Gamma^x \cdot \rho''}. \tag{7.30}$$

Минимальная погрешность собственно линейной засечки будет при угле $\gamma = 90^\circ$. В этом случае влияние погрешностей исходных данных может быть учтено по формуле

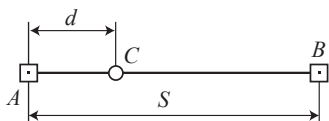


Рис. 7.10. Схема разбивки створно-линейным способом

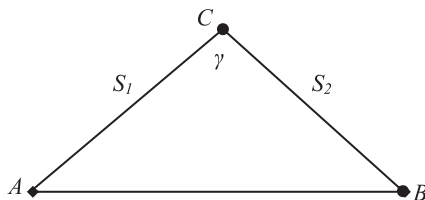


Рис. 7.11. Схема разбивки способом линейной засечки

$$m_u = \frac{m_{x,y}}{\sin \gamma}. \quad (7.31)$$

Линейными засечками удобно производить разбивки на очищенной от мусора поверхности как, например перекрытии зданий, если разбивочные элементы не превышают длины мерного прибора. При этом, естественно отсутствуют ошибки центрирования и редукции.

Обратная засечка Непосредственно обратной засечкой вынести точку в натуре нельзя. Однако при помощи обратной засечки на первом этапе можно определить координаты точки стояния прибора – теодолита или электронного тахеометра, а уж потом вынести точку полярными координатами.

Для целей разбивки точки посредством обратной засечки работу выполняют следующим образом. Сначала находят на местности приблизительно положение разбиваемой точки. Прибор устанавливают в этой точке и определяют координаты точки стояния прибора по координатам нескольких пунктов, расположенных вблизи района работ, иначе говоря, реализуют обратную засечку. Вычисленные координаты точки стояния прибора сравнивают с координатами выносимой точки и находят их разность. По разностям координат вычисляют элементы так называемой редукции: расстояние до выносимой точки от прибора и дирекционный угол этого отрезка. По дирекционному углу находят горизонтальный угол, образованный этим отрезком и каким либо известным направлением. Построив угол и отложив горизонтальный отрезок на местности, находят положение проектной точки.

Обратная засечка или классическая задача о четвёртой точке иначе называется задачей Потенота. В этой задаче исходными являются три и более пункта с известными координатами. Теодолит устанавливают в произвольной (четвёртой) точке и измеряют горизонтальные углы, на исходные пункты. По известным формулам вычисляют координаты точки стояния теодолита. Это обратная угловая засечка.

С внедрением в практику инженерно-геодезических работ электронных тахеометров появилась возможность легко и с высокой точностью измерять не только углы, но и расстояния, а встроенный компьютер позволяет быстро решать по результатам измерений разнообразные геодезические задачи, в том числе и обратную засечку. Если разбивочные или другие работы выполняются с произвольной точки стояния прибора, координаты которой определены из обратной засечки, то эту станцию иногда называют «свободной станцией».

Поскольку электронным тахеометром измеряются также и расстояния, то для решения задачи достаточно иметь два исходных пункта. В этом случае засечка будет называться линейно-угловой. Схема засечки приведена на рис. 7.12, где T – точка стояния электронного тахеометра, точки 1 и 2 исходные пункты с известными координатами X_1, Y_1 и X_2, Y_2 . Прибором измерены расстояния до исходных пунктов L_1 и L_2 , а также угол β . По известным координатам исходных пунктов можно найти расстояние S между ними и дирекционный угол α_{12} , из решения обратной геодезической задачи. Координаты точки T могут быть вычислены дважды: по расстоянию L_1 и по расстоянию L_2 . Для этих целей в соответствии с теоремой синусов запишем

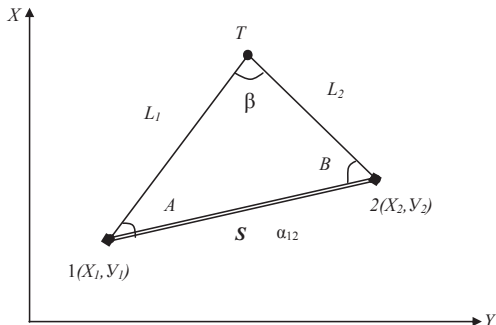


Рис. 7.12.
Обратная линейно-
угловая засечка

$$\frac{S}{\sin \beta} = \frac{L_1}{\sin B} = \frac{L_2}{\sin A} \tag{7.32}$$

Эти равенства позволяют найти углы A и B :

$$A = \arcsin\left(\frac{L_2}{S} \cdot \sin \beta\right). \tag{7.33}$$

Так же находится угол B , но по стороне L_1 . Через найденные углы вычисляются дирекционные углы сторон L_1 и L_2 . Для стороны L_1 будем иметь

$$\alpha_1 = \alpha_{12} - \arcsin\left(\frac{L_2}{S} \cdot \sin \beta\right). \tag{7.34}$$

Координаты точки стояния, т.е. точки T находятся обычным путём:

$$\begin{aligned} X_T &= X_1 + L_1 \cos \alpha_1 \\ Y_T &= Y_1 + L_1 \sin \alpha_1. \end{aligned} \tag{7.35}$$

Считая координаты исходных пунктов безошибочными, продифференцируем формулу (7.35) по переменным L_1 и α_1 и перейдём к средним квадратическим ошибкам, опуская индексы у переменных:

$$\left. \begin{aligned} m_x^2 &= m_L^2 \cos^2 \alpha + L^2 \sin^2 \alpha \cdot \frac{m_\alpha^2}{\rho^2} \\ m_y^2 &= m_L^2 \sin^2 \alpha + L^2 \cos^2 \alpha \cdot \frac{m_\alpha^2}{\rho^2} \end{aligned} \right\}. \tag{7.36}$$

С некоторым приближением ошибка планового положения точки T может быть описана величиной $M^2 = m_x^2 + m_y^2$, которая представляет собой среднюю величину скаляра вектора смещения точки на плоскости. Выполнив сложение двух равенств формулы (7.36), получим

$$M^2 = m_L^2 + L^2 \cdot \frac{m_\alpha^2}{\rho^2}. \quad (7.37)$$

Тот же результат будет получен, если вычисления производить по углу B и расстоянию L_2 . Однако эти результаты будут зависимыми, так как в обоих вычислениях участвует угол β . Среднее значение из двух M примерно будет в $\sqrt{2}$ раз меньше. Если координаты точки T получены из измерений по трём исходным точкам, то и результат соответственно будет точнее примерно в $\sqrt{3}$.

Нетрудно видеть, что первый член выражения (7.37) отражает влияние ошибок измерения расстояний L_1 или L_2 , а второй член в неявном виде содержит ошибку измерения угла β и расстояний L , так как дирекционный угол стороны определяется через эти величины, смотри формулу (7.34). Для приближённой оценки точности эту формулу можно упростить, предположив, что расстояния L (от прибора до исходных пунктов) в пределах строительной площадки примерно равны расстоянию между исходными пунктами S . В этом случае

$$\alpha_1 \approx \alpha_{12} - \arcsin(\sin \beta) = \alpha_{12} - \beta \quad (7.38)$$

Следовательно $m_\alpha \approx m_\beta$. Подставив полученное значение m_α в (7.37) с учётом количества исходных пунктов (n), участвующих в вычислениях координат точки T , получим

$$M^2 = \frac{1}{n} \left(m_L^2 + L^2 \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \right), \quad (7.39)$$

что вполне объяснимо: средняя квадратическая ошибка планового положения «свободной станции» прямо пропорциональна ошибкам измерения расстояний до исходных пунктов, величинам этих расстояний, ошибкам измерения углов между направлениями на исходные пункты и обратно пропорциональна корню квадратному из количества исходных пунктов. В качестве замечания следует отметить, что сказанное справедливо в случаях, если расстояния до исходных пунктов L меньше или равно расстояниям между исходными пунктами S . В противном случае ошибки планового положения «свободной станции» будут расти прямо пропорционально соотношению между отмеченными отрезками.

8. ТЕХНОЛОГИИ РАЗБИВОЧНЫХ РАБОТ

8.1. Проект производства геодезических работ

При строительстве сложных и крупных объектов, а также зданий выше девяти этажей для строительного объекта разрабатывается специальный документ, который называется проектом производства геодезических работ или ППГР.

Уровень организации и выполнения геодезических работ в значительной степени определяется качеством этого проекта, регламентирующего порядок проведения основных и детальных разбивочных работ. ППГР является основным документом, отражающим содержание, объём, методы, точность и порядок производства геодезических работ, обеспечивающих строительство при минимальных трудовых и материальных затратах.

Правильная организация производства геодезических работ и выполнение их с заданной точностью в соответствии с требованиями существующих нормативных документов повышает качество строительно-монтажных работ, снижает трудовые затраты и процент брака из-за геометрических отступлений от проекта.

В проекте производства геодезических работ отражаются сведения, необходимые для производства контрольных измерений в процессе возведения сооружения, определяется состав геодезических работ, потребность в средствах измерений (приборах, оборудовании), описываются проверки приборов и приёмы работы с ними.

Основанием для разработки ППГР является техническое задание, составленное фирмой заказчиком по установленной форме. Разрабатывается ППГР геодезическими организациями (фирмами), имеющими на то соответствующие лицензии, а финансируется разработка проекта за счёт накладных расходов в строительстве.

Содержание ППГР согласовывается с технической и экономической сторонами других обязательных проектов для данного объекта: ПОС – проекта организации строительства и ППР – проекта производства работ.

Основными нормативными документами при разработке ППГР являются государственные стандарты, строительные нормы и правила, действующие инструкции и другой руководящий научно-технический материал по геодезической и строительной тематике.

ППГР разрабатывается на основе последних достижений науки и техники в области геодезического обеспечения строительства и передовых методов геодезических работ с учётом правил гигиены труда и производственной санитарии. Помимо краткости изложения и полноты содержания, ППГР должен быть наглядно оформлен, иметь сведения и номер лицензии организации, разработавшей ППГР, и согласования с организациями заказчиков с соответствующими подписями руководителей организаций и их печатями.

Содержание ППГР должно удовлетворять требованиям передовой технологии, быть кратким, иметь описание методик геодезического обеспечения по этапам строительства и быть логичным и достоверным.

Проект производства геодезических работ разрабатывается для нескольких периодов строительства объекта: подготовительный; возведения объекта; наблюдения за осадками и деформациями зданий и сооружений.

Для подготовительного периода строительства приводятся: схема расположения и закрепления знаков закрепления основных или контурных осей здания, потребность в материальных и людских ресурсах, график производства геодезических работ.

Для периода возведения объекта приводятся: схема расположения и закрепления знаков разбивочной сети стройплощадки, внешней разбивочной сети здания (сооружения) и внутренней разбивочной сети, типы центров и знаков. Приводится расчёт точности построения этих сетей и методы их создания, расчёт точности и способы производства детальных разбивочных работ, контрольных измерений, исполнительных съёмов.

На период наблюдения за осадками и деформациями зданий и сооружений приводятся точность, методы, средства и порядок производства наблюдений за перемещениями и деформациями объектов строительства, схемы геодезических сетей, точность и методы её построения, типы центров и знаков, график производства работ.

Во введении к пояснительной записке приводятся обоснование разработки ППГР, наименование организации заказчика и разработчика.

В пояснительной записке ППГР приводятся кратко сведения о взаимоотношениях между заказчиком проекта и исполнителем, общие сведения по объекту строительства, перечень государственных стандартов, строительных норм и правил, рабочих чертежей и других документов, которые использовались при разработке проекта.

В общих сведениях по объекту строительства приводятся:

- административная принадлежность района работ;
- краткие сведения по объекту строительства, его особенности и топографо-геодезическая изученность района строительства.

К схеме внешней разбивочной сети строительной площадки, здания или сооружения прилагаются:

- схема закрепления сети;
- данные о точности и обоснованная методика построения разбивочных сетей строительной площадки или внешней сети здания;
- конструкции рекомендуемых знаков для закрепления осей сооружения.

В ППГР на строительство подземной части здания приводятся следующие данные:

- расчёт точности выполнения детальных разбивочных работ;
- методы производства детальных разбивочных работ;
- технология выноса и закрепления в натуре контура котлована, трасс инженерных коммуникаций, свайного поля;

- технология геодезического контроля при производстве земляных и строительно-монтажных работ;
- технология производства исполнительных съёмов и составление исполнительной документации.

Помимо основных положений, перечисленных выше, на строительство надземной части здания в ППГР приводятся следующие сведения:

- рассчитывается точность построения внутренней разбивочной сети здания на монтажных горизонтах;
- описываются методы переноса осей и высот на монтажные горизонты;
- описывается методика геодезического контроля и выверок при установке несущих и ограждающих конструкций и их элементов в проектное положение.

Разбивочная сеть строительной площадки проектируется таким образом, чтобы с её пунктов можно было произвести разбивку здания или сооружения и построить для них внешнюю разбивочную сеть. К построению внешней разбивочной сети здания предъявляются требования удобства выполнения разбивочных работ и сохранности знаков на весь период строительства. Форма внешней разбивочной сети здания зависит от условий закрепления знаков и конфигурации здания. Точность построения внешней разбивочной сети должна обеспечить необходимую и достаточную точность для производства детальных разбивочных работ. При расчете точности внешней сети исходят из таких требований, как обеспечение точности построения минимального межосевого размера данного сооружения. Конструкцию знаков внешней разбивочной сети здания проектируют с учётом климатических условий строительной площадки, используя типы тех знаков, которые нашли в данной зоне широкое применение.

Внутренняя разбивочная сеть здания строится на исходном монтажном горизонте в виде базисных фигур. Редуцирование её пунктов в проектное положение производится после контрольных промеров, поэтому в ППГР должна быть дана методика уравнивания и редуцирования построенной сети, как на исходном, так и на монтажном горизонтах.

При разработке технологий геодезических выверок и контроля строительно-монтажных работ особое внимание необходимо уделять внедрению шаблонов и приспособлений современной электронной и лазерной техники, позволяющих повысить производительность и качество геодезических работ.

Для передачи осей на монтажные горизонты подбираются приборы и методы, удовлетворяющие требованиям точности передачи для данного сооружения и его высоты. Выполнение детальных разбивок следует предусмотреть от основных или главных осей известными способами с точностью, указанной в нормативных документах для данного вида сооружения. Разбивочные оси закрепляются дюбель-гвоздями и окрашиваются трудно смываемыми красками ярких цветов (красной, оранжевой и др.).

В ППГР описываются методы производства исполнительных съёмов готовых конструкций и приводятся образцы исполнительной документации отдельным альбомом.

Технология наблюдений за деформациями в процессе строительства геодезическими методами (проект опорной сети, типы исходных реперов и осадочных

марок, программа наблюдений, методика геодезических измерений) разрабатываются в соответствии с «ГОСТ 24846-81. Грунты. Методы измерения деформаций оснований зданий и сооружений. М., 2001, стр.26.», а также СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений и «Руководство по наблюдениям за деформациями оснований и фундаментов зданий и сооружений», М.: Стройиздат, 1975.

8.2. Построение разбивочных сетей сооружения

Как было сказано ранее, геодезические разбивочные работы подразделяются на основные и детальные. Основные разбивочные работы включают в себя определение на местности главных и основных осей зданий и сооружений.

Главные оси сооружения – это его взаимно перпендикулярные оси симметрии (рис. 7.1), а основные оси представляют собой линии, определяющие контур здания или сооружения в плане. Главные и основные оси сооружения являются геометрической и геодезической основой для производства детальных разбивочных работ. Иначе говоря, детальные разбивочные работы производятся от главных и основных осей сооружения.

Геодезические пункты (знаки), закрепляющие основные и главные оси сооружения, образуют внешнюю разбивочную сеть здания (сооружения), рис. 8.1.

Внешняя разбивочная сеть здания. Главные и основные оси разбиваются на местности от пунктов плановой разбивочной основы – городской геодезической сети или разбивочной сети строительной площадки. Взаимное положение главных или основных осей определяется с более высокой точностью, чем положение пунктов плановой разбивочной основы или общего пятна застройки сооружения. В этой связи вынос в натуру осуществляют первоначально с разбивки на местности одной из осей, естественно, большей длины.

Дальнейшие разбивки осуществляют от этой, вынесенной в натуру оси.

Внешняя разбивочная сеть здания служит основой для работ по возведению конструкций нулевого цикла, а внутренняя разбивочная сеть – для обеспечения точного монтажа строительных конструкций.

Расположение пунктов сети определяется с учетом конкретных условий стройплощадки. Основное требование при этом – обеспечить сохранность пунктов и их стабильность до конца строительства. Во всех случаях места расположения пунктов разбивочной сети должны быть увязаны со строительным планом объекта.

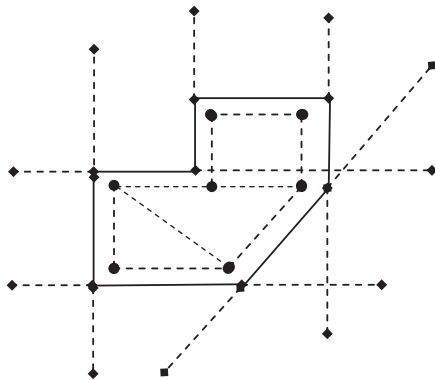


Рис. 8.1. Схема внешней и внутренней разбивочных сетей здания

Точность построения внешней и внутренней разбивочных сетей здания определяется точностью взаимного положения смежных осей сооружения (табл. 7.6).

Во всех случаях из соображений эффективности стремятся развить разбивочную сеть с минимальным числом избыточных связей. Разбивочные сети строятся, как правило, в одну стадию. Следует особо подчеркнуть, что внутренняя разбивочная сеть не является второй стадией развития внешней сети, поскольку их назначение различно: внешняя разбивочная сеть является исходной основой для работ нулевого цикла, а внутренняя служит для разбивок на монтажном горизонте, и они не связаны друг с другом единым параметром точности.

Способы построения внешней разбивочной сети здания могут быть различны, но мы рассмотрим два наиболее распространенных.

Сеть из знаков закрепления основных осей здания. Этот традиционный способ построения внешней разбивочной сети здания еще до недавнего времени повсеместно применялся при строительстве основной массы зданий и сооружений. Сущность его заключается в том, что основные или главные оси сооружения закрепляются знаками, устанавливаемыми за границами контура котлована. Знаки могут быть выполнены в виде бетонных монолитов с металлическими центрами, в виде П-образных скамеек из арматуры и пр.

Натянув между одноименными знаками струны, получают материализованные оси сооружения, реализованные на местности. Эти оси проектируются отвесами в нужные места, где возводятся те или иные конструкции. Проектирование осей со знаков внешней сети, как на дно котлована, так и вверх в доступных пределах может осуществляться и теодолитом (рис. 8.2).

Внешняя разбивочная сеть здания, таким образом, строится с пунктов городской геодезической сети или разбивочной сети строительной площадки.

Построение разбивочной сети начинают с вынесения на местность двух точек длинной габаритной или главной оси сооружения. Расстояния между вынесенными точками тщательно измеряют и корректируют положение одной из точек таким образом, чтобы размер построенной оси соответствовал его проектному размеру в пределах точности, обусловленной нормами точности построения межосевых размеров по ГОСТ 21779-82. Далее, опираясь на эту ось, как на базис,

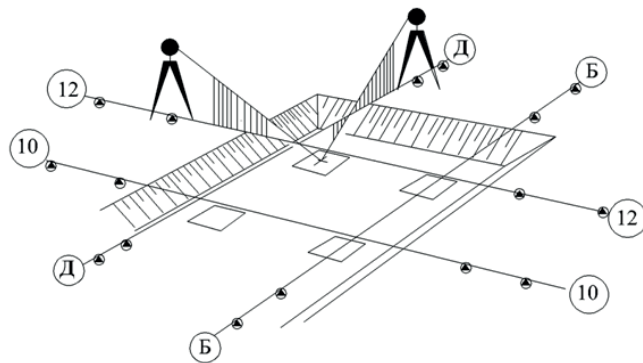


Рис. 8.2. Разбивки с пунктов внешней сети здания

производят дальнейшие построения всех остальных осей, выполняют контрольные измерения диагоналей, сторон фигур и точки временно закрепляют. Дальнейшие действия будут заключаться в вынесении построенных точек за зону производства строительных работ и надежном их закреплении. Эти вынесенные точки и будут служить пунктами внешней разбивочной сети.

Контроль построения на местности основных осей осуществляется посредством полигонометрического хода, проложенного по знакам, закрепляющим оси. После уравнивания результатов измерений одним из строгих способов определяют координаты точек, закрепляющих оси. Сравнивая вычисленные значения координат с проектными, определяют величины редукиций, на которые перемещают центры знаков.

Пространственные внешние сети из марок катафотов. Возвращаясь к рисунку 7.3, нетрудно представить ситуацию на строительной площадке уже на первых этапах организации строительства, когда на отведенной территории начнут сооружаться вспомогательные цеха, бытовые сооружения, начнется завоз и складирование стройматериалов, а подъемные краны и землеройные механизмы расположатся в зонах производства работ. Ясно, что закрепленные в грунте немногочисленные знаки геодезической разбивочной основы очень быстро потеряют свое назначение: некоторые из них будут разрушены, а на некоторые будет закрыта видимость.

Сохранить закрепленные в грунте геодезические знаки строительной площадки на сколько-либо значительный период строительства практически невозможно. Они уничтожаются не только по неосторожности строителей и несогласованности их действий, но и в связи с систематическими изменениями в планах организации строительства. Уничтожение пунктов геодезических разбивочных сетей ставит серьезные проблемы перед геодезистами, приводит к срыву сроков производства разбивочных работ и к удорожанию строительства.

Задача сохранения пунктов и сгущения разбивочной сети всегда была актуальной для геодезистов, работающих в строительстве.

В связи с широким внедрением в практику производства геодезических работ электронных тахеометров изменился сам подход к разбивочным работам, изменяется и технология производства работ, обусловленная новыми возможностями тахеометров. Так, например, электронный тахеометр позволяет из наблюдения двух и более точек с известными координатами достаточно оперативно вычислить координаты точки стояния. Далее, зная проектные координаты разбиваемых точек и введя их, тахеометр тут же выдает разбивочные элементы для выноса этих точек в натуру. Такие возможности тахеометров позволяют избежать строительства дорогостоящих грунтовых знаков разбивочной сети сооружения, а разбивочную сеть строительной площадки и здания совместить и представить единой пространственной разбивочной сетью строительной площадки, знаки которой можно закрепить на окружающих площадку объектах: стенах существующих зданий и сооружений, фонарных столбах, опорах ЛЭП, и пр. Сам знак, при этом, представляет собой квадратик светоотражательной пленки (катафот), приклеенный на достаточной высоте на объектах так, чтобы обеспечивать видимость этого знака с возможно большего количества позиций. Размеры катафота могут быть 15×15 мм, 30×30 мм или другие.

Преимущества такой разбивочной сети сооружения очевидны: исключается необходимость строительства грунтовых знаков, а сохранность пунктов на период строительства практически абсолютная. Сами пункты всегда открыты для выполнения наблюдений, и нет необходимости устанавливать на них и центрировать отражатели или визирные цели.

Координаты центров катафотов можно определить с двух и более пунктов полигонометрического хода методом полярных координат.

Подсчитаем среднюю квадратическую ошибку центра катафота, которая будет складываться из ошибки собственно полярной засечки, ошибки центрирования и ошибки исходных данных.

Для полярной засечки имеем

$$m_{c.з}^2 = m_s^2 + \frac{m_p^2 \cdot S^2}{\rho^2}, \quad (8.1)$$

где m_s – ошибка измерения линии; m_p – ошибка измерения угла; S – длина линии.

Если $m_s = 2$ мм, $m_p = 5''$, $S = 100$ м, то $m_{c.з} = 3,2$ мм. Однако относительно ошибок исходных данных следует сказать следующее. Если координаты центров катафотов определены с одной стоянки тахеометра, что характерно для разбивочных сетей здания и небольших объектов строительства, то, естественно, ошибки исходных данных следует принять равными нулю, поскольку для разбивочных работ существенным является не общее смещение сооружения, а взаимное расположение его осей. Для больших по площади объектов также можно найти способы построения пространственной разбивочной сети, ошибками исходных данных которой можно пренебречь.

Таким образом, в близких окрестностях возводимого сооружения строится пространственная сеть из марок катафотов с погрешностью взаимного положения в несколько миллиметров. В относительной мере для расстояний между знаками в 100 м ошибки выразятся величиной около 1:30000. Следовательно, построенная по описанной технологии разбивочная сеть строительной площадки сможет удовлетворить требованиям СНиП 3.01.03-84 для сооружений самого высокого класса точности.

Относительно новым способом построения внешней разбивочной сети здания является построение в окрестностях возводимого сооружения спутниковыми методами сети пунктов, не связанных с осями здания. Применять такую сеть стало возможным с активным внедрением в геодезические работы электронных тахеометров. Разбивка сооружения при этом производится непосредственно с пунктов *GPS* определений, или эти пункты используются для определения координат «свободной станции». Технологии построения плановых сетей спутниковыми методами рассматриваются в специальных курсах.

Внутренняя разбивочная сеть здания. Геодезические построения при возведении надземной части сооружения включают в себя построения опорной разбивочной сети на исходном горизонте и её проектирование на вышележащие монтажные горизонты. Разбивочная сеть, построенная на перекрытиях сооружения в виде плановых и высотных знаков, служит для производства детальных раз-

бивочных работ на монтажных горизонтах, а также для производства исполнительных съемок. Такая сеть называется внутренней разбивочной сетью здания. Её размер и форма соответствуют размеру и форме самого сооружения.

Разбивочная сеть строится на фундаментной плите или ростверках, на бетонной подготовке или перекрытии подвальной части здания или технического подполья. Эта условная поверхность, на которой закрепляется внутренняя разбивочная сеть, называется исходным горизонтом.

Плановая разбивочная сеть на исходном монтажном горизонте создается в виде геометрических фигур, часто повторяющих общую конфигурацию сооружения. Поскольку эта фигура многократно повторяется на последующих монтажных горизонтах, то ее называют базовой или базисной. Число опорных точек базисной фигуры, передаваемых на монтажные горизонты, должно быть не менее трех.

Базисную фигуру проектируют исходя из следующих соображений. Стороны базисной фигуры должны быть параллельны (перпендикулярны) основным осям сооружения. Пункты фигуры должны располагаться в местах, обеспечивающих взаимную видимость и сохранность на весь период строительства. Их располагают вблизи основных осей на расстоянии $0,5 \div 1,0$ м с учетом возможности их дальнейшего вертикального проектирования на вышележащие монтажные горизонты.

При строительстве сравнительно простых по геометрической форме сооружений сети строят в виде треугольников, четырехугольников, рядов из ромбов и центральных систем (рис. 8.3). Измерения в таких фигурах выполняют по программам трилатерации или линейно-угловой сети. При строительстве сложных и уникальных сооружений проектируют специальные высокоточные радиально-кольцевые и линейные сети.

Проект внутренней сети сооружения составляют на плане перекрытия, подсчитывают координаты пунктов базисной фигуры в строительной системе координат.

Построение базисной фигуры на исходном горизонте производят с пунктов внешней разбивочной сети здания или со свободной станции по проектным координатам пунктов базисной фигуры.

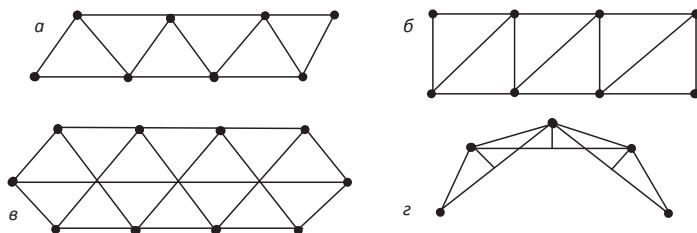


Рис. 8.3. Схемы внутренних разбивочных сетей

Построение начинают с вынесения на поверхность исходного горизонта двух точек длинной стороны фигуры. Приняв одну из точек стороны и ее направление за исходные, строят остальные точки фигуры, производят угловые и линейные измерения, уравнивают фигуру и вычисляют координаты всех пунктов сети. Вычисленные координаты сравнивают с проектными и при наличии расхождений выполняют редуцирование. Процесс редуцирования или перемещения построенных точек удобно выполнять на предварительно закрепленных в бетоне металлических пластинах. После контрольных промеров пункты окончательно закрепляют: кернят или просверливают отверстия в металле.

Точность построения внутренней разбивочной сети, как отмечено ранее, определяется классом сооружения и отражена в СП 126.13330.2012, в табл. 7.6, а также в СНиП 3.01.03-84.

Так, например, при строительстве сооружений высотой от 100 м до 120 м величина средней квадратической погрешности построения внутренней разбивочной сети здания при линейных измерениях должна быть не хуже $1/15000$, угловые измерения должны выполняться с погрешностями менее $5''$, а ошибки определения превышений на станции не должны быть более 1 мм.

Однако относительно точности построения внутренней разбивочной сети здания следует дополнительно сказать следующее. Поскольку внутренняя разбивочная сеть служит для построения осей и производства детальных разбивочных работ на монтажном горизонте, ее точность должна удовлетворять потребностям разбивок. Чтобы ошибки исходных данных, т.е. ошибки взаимного положения пунктов сети не влияли на разбивочные работы, погрешности планового положения точек внутренней разбивочной сети должны быть, по крайней мере, в два раза меньше ошибок разбивки точек и осей в плане.

Рассчитаем точность построения внутренней разбивочной сети здания, исходя из допусков разбивок точек и осей в плане. С этой целью из ГОСТ 21779-82 для интервала номинального размера 4000-8000 мм и класса точности 3 выпишем значение допуска разбивки точек и осей в плане. Он будет равен 4 мм, а средняя квадратическая погрешность составит 1 мм при доверительной вероятности 95%, следовательно, взаимное положение пунктов внутренней разбивочной сети должно быть определено с погрешностью не хуже 0,5 мм. Относительная средняя квадратическая ошибка для средней величины интервала (6000 мм) составит $1/12000$, что, в общем – то согласуется с требованиями СНиП 3.01.03-84.

Высотная основа строительной площадки. При построении высотной основы следует руководствоваться требованиями СП 126.13330.2012, а именно: определение отметок реперов на строительной площадке следует выполнять в зависимости от категории сооружений геометрическим нивелированием со средней квадратической погрешностью 3 мм на 1 км нивелирного хода, 6, 10 или 15 мм. Иначе говоря, это ходы нивелирования II, III, IV класса или технического положения нивелирования.

Основные требования к нивелирным сетям для строительных площадок отражены ранее в табл. 2.6, а в табл. 2.7 приведены основные показатели нивелирных ходов по классам точности.

Высотная сеть строительной площадки и высотная сеть здания создаются в виде нивелирных ходов, опирающихся не менее чем на два репера исходной высотной основы.

Пункты нивелирной и плановой разбивочных сетей следует совмещать, и в любом случае нивелирные реперы устанавливаются по границам и внутри застраиваемой территории у каждого здания не менее одного знака, а вдоль осей линейных сооружений не реже 0,5 км.

Закладку всех видов сооружений на стройплощадке, прокладку подземных коммуникаций, планировку и другие работы в общем случае достаточно обеспечить высотами, определенными с погрешностью 3-5 мм. Если принять длину хода III класса, проложенного между марками нивелирования II класса, от одной из них до наиболее слабо определяемого репера $L = 1$ км, то погрешность определения высоты репера будет

$$m_{1,2}^2 = \eta^2 \cdot L_i + \sigma^2 \cdot L_i^2,$$

где η – средняя случайная погрешность 1 км хода, равная в нивелировании III класса 5 мм; σ – средняя систематическая погрешность, равная в нивелировании III класса 0,8 мм.

Подставив эти данные в формулу, получим $m_{1,2} = 5,1$ мм.

Погрешность в высоте такого репера, определяемой от двух исходных марок (без учета погрешностей исходных данных), вычисляется по формуле

$$M_{H_A} = \frac{m_1 \cdot m_2}{\sqrt{m_1^2 + m_2^2}}$$

Высотную привязку к таким пунктам производят только для передачи абсолютной высоты на реперы площадки. Высотная основа на самой площадке в этом случае является строго увязанной свободной сетью. Единая система высот города и площадки высотного здания необходима, так как к сооружению подводится ряд городских коммуникационных линий.

Условная отметка чистого пола здания или сооружения соответствует абсолютной отметке, указанной на чертежах проекта для каждого здания индивидуально.

Построение рабочей высотной основы для строительства здания или сооружения начинается с составления рабочей схемы, необходимой также для оценки и уравнивания нивелирной сети. На схеме указывают отметки исходных реперов, количество строительных реперов на площадке и их расположение по отношению к возводимым сооружениям, направление нивелирных ходов и др.

Количество и расположение реперов высотной основы должно обеспечивать передачу отметок на элементы конструкций возводимого здания с минимальной постановки нивелира: одной или двух. Для каждого здания следует предусмотреть закрепление не менее двух строительных реперов, а для многосекционных зданий – по одному реперу на каждую секцию.

Нивелирная сеть строится отдельными ходами, опирающимися концами на реперы и марки городской высотной сети. Ходы могут быть замкнутыми или

образовывать узловые точки. Класс нивелирования определяют в соответствии с таблицами 7.1 и 7.6 и согласно рекомендациям СП 126.13330.2012.

На основании результатов измерений производят уравнивание нивелирной сети. На рабочую схему наносят номера и направления ходов, измеренные превышения по секциям между узловыми точками с указанием числа штативов в секции или длины нивелирного хода в километрах, номер полигона и полученную по нему невязку.

Уравнивание нивелирной сети рабочего высотного обоснования следует производить как для одиночного хода или каким-либо из способов: с одной узловой точкой, эквивалентной замены, коррелатным, узлов, полигонов или параметрическим способом. Выбор способа зависит от формы и размеров нивелирной сети. При массовой застройке, как правило, прокладывают одиночные нивелирные ходы.

Уравненное значение H_C строительного репера C некоторого нивелирного хода AB вычисляют по формуле

$$H_C = H_A + [h]_{AC} - \frac{f_h}{n} k, \quad (8.2)$$

где H_A – абсолютная отметка исходного репера A ;

$[h]_{AC}$ – сумма превышений по ходу от исходного репера A до строительного репера C ;

f_h – невязка нивелирного хода, равная

$$f_h = \sum_1^n h - (H_B - H_A); \quad (8.3)$$

n – общее число станций в ходе AB ;

k – число нивелирных станций от исходного репера A до строительного репера C .

Вес уравненного значения превышения между исходным и строительным реперами P_C вычисляют по формуле

$$P_C = \frac{n}{k(n-k)}. \quad (8.4)$$

Вопросы уравнивания систем нивелирных ходов с узловой точкой рассмотрены нами в разделе 2.9. Здесь же отметим, что вычисленные отметки рабочих реперов на строительной площадке следует принимать постоянными на весь период строительства независимо от его продолжительности и величины осадки сооружения. Однако высоты на монтажные горизонты здания следует передавать с репера, закреплённого на фундаменте (цоколе) данного здания, поскольку осадки по мере увеличения нагрузок на фундамент могут привести к серьёзному искажению отметок конструкций, определённых от независимого репера.

8.3. Разбивки при сооружении подземной части зданий

Геодезическая служба приступает к работам уже на стадии освоения площадки. Так, при срезке растительного грунта, рытье котлованов и траншей, устройстве корыт для дорог, засыпке и уплотнении пазух и других работах необходимы геодезические разбивки. После рытья и зачистки котлована под проектную отметку ведется разбивка свайного поля (если это предусмотрено) и разбивка осей под фундаменты сооружения. Далее разбиваются оси для сооружений подвальной части здания.

При производстве и приемке земляных работ, устройстве оснований и фундаментов при строительстве новых, реконструкции или расширении действующих предприятий, зданий и сооружений следует руководствоваться строительными нормами и правилами, а именно СНиП 3.02.01-87 «Земляные сооружения, основания и фундаменты».

Исходной документацией для геодезических разбивок при земляных работах являются: генеральный план объекта; план осей; проект вертикальной планировки и картограмма земляных работ; проект (план, сечения и профили) дорог, подземных трубопроводов и кабелей; акт и разбивочный чертеж перенесения на местность осей сооружения и границ участка.

Для разработки котлована необходимо согласно проекту разбить на местности от основных осей проекцию контура его основания. Далее следует наметить бровки откосов, передать на дно котлована проектную отметку и проверить планировку дна и откосов.

При разбивке в натуру выносятся: для котлованов глубиной до 5 м – нижняя бровка, для котлованов глубиной свыше 5 м – нижняя и верхняя бровки. Все построения выполняются на уровне и с точностью теодолитных ходов.

Для разбивок котлована в плане применяют электронный тахеометр. Высотные разбивки могут выполняться как нивелиром, так и электронным тахеометром.

Наибольшая крутизна откосов котлованов и траншей без креплений определяется специальными расчетами по проекту производства земляных работ и зависит от свойств грунта, его увлажнения и глубины котлована.

При зачистке дна и откосов котлована осуществляется геодезический контроль над правильностью выполнения работ.

Переборы грунта в котлованах и траншеях ниже проектных отметок основания конструкций сверх допусков, установленных проектом, не разрешаются.

Допустимые отклонения дна выемок от проектных при черновой разработке определяются механизмом, производящим работы, и составляют для траншейных экскаваторов, экскаваторов с гидравлическим приводом, бульдозеров и скреперов +10 см.

При окончательной разработке грунта отклонения отметок дна выемок в местах устройства фундаментов и укладки конструкций, а также отклонения отметок спланированной поверхности от проектных не должны превышать ± 5 см.

Контроль осуществляется непосредственными замерами высот дна выемок с числом контрольных точек 10–15.

Контроль зачистки дна котлована производится исполнительной съемкой.

Проще съемку выполнить нивелированием по квадратам со сторонами 10×10 м. Плановое положение контура котлована (верхняя бровка, нижняя бровка) определяется непосредственными промерами от закрепленных осей, а высотное – от реперов.

Схема результатов исполнительной съемки приведена на рис. 8.4. В точках пересечения цифровых и буквенных осей приведены отклонения отметок дна котлована от проектной отметки. Кроме того, на схеме должны быть приведены данные планового положения нижней и верхней бровок котлована.

Исходными документами для геодезических работ под забивку свай или свайных полей служат: план осей; план свайного поля; акт разбивки осей. Отмеченные документы сверяют и, убедившись в их полной идентичности, приступают к разбивке.

До начала сваебойных работ основные оси сооружения переносятся на дно котлована и закрепляются штырями, кольями или скамейками (рис. 8.5). Натянув шнурку по осям или линиям, параллельным осям, выполняют разбивку рулеткой способом перпендикуляров или засечек, руководствуясь при этом планом свайного поля. Обычно свайное поле проектируется рядами, параллельными осям, поэтому разбивка не представляет трудностей.

Положение свай может быть разбито тахеометром со свободной станции или с центров закрепления осей. Для этого необходимо предварительно подсчитать координаты каждой сваи и в режиме разбивочных работ ввести координаты точки стояния, точки ориентирования и, последовательно вводя координаты разбиваемой сваи, выполнить разбивку. Центры свай закрепляются деревянными кольями или стальными штырями диаметром 6–8 мм и длиной около 250 мм. Раз-

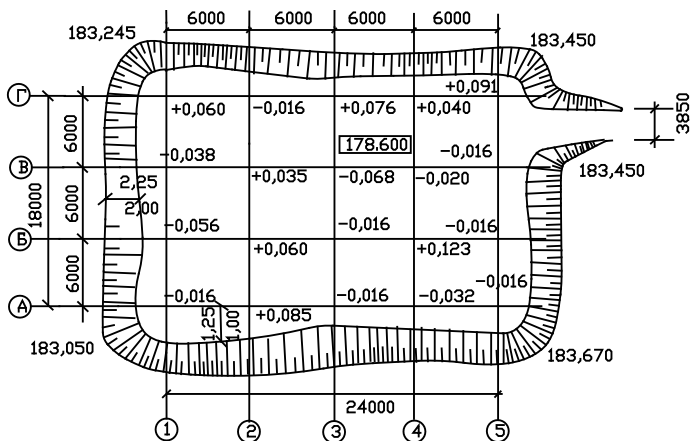


Рис. 8.4. Схема исполнительной съемки котлована: 178,600 – проектная отметка дна котлована

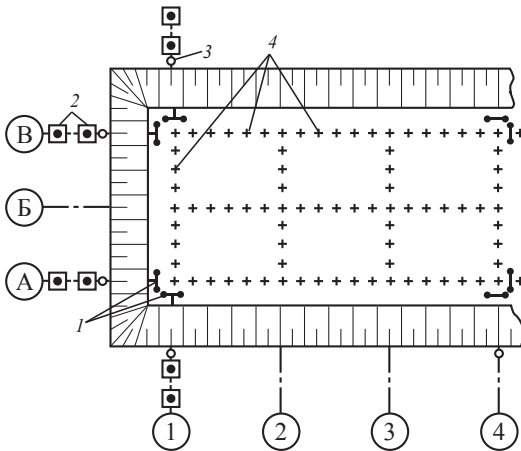


Рис. 8.5. Разбивка мест погружения свай при однорядном их расположении:

- 1 – строительные скамейки;
- 2 – точки закрепления осей на бровке котлована;
- 3 – знаки закрепления створов осей;
- 4 – места погружения свай

бивка производится участками в зависимости от принятой организации работ по забивке свай и движения сваебойной машины. По окончании забивки свай на оголовки выносятся проектная отметка низа ростверка (фундамента), под которую производится их срезка и исполнительная съемка. По результатам съемки составляется исполнительная схема, на которой фиксируют положение центра каждой сваи с привязкой к разбивочным осям, указывают расстояние между соседними сваями и отклонение от проектного положения.

Допускаемые отклонения и другие технические условия забивки свай, оболочек и шпунта приведены в СНиП 3.02.01-87. Основные технические показатели, касающиеся геодезии, таковы.

Предельные отклонения в плановом положении забивных свай диаметром или стороной сечения до 0,5 м включительно не должны превышать:

- а) при одно-, двух- и трехрядном расположении свай, кустов и лент
 - $\pm 0,2d$ поперек оси свайного ряда;
 - $\pm 0,3d$ вдоль оси свайного ряда;
- б) сплошное свайное поле под всем зданием или сооружением
 - $\pm 0,2d$ для крайних свай;
 - $\pm 0,4d$ для средних свай.

Для одиночных свай предельное отклонение составляет ± 5 см, а для свай-колонн ± 3 см. Предельные отклонения в плановом положении забивных, набивных и буронабивных свай диаметром более 0,5 м составляют:

- ± 10 см поперек ряда;
- ± 15 см вдоль ряда при кустовом расположении свай;
- ± 8 см для круглых одиночных полых свай под колонны.

Отметки голов свай имеют допустимые предельные отклонения:

- ± 3 см для монолитных ростверков;
- ± 1 см для сборных ростверков;

- ± 5 см для безростверковых фундаментов со сборным оголовком;
- 3 см для свай-колонн.

Предельные отклонения в плане для шпунта:

- ± 10 см железобетонного на отметке поверхности грунта;
- ± 15 см стального на отметке верха шпунта при погружении его с суши.

Для сооружений, возводимых способом «стена в грунте» допустимые смещения осей в плане составляют ± 3 см; тангенс предельного отклонения стены от вертикали равен 0,005; толщина стены может быть только завышена, т.е. +10 см; глубина также может быть только завышена на +20 см.

Разбивочные работы при сооружении фундаментов. Исходными документами для разбивки под установку опалубки для фундаментов служат план осей и опалубочный план или план монолитного железобетонного ростверка. Разбивку начинают после сопоставления и выявления идентичности всех рабочих чертежей.

Существовавшая ранее технология разбивки для установки опалубки при устройстве монолитного ростверка заключалась в вынесении на обноску всех осевых рисков. Далее натягивали между одноименными осями струны или причалки и проектировали оси на дно котлована отвесами. Производили разметку на дне котлована внутренних граней опалубки и нивелировали основания низа ростверка и верха опалубки. Понятно, что при значительных глубинах котлованов проектировать отвесами натянутые струной оси весьма проблематично. Поэтому на дно глубоких котлованов буквенные и цифровые оси проектируются визирными плоскостями теодолитов, установленных на бровке котлована, способом створной засечки (рис. 8.2).

При наличии электронного тахеометра задача разбивки осей под опалубку, далее на опалубку и затем уже на монолитный ростверк или фундаментную плиту решается так же, как и при разбивке свайного поля: разбивка осуществляется со знаков закрепления осей или со свободной станции в режиме разбивочных работ.

Требования к сборным и монолитным бетонным и железобетонным, а также металлическим конструкциям приведены в СНиП 3.03.01-87, «Несущие и ограждающие конструкции. Так, для монолитных конструкций предельное отклонение от вертикали плоскостей и линий их пересечения на всю длину конструкции для фундаментов может составить 20 мм;

- для стен и колонн, поддерживающих монолитные перекрытия – ± 15 мм;
- для стен и колонн, поддерживающих сборные балочные конструкции – ± 10 мм;
- для стен зданий и сооружений, возводимых в скользящей опалубке, при наличии промежуточных перекрытий 1/1000 высоты сооружения, но не более 50 мм;
- отклонение горизонтальных плоскостей на всю длину выверяемого участка – ± 20 мм;
- длина или пролет элементов ± 20 мм;
- размер поперечного сечения элементов +6 мм или – 3 мм;
- отметки поверхностей и закладных изделий, служащих опорами для стальных или других сборных элементов – 5 мм.

При возведении многоэтажных сооружений отклонения в расположении осей опалубки от проектного положения, допущенные в нижележащих этажах, превышающие отмеченные выше значения, должны быть выправлены при установке опалубки для этих элементов в последующих этажах. За состоянием установочной опалубки должно вестись непрерывное наблюдение в процессе бетонирования. При обнаружении деформаций или смещения отдельных элементов опалубки бетонирование должно быть прекращено, элементы опалубки возвращены в проектное положение и усилены.

По окончании устройства ростверков производится инструментальная проверка их расположения с составлением исполнительной схемы, на которой показываются смещения осей и отметок по сравнению с проектным положением. Пример исполнительной схемы планового и высотного положения ростверков приведен на рис. 8.6.

Разбивка осей сборных фундаментов не отличается от аналогичных работ для монолитных фундаментов. При монтаже сборных элементов предельные отклонения от совмещения ориентиров, а также отклонения законченных сборных конструкций от проектного положения не должны превышать величин, приведенных в табл. 12 СНиП 3.03.01-87.

В табл. 8.1 приведены некоторые выдержки из СНиП 3.03.01-87 для сборных конструкций.

Для более подробного изучения технических и других требований к изготовлению и монтажу элементов и конструкций зданий и сооружений смотри отмеченный СНиП.

К установке опорных поверхностей для сборных железобетонных колонн и анкерных болтов под стальные колонны предъявляются повышенные точностные требования. Разбивочные оси и реперы, необходимые для установки опорных поверхностей, закрепляются вне контура опор из расчета их многократного использования вплоть до сдачи сооружения в эксплуатацию.

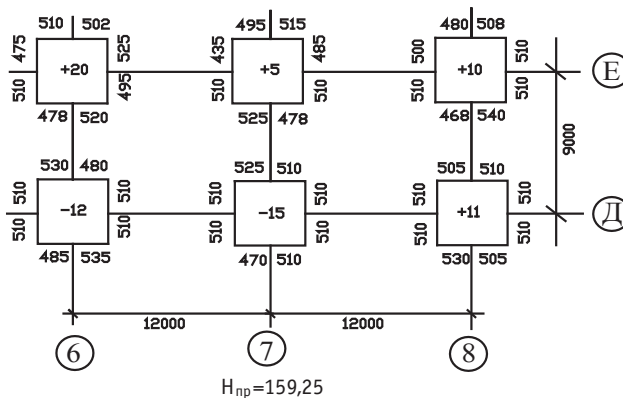


Рис. 8.6.
Исполнительная
схема планово-
высотного
положения
ростверков

Таблица 8.1. Погрешности монтажа некоторых конструкций

№№ п/п	Параметр	Предельные отклонения, мм
1	Отклонение от совмещения установочных ориентиров фундаментных блоков и стаканов фундаментов с рисками разбивочных осей	12
2	Отклонение отметок дна стаканов фундаментов от проектных	± 5
3	Отклонение от совмещения в нижнем сечении геометрических осей колонн, панелей, крупных блоков несущих стен, объемных блоков, ригелей, прогонов, балок и рельсов, подстропильных ферм, подкрановых балок с разбивочными осями	8
4	Отклонение от совмещения в верхнем сечении осей колонн многоэтажных зданий с рисками разбивочных осей при длине колонн: до 4 м 4 – 8 м 8 – 16 м 16 – 25 м	12 15 20 25
5	Разность отметок верха колонн каждого яруса многоэтажных зданий в пределах выверяемого участка	$12+2n$

Допускаемые отклонения в расположении анкерных болтов регламентируются величинами: в плане при расположении внутри контура опоры ± 5 мм, вне контура ± 10 мм, по высоте ± 20 мм.

8.4. Контроль возведения конструкций подземной части зданий

Контрольные геодезические измерения для определения планового, высотного и вертикального положения конструкций выполняются после установки и временного их закрепления. При монолитном домостроении контролю подвергаются закреплённую опалубку под монолитные конструкции. Контрольные измерения являются наиболее ответственными, так как от их качества зависит величина действительного отклонения конструкций от проектного положения.

Геодезический контроль включает в себя определение действительного планового, высотного и вертикального положения конструкций относительно разбивочных осей и сравнения измеренных значений с проектными.

Контрольные измерения, равно как и разбивочные работы в настоящее время предпочитают выполнять электронным тахеометром.

Среднюю квадратическую погрешность планового положения точки рассчитаем из предположения, что разбивка производится электронным тахеометром со свободной станции способом полярных координат. В качестве визирной цели используется уголкового отражатель в виде призмы на телескопической штанге, снабженной круглым уровнем. Цену деления установочного (круглого) уровня примем равной $10'$.

Для полярного способа разбивки с учетом ошибки положения станции $m_{ст}$ и ошибки фиксации $m_{ф}$ результирующая погрешность планового положения точки

будет равна

$$m_r^2 = m_s^2 + \frac{m_\beta^2 S^2}{\rho^2} + m_\phi^2 + m_{cm}^2, \quad (8.5)$$

где m_s – ошибка построения полярного расстояния S и m_β – ошибка построения полярного угла β .

Приняв полярные расстояния не больше 50 м, ошибки $m_s=2$ мм, и $m_\beta=5''$, $m_{cm}=3$ мм, при ошибке фиксации $m_\phi = 2$ мм получим $m_r = 4,3$ мм, т.е. вполне приемлемое значение практически для всех видов разбивок при возведении подземной части сооружения.

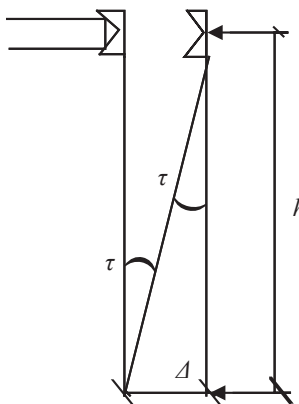


Рис. 8.7. Погрешности фиксации разбиваемой точки

Однако изучим более подробно ошибку фиксации m_ϕ . Для ее оценки обратимся к рис. 8.7.

Из рисунка 8.7 видно, что погрешность фиксации возникает из-за отклонения вехи с отражателем от вертикали.

Веха опирается на свое острие, удерживается вертикально по показанию уровня и перемещается в проектное положение по команде наблюдателя. Естественно, положение вехи неустойчиво и удержать ее строго в проектном положении весьма проблематично. Погрешность фиксации можно разложить на две равновероятные составляющие величины Δ , расположенные в вертикальных плоскостях, одна из которых содержит откладываемое расстояние, а вторая ей перпендикулярна.

Если h – высота вешки, τ – угол ее наклона, который можно принять равным трем и более значениям цены деления уровня, так как без дополнительных приспособлений удержать вешку вертикально сложно, тогда

$$\Delta = h \cdot \text{tg} \tau \quad \text{или} \quad \Delta \approx \frac{h \cdot \tau}{\rho}. \quad (8.6)$$

Полагая $h = 1500$ мм; $\tau = 30'$, получим $\Delta = 13,1$ мм. Результирующее влияние наклона штанги можно принять равным погрешности фиксации без учета самого метода фиксирования точки (гвоздь, арматура, карандаш и др.) и чистоты подстилающей поверхности (грунт, бетон, фанера и пр.). Таким образом, $m_\phi = \Delta \sqrt{2}$ или около 18,5 мм. Понятно, что расчеты выполнены для довольно экстремальных условий и, тем не менее, результат оказался впечатляющим истораживающим. В этой связи описанная технология и оборудование могут быть использованы при относительно грубых разбивках, например, при выполнении разбивок для земляных работ и при выносе в натуре коммуникаций. Поэтому для производства более точных и тонких разбивочных работ телескопическую веху, удерживающую трипель-призму, снабжают двумя опорами переменной длины, или разбивку выполняют в два этапа: точку грубо разбивают описанным способом, а

уточняют ее положение при помощи штатива с отражателем на подставке с оптическим центриром. Но проще всего модернизировать сам отражатель, сведя к минимуму высоту штанги (см. формулу 8.6). Такие отражатели для производства разбивок имеются в продаже в качестве аксессуаров. Можно такой отражатель сделать самому: на строительный карандаш наклеить марку катафот.

Процесс возведения всех конструкций зданий или сооружений обязательно сопровождается контрольными геодезическими измерениями, которые преследуют цель – обеспечить соответствие возводимых сооружений его проектным формам и размерам. Геодезический контроль включает в себя определение реального планового, высотного и вертикального положения конструкций и соответствие этого положения проектному значению. Контрольные измерения производятся относительно разбивочных осей, установочных рисков, реперов, марок и маяков.

Технология производства исполнительных съёмок, в принципе, аналогична разбивочным работам для соответствующей конструкции. Разница заключается в том, что при исполнительной съёмке измерения выполняют относительно уже выставленной конструкции, её оси или поверхности. В процессе исполнительных съёмок восстанавливаются разбивочные оси, установочные риски. Створы могут задаваться визирной плоскостью теодолита или натянутой струной, а измерения относительно построенных створов выполняются непосредственно рулеткой по перпендикулярам. Часто используют способ бокового нивелирования.

Плановый геодезический контроль, таким образом, включает в себя определение фактического положения продольных и поперечных осей или граней конструкций относительно разбивочных осей или линий, им параллельных.

Высотный геодезический контроль определяет действительное положение опорных плоскостей конструкций по высоте в соответствии с проектом в пределах заданных допусков. Этот контроль выполняется методом геометрического нивелирования от рабочих реперов высотной основы.

Геодезический контроль вертикальности фундаментных блоков, опалубки, свай или колонн высотой до 5 м осуществляется рейкой-отвесом. Положение конструкции высотой более 5 м – с помощью теодолита в двух взаимно перпендикулярных плоскостях при двух положениях его вертикального круга.

Образцы исполнительных съёмок подземных сооружений приведены нами ранее, рис. 8.4 и рис. 8.5.

Подземные части современных гражданских зданий могут представлять собой многоярусные паркинги, заглублённые на десятки метров, магазины, склады и другие предприятия общественного назначения. Конструкции подземных сооружений могут быть насыщены сложными элементами и соединениями. При монолитном и любом другом домостроении значительная часть несущих конструкций подземных сооружений является опорной частью конструкций надземных сооружений, что накладывает особую ответственность к плановому и высотному положению конструкций подземной части. В этой связи, геодезический контроль и исполнительные съёмки планово-высотного и вертикального положения элементов конструкций подземной части сооружения выполняются с особенной тщательностью и ответственностью.

8.5. Геодезические работы при возведении надземной части зданий.

Геодезические работы при возведении надземной части зданий и сооружений включают в себя:

- построение разбивочных осей на исходном горизонте;
- проектирование разбивочных осей и передачу высот на вышележащие монтажные горизонты;
- построение разбивочных осей на монтажных горизонтах;
- детальную разбивку мест положения конструкций на монтажных горизонтах;
- контроль установки конструкций и их выверку;
- исполнительную съемку готовых элементов и конструкций.

Исходными документами для построения разбивочных (монтажных) осей или внутренней разбивочной сети здания являются план этажа, план осей и исполнительные схемы внешней разбивочной сети здания.

Наиболее ответственной частью геодезических работ при возведении надземной части здания является построение на исходном монтажном горизонте внутренней разбивочной сети здания, которую часто называют базисной сетью.

Исходным горизонтом, на котором строится базисная фигура, может служить поверхность перекрытия подземных сооружений, технического подполья, фундаментная плита или бетонная подготовка под фундаменты.

Общие понятия о внутренней разбивочной сети здания нами приведены ранее, в разделе 7. Там же сказано о способах построения базисных фигур на исходном монтажном горизонте. Здесь же мы несколько подробнее остановимся на особенностях построения базисных фигур на монтажных горизонтах при высотном домостроении.

Внутренняя разбивочная сеть здания или сооружения строится на исходном монтажном горизонте в виде правильной геометрической фигуры, повторяющей общую конфигурацию здания. Стороны сети, рис. 8.8 проектируются параллельно осям здания и в некотором удалении от них (0,5÷1,0 м) так, чтобы разбивка монтажных осей выполнялась простыми линейными измерениями

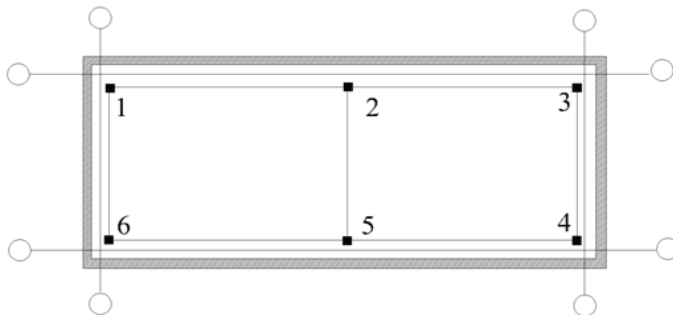


Рис. 8.8. Схема базисной сети на монтажном горизонте

непосредственно от сторон базисной фигуры, створными и створно-линейными засечками.

Строят базисную сеть с пунктов внешней разбивочной сети полярным способом, используя проектные координаты пунктов базисной фигуры. При этом возносится на бетонную поверхность перекрытия только одна, длинная сторона, две точки фигуры, скажем, точка 6 и 4. Дальнейшие построения реализуются уже на поверхности монтажного горизонта. Это делается для того, чтобы погрешности положения пунктов внешней сети не оказали влияния на точность построения базисной сети.

Поскольку длины сторон базисной фигуры незначительны и не превышают нескольких десятков метров, то угловые измерения и построения для таких коротких расстояний выполнить с высокой точностью не представляется возможным. По этой причине внутренние разбивочные сети высотных зданий (базисные фигуры) строят методом трилатерации. Внутренние разбивочные сети промышленных предприятий могут иметь стороны значительной протяжённости, и их построение может быть выполнено способом полигонометрии.

Выполнив предварительную разбивку фигуры на бетонной поверхности, в местах расположения будущих знаков сети закладывают металлические пластины размером 100×100 мм или 150×150 мм. Все построения точной фигуры, включая измерения диагоналей и коррекцию положения пунктов, выполняют на поверхностях пластин, делая разметку карандашом. Завершив построения, выполняют окончательные измерения, фигуру уравнивают и, приняв координаты одной из вершин в качестве проектных, вычисляют координаты всех остальных пунктов. Для упрощения вычислений применяется условная система координат.

Типовые фигуры трилатерации – это квадраты, прямоугольники, центральные системы, для которых разработаны простые методы уравнивательных вычислений [16]. В разделе 9 нами рассматривается способ уравнивания четырёхугольника трилатерации, а в разделе «Примеры решения некоторых прикладных задач» приводится пример уравнивания четырёхугольника трилатерации.

Найдя фактические координаты пунктов сети, сравнивают их с проектными и по разностям проектных и фактических координат вычисляют линейные и угловые значения редукций.

Для введения редукций и перемещения пунктов сети в их проектное положение составляются редукционные листы. На миллиметровую бумагу наносят положение пункта, направления не менее чем на два пункта сети, линейное и угловое значение редукции. Угол строят транспортиром, линейную величину редукции откладывают линейкой. Для введения редукции изображение действительного положения точки на редукционном листе совмещают с положением точки в натуре. Далее редукционный лист ориентируют по нанесённому на листе направлениям и переносят (перекальвают) на закладные пластины исправленное положение точек сети. Выполнив контрольные замеры и убедившись в правильности построений, точки закрепляют, кернят или просверливают в пластинах отверстия.

Построение осей на высоких монтажных горизонтах. При строительстве зданий малой и средней этажности перенесение основных или главных осей на

вышележащие монтажные горизонты может быть произведено способом наклонного проектирования. Проектирование выполняется теодолитом со створных точек, закрепляющих оси, которые необходимо перенести (рис. 8.9).

Из рисунка 8.9 понятно, что для реализации способа необходимо наличие в границах строительной площадки больших свободных территорий.

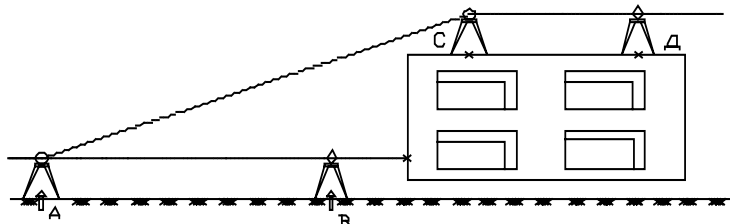


Рис. 8.9. Схема перенесения осей способом наклонного проектирования

Средняя квадратическая погрешность проектирования точки на монтажный горизонт таким способом во многом зависит от используемого теодолита, чувствительности его уровней или компенсаторов и увеличения зрительной трубы. Кроме того, на ошибку проектирования будут влиять ошибки установки теодолита в створ и ошибка фиксации точки перенесения, высота сооружения и расстояние от здания до теодолита. Естественно, прибор должен быть тщательно поверен.

Положение осей на монтажном горизонте определяют по двум створным точкам, перенесенным на противоположных сторонах контура перекрытия. При этом возникает возможность контрольных измерений на перекрытии: установив теодолит на одну из перенесенных точек, наводятся на осевую (створную) точку и измеряют угол на вторую перенесенную точку. Если угол отличается от 180° , построения повторяют, и положение перенесенных точек корректируют. Выполнив перенос 4 точек, производят контрольные измерения сторон и диагоналей построенной фигуры.

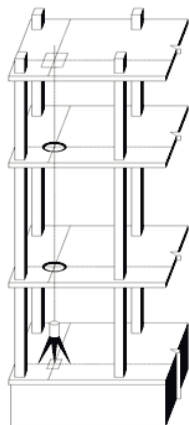


Рис. 8.10. Перенесение точки на верхние монтажные горизонты

Точки базисных фигур (точки внутренней разбивочной сети здания) могут быть перенесены на высшие монтажные горизонты через технологические отверстия в перекрытиях при помощи приборов вертикального проектирования, иначе, при помощи зенит-приборов. Процесс перенесения точек, следовательно, и осей отражён на рисунке 8.10.

Зенит-прибор (оптический или лазерный) центрируется над точкой базисной фигуры. Над отверстием в перекрытии верхнего монтажного горизонта уста-

навливается палетка. Палетка выполняется из прозрачного материала, например, из восковки с нанесённой координатной сеткой. Восковка крепится на прозрачную основу, например на оргстекло, которое укрепляется над отверстием в перекрытии.

Процесс перенесения точки с нижнего горизонта на верхний заключается в координировании креста сетки нитей зенит-прибора (или энергетического центра лазерного луча) на палетке. Координирование выполняют при четырёх положениях горизонтального круга зенит-прибора, что позволяет исключить некоторые приборные ошибки. Подставку прибора на штативе также переставляют между приёмами на 120° с целью исключения ошибок центрирования.

Ранее было отмечено, что на монтажные горизонты с исходного должны быть перенесены как минимум три точки внутренней разбивочной сети здания. Логично предположить, что это требование СНиП обусловлено необходимостью контрольных измерений в построенной на монтажном горизонте внутренней разбивочной сети. Естественно, при любой возникшей возможности, когда открывается взаимная видимость между построенными пунктами, такие контрольные промеры следует выполнять.

Однако на практике такие возможности возникают крайне редко. Главной причиной тому является существующая технология производства монолитных работ по перекрытию. В монолитном домостроении перекрытия между монтажными горизонтами строятся так называемыми «захватками», т.е. небольшими участками, например 6 на 8 м или 10 на 3 м, и тут же, на едва схватившемся бетоне строители требуют построить разбивочные оси. При этом могут возникнуть две ситуации: на монолитной «захватке» есть технологическое отверстие с перенесенной на данный монтажный горизонт точкой внутренней разбивочной сети, и случай когда такой точки нет.

Если точка базисной фигуры перенесена вертикальным проектированием через технологическое отверстие, то тахеометр устанавливается над ней, ориентируется на любую видимую точку основы и выполняются разбивочные работы. Если нет технологического отверстия и, следовательно, нет точек базисной сети, то для их построения используют другие способы.

Построение разбивочной основы обратной засечкой. В случае, когда на захватке и, следовательно, на монтажном горизонте нет точек внутренней сети, то задача построения разбивочных осей может быть решена, если с монтажного горизонта есть видимость на пункты внешней разбивочной сети здания или другие пункты, заблаговременно построенные в окрестностях возводимого сооружения. Такими исходными пунктами могут быть марки-катафоты пространственной сети.

В этом случае плановое положение тахеометра или любой другой удобной для производства разбивочных работ точки находится методом обратной засечки по трем и более точкам. Обратная засечка может быть чисто угловой (задача Потенота) или линейно-угловой. При наличии электронного тахеометра естественно воспользоваться возможностями современного высокоточного прибора и его встроенными программами, в том числе программой обратной линейно-угловой

засечки. При этом разбивка осей на монтажном горизонте производится со «свободной станции» в координатном режиме обычными приемами.

Погрешности разбивки осей будут слагаться из погрешностей планового положения исходных пунктов, погрешностей обратной засечки и разбивочных работ. Если на «захватке» есть точка внутренней сети, построенная методом вертикального проектирования, то для производства контрольных измерений и разбивочных работ опять-таки необходима видимость на пункты внешней сети сооружения. Это позволит выполнить контрольное определение координат точки стояния прибора и ориентировать его. Если с ростом этажности здания теряется видимость на знаки внешней сети и на окружающей застройке не представляется возможным установить марки-катафоты, то, начиная с некоторого монтажного горизонта, за-

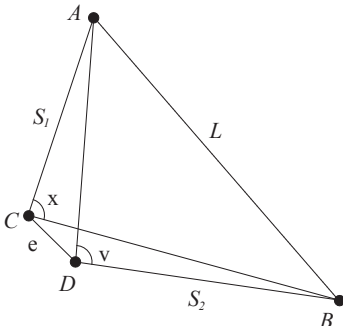


Рис. 8.11. Контроль вертикального переноса базисной точки

секают окрестные, четко различимые предметы местности (шпиль, антенны, громоотводы и пр.), которые могут служить хорошими ориентирами и позволяют контролировать перенос точки. На рис. 8.11 схематически показана ситуация на монтажном горизонте. A и B — ориентирные точки, расположенные соответственно на расстояниях S_1 и S_2 от места производства работ. Точка D соответствует вертикальной проекции точки внутренней (базисной) сети, а реальному ее положению соответствует точка C . Таким образом, ошибка вертикального переноса в линейном выражении есть величина e .

Контроль вертикального переноса, как отмечено ранее, производится измерением горизонтальных направлений на предметы местности. Иначе говоря, о качестве вертикального переноса точки судят по разности значений горизонтальных углов x и v , измеренных на данном монтажном горизонте и исходном соответственно. Нетрудно видеть, что на приведенной схеме разность $x - v$ есть ошибка измерения угла из-за ошибки e , т.е. известной ошибки центрирования. Влияние ошибки центрирования на точность измерения горизонтального угла в классическом виде выражается зависимостью

$$m_{\eta}^2 = \rho^2 \frac{e^2}{2S_1 S_2^2} L^2. \quad (8.7)$$

Здесь L — расстояние между ориентирными точками A и B .

Из формулы (8.7) найдем e , а для упрощения расчетов примем $L=2S$, а также $S_1 = S_2$, т.е.

$$e = S \cdot \frac{m_{\eta}}{\rho\sqrt{2}}. \quad (8.8)$$

Из (8.8) видно, что при заданной допустимой ошибке m_{η} , чем больше расстояние S от точки стояния прибора до ориентирных пунктов, тем больше линейный элемент e . Например, при $S = 200$ м; $m_{\eta} = 20''$ получим $e = 14$ мм.

Это недопустимые смещения базисной точки с вертикали. Следовательно, ориентирные визирные цели должны располагаться как можно ближе, а допустимые угловые отклонения не должны превышать нескольких секунд.

Построение разбивочной основы полярной засечкой. Ранее описанный способ наклонного проектирования может быть использован с некоторым видоизменением при построении точки внутренней плановой разбивочной сети на «захватке» прямым наклонным визированием с ближайшего нижнего монтажного горизонта при наличии прямой видимости между монтажным горизонтом и «захваткой».

Точка или несколько точек строятся способом полярных координат с нижнего монтажного горизонта наклонным визированием в прямом и обратном направлениях. Измеряемыми величинами при этом являются полярный (ориентирный) угол и полярное расстояние.

При наличии электронного тахеометра построение точки выполняется «в координатах», следовательно, закреплённой точке на захватке тут же приписываются и её координаты.

С построенной точки для контроля выполняют обратные измерения, используя хотя бы одну точку внешней разбивочной сети вне здания.

Построение разбивочной основы спутниковыми методами. Разбивочную основу на открытом монтажном горизонте можно построить спутниковыми методами. Для этого необходимо иметь несколько спутниковых приёмников, часть из которых устанавливается на пунктах внешней разбивочной сети здания или разбивочной сети строительной площадки. Обычно это два приёмника R_1 и R_2 (рис. 8.12).

Кроме того, один или два приёмника устанавливаются на перекрытии в местах с открытым горизонтом (точки R_1 и R_2). Места установки приёмников как над знаками исходной планово-высотной основы, так и на монтажном горизонте тщательно выбирают с тем, чтобы исключить многолучевого приёма отражённых сигналов со спутников. Выполнив наблюдения, результаты обрабатывают специальными компьютерными программами и вычисляют координаты точек на монтажном горизонте.

При спутниковых определениях на высоких объектах (сверхвысоких зданиях, сооружениях башенного типа и т.п.) возникают дополнительные проблемы, связанные с колебаниями сооружений под влиянием ветровых нагрузок, кручения башни из-за неравномерности солнечной радиации и других факторов. В связи с этим, немаловажным является выбор времени наблюдений. Это могут быть ночные безветренные часы или облачная спокойная погода.

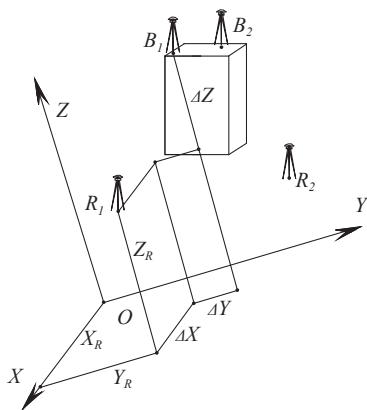


Рис. 8.12. Схема взаимного расположения GPS приёмников

8.6. Разбивочные работы на монтажном горизонте

Разбить оси или разнести их по поверхности перекрытия можно несколькими способами. Наиболее распространенными являются разбивка осей створно-линейными и линейными засечками (см. «Способы разбивочных работ», глава 7) и с помощью электронного тахеометра «в координатах».

Построив базисную фигуру на монтажном горизонте и в конечном итоге выполнив разбивку осей, приступают к разбивке мест установки конструкций. Оси несущих элементов конструкций зданий и сооружений (стены, пилоны, колонны) в основной своей массе совпадают с основными или разбивочными осями сооружения или же находятся в непосредственной близости от них. Это обстоятельство существенно облегчает производство разбивочных работ, которые в этом случае легко выполняются линейным персоналом строительной организации.

Оси или контуры более сложных элементов конструкций (эркеров, балконов, лифтовых шахт и т.п.) могут быть построены геодезической службой строительной площадки с использованием обычных способов разбивок. Наиболее просто и с достаточной точностью на опалубке перекрытия или на гладкой бетонной поверхности самого перекрытия реализуются способы линейной и створно-линейной засечек, способ прямоугольных координат и их сочетания. Естественно, для производства этих детальнх разбивок необходимо выполнить предварительную аналитическую подготовку, используя план перекрытия, координаты осей и привязки элементов конструкций к осям сооружения.

Описанная технология детальнх разбивок представляет собой цепочку последовательных этапов взаимосвязанных построительных и измерительных геодезических работ, конечным результатом которых является планово-высотное положение конструкции.

Повторим эти этапы:

- построение базисной фигуры на монтажном горизонте;
- вертикальное проектирование и построение базисной фигуры на высших монтажных горизонтах;
- построение основных и разбивочных осей на монтажном горизонте;
- разбивка элементов конструкций на перекрытии.

Каждый этап работ сопровождается и завершается контрольными измерениями. И, тем не менее, накопления ошибок не избежать. Нетрудно видеть, что каждое звено в цепи последовательных построений не только несёт в себе какие-то ошибки, но и влияет на конечный результат построений. Чем больше дополнительных построений, тем больше ошибка конечного результата. Поэтому естественным является стремление сократить количество промежуточных этапов построений.

Наиболее простой и получившей сегодня достаточно широкое распространение схемой производства детальнх разбивочных работ на монтажном горизонте является технология разбивок электронным тахеометром посредством «свободной станции». Схема работ в этом случае выглядит так:

- определение координат точки стояния прибора на монтажном горизонте обратной засечкой;
- разбивка осей или элементов конструкций на перекрытии.

Реализуя приведенную схему, следует придерживаться определённых условий:

- разбивочные работы на монтажном горизонте необходимо выполнять с одной «свободной станции», координаты которой определены;
- для удобства последующих разбивок с этой «свободной станции» следует построить несколько удобных для производства разбивочных работ вторичных станций.

Эти предосторожности позволяют избежать влияния ошибок собственно обратной засечки на взаимное расположение конструкций.

Вторая схема детальных разбивок основана на использовании спутниковых определений. Эта технология также достаточно привлекательна, особенно при строительстве башенных и сверхвысоких сооружений, когда пункты пространственной разбивочной сети здания в процессе его строительства располагаются слишком низко по отношению к монтажному горизонту.

Схема работ в этом случае представляется следующим образом:

- определение координат двух точек стояния спутниковых приёмников на монтажном горизонте;
- производство разбивочных работ на монтажном горизонте при помощи электронного тахеометра.

В этой схеме можно ограничиться определением координат одной точки на монтажном горизонте при помощи спутникового приёмника, если с этой точки виден хотя бы один пункт внешней пространственной сети здания или пункт разбивочной сети строительной площадки.

Легко видеть, что две последние схемы работ на монтажном горизонте требуют меньше трудовых затрат, чем первая, но они достаточно наукоемкие и предполагают наличие современной высокотехнологичной геодезической аппаратуры.

Собственно разбивка осей на монтажном горизонте может быть реализована также несколькими способами в зависимости от способа перенесения и построения базисной фигуры на монтажном горизонте. Рассмотрим некоторые часто встречающиеся случаи.

1. Точки базисной фигуры перенесены методом вертикального проектирования. После контрольных промеров сторон и диагоналей базисной фигуры разбивочные оси строятся по их привязкам к сторонам фигуры способами створно-линейной и собственно линейной засечки. Эти способы описаны в разделе 7. Пересечения разбивочных осей сначала отмечаются на бетонной поверхности монтажного горизонта карандашом, а затем закрепляются дюбель-гвоздем и окрашиваются.

2. Свободная станция на монтажном горизонте. Если точку базисной фигуры не удалось построить на монтажном горизонте способом вертикального проектирования, но плановое положение произвольной точки на «захватке» определено из обратной линейно-угловой засечки по наблюдению знаков внешней плановой сети здания, то разбивку с этой «свободной станции» производят в следующем

порядке. Электронный тахеометр переводят в режим «Разбивочные работы». Далее вводят координаты точки стояния, т.е. координаты свободной станции и координаты точки ориентирования, на которую и наводятся. Последовательно вводя координаты точек пересечения осей, производят их разбивку и закрепление. Погрешности разбивки осей (или конструкций) в таком случае будут складываться из погрешностей исходных данных $m_{ис}$, погрешностей определения координат свободной станции из обратной засечки $m_{св}$, погрешностей разбивки точки полярной засечкой $m_{пол}$ и погрешности фиксации построенной точки $m_{ф}$. Итоговая погрешность разбивки осей на монтажном горизонте посредством свободной станции окажется равной

$$m_0^2 = m_{ис}^2 + m_{св}^2 + m_{пол}^2 + m_{ф}^2. \quad (8.9)$$

Некоторые из обозначенных погрешностей нами изучены ранее. Так, под погрешностью исходных данных в описанной ситуации выступает погрешность планового положения центров марок-катафотов, подсчитанная нами ранее для внешней разбивочной сети здания. Для небольших строительных площадок (с условным радиусом окружности около 50 м) эта погрешность составит около 3 мм. Погрешность разбивки точки полярной засечкой тахеометром для расстояний 30 м рассчитана в разделе 7 и составляет 2,5 мм. Погрешность фиксации можно принять равной 2 мм. Относительно погрешности координат свободной станции следует сказать следующее. Координаты планового положения свободной станции могут быть получены несколькими путями:

- а) из решения обратной угловой засечки по наблюдениям трех и более пунктов с известными координатами;
- б) из решения обратной линейной засечки по измеренным расстояниям до двух и более пунктов с известными координатами;
- в) из линейно-угловой засечки по измеренным расстояниям до двух и более пунктов и горизонтальным углам между направлениями на пункты.

В инструкциях по эксплуатации электронных тахеометров не сказано, каков способ измерений и какой алгоритм вычислений заложен в процессор тахеометра. Так для тахеометров фирмы *Sokkia* в инструкциях указывается, что возможны ситуации, когда прибор может оказаться на «опасном» круге, и обратная засечка в таком случае не решается. Прибор следует переместить в новую точку. Из этого можно заключить, что в приборе заложен алгоритм решения обратной засечки по углам (задача Потенота). В инструкциях к приборам фирмы *Trimble* говорится, что задача может быть решена и при наличии двух исходных точек. Следовательно, в этих приборах заложен алгоритм решения задачи по измеренным расстояниям до исходных пунктов или по расстояниям и углу между направлениями на исходные пункты.

Ранее нами была получена формула (7.39) средней квадратической ошибки планового положения свободной станции, если ее координаты получены из обратной линейно-угловой засечки. Если в качестве исходных пунктов принято большее их количество, чем необходимо, то результаты вычисления координат свободной станции усредняются, как это делается во многих тахеометрах.

Так для трёх исходных пунктов, приняв ошибки измерения расстояний тахеометром $m_L = 3$ мм, ошибки измерения углов $m_\beta = 5''$, для расстояний L в пределах 50 м получим погрешность свободной станции в пределах 3,0 мм без учета ошибок исходных данных. В результате разбивка точки на монтажном горизонте способом полярных координат со свободной станции для расстояний до 50 м может быть выполнена с ошибкой около 4 мм. Поэтому, чтобы как-то ослабить влияние погрешностей разбивки точек со свободной станции, стремятся производить разбивки на монтажном горизонте с одной станции, для чего её следует закреплять. Иначе ошибки разбивки точек с нескольких свободных станций на одном монтажном горизонте могут достигать недопустимых значений.

Контроль разбивки в любом случае производится прямыми промерами межосевых размеров.

Детальная разбивка осей створно-линейными и линейными засечками.

Если оси разбиваются засечками при помощи рулетки и теодолита, то в качестве исходных принимаются хотя бы две точки базисной фигуры. Створ при этом задается теодолитом, а линейные размеры на бетонной поверхности строятся рулеткой и очерчиваются карандашом (рис. 8.13).

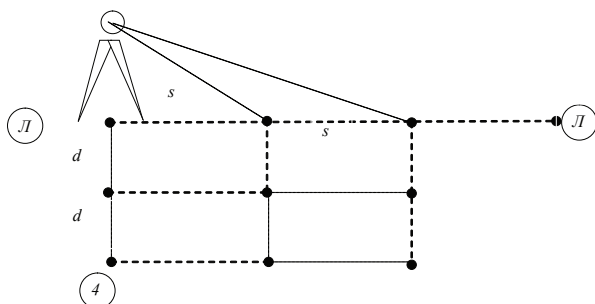


Рис. 8.13.
Разбивка осей засечками

Выполнив створно-линейным способом разбивку осей, например, по буквенной оси, строят теодолитом прямой угол и повторяют разбивку по цифровой оси. Далее линейными засечками заполняют образовавшийся квадрат разбивками промежуточных осей.

Нетрудно подсчитать погрешность такой разбивки. Ранее, смотри главу 7, была приведена формула для средней квадратической ошибки разбивки точки линейной засечкой

$$m_{лз} = \frac{m_s}{\sin \gamma} \sqrt{2}, \tag{8.10}$$

где γ – угол при засекаемой точке.

Так как этот угол при разбивках на монтажном горизонте равен 90° , то, приняв ошибку построения отрезка рулеткой 2 мм, получим ошибку линейной засечки 2,8 мм. Результирующая ошибка построения точки будет складываться из вы-

численной ошибки способа построения и ошибки исходных данных. В принятой схеме разбивки осей в качестве исходных выступают точки, построенные способом створно-линейной засечки. Для этих точек средняя квадратическая погрешность построения выражается формулой

$$m_{cm}^2 = m_u^2 + m_{\psi}^2 + m_s^2 + m_{виз}^2 + m_{\phi}^2. \quad (8.11)$$

В качестве исходных для рассматриваемых точек, в свою очередь, выступают пункты базисной фигуры, которые могут быть построены на монтажном горизонте с погрешностями около 1 мм на высотах до 100 м при помощи зенит-приборов. Ошибку центрирования примем равной $m_{\psi} = 0,5$ мм, а ошибка построения отрезка длиной в 30 м при помощи рулетки может быть принята в пределах 3 мм. Ошибка визирования в зависимости от расстояния имеет вид

$$m_{виз} = \frac{20'' \cdot S \cdot \sqrt{2}}{\Gamma^x \cdot \rho''}, \quad (8.12)$$

которая для расстояний в 30 м и увеличения зрительной трубы теодолита 30^x приведет к незначительной погрешности $m_{виз} = 0,1$ мм, которую в расчеты принимать, естественно, не следует. Таким образом, итоговая погрешность разбивки точки створно-линейным способом с учетом погрешности фиксации построенной точки $m_{\phi} = 2$ мм составит $m_{cm} = 3,7$ мм. Следовательно, результирующая погрешность разбивки точки линейной засечкой будет равна $m_p^2 = m_{лз}^2 + m_{cm}^2$. Подставив численные значения, получим $m_p = 4,6$ мм.

Детальная разбивка осей тахеометром «в координатах». Электронный тахеометр устанавливают на одну из точек базисной фигуры и приводят в рабочее положение. Войдя в режим «разбивочные работы», вводят координаты точки стояния, точки ориентирования и разбиваемых точек и производят разбивку. Погрешность разбиваемой точки определится погрешностями плановых координат точки базисной фигуры (около 1 мм), погрешностью центрирования (0,5 мм) и погрешностью ориентирования (около 1 мм). Погрешность разбивки точки полярной засечкой рассчитаем для расстояния 30 м. Погрешность построения полярного угла примем 10", а полярного расстояния - 2 мм. В результате погрешность полярной засечки составит 2,5 мм. Погрешность фиксации примем равной 2 мм. Суммарная погрешность разбивки осей тахеометром «в координатах» составит 3,5 мм.

8.7. Перенесение высот на монтажные горизонты

Передача отметок на монтажные горизонты производится от высотных реперов строительной площадки известным способом. Выбирают боковую поверхность несущих конструкций или стен лифтовых шахт, пилонов и пр. из тех соображений, чтобы по этим поверхностям можно было выполнить линейные измерения по вертикали через отверстия для вентиляционных коробов, технологических проемов и др. В удобном месте на выбранной поверхности намечают риску, на которую от разных реперов (не менее двух) передают отметку.

Измерить вертикальный отрезок между точками *B* и *C* (рис. 8.14) можно обыкновенной рулеткой или ручными безотражательными дальномерами типа *DISTO*.

Лазерный ручной безотражательный дальномер фирмы Leica, например *Disto classic 5a*, предназначен для измерения расстояний до 200 м с погрешностью не более 1,5 мм. Прибор размером со школьный пенал весит 310 г и питается от 2 батареек типа АА. На рисунке точка *A* – исходный репер с известной отметкой, в точке *B* вертикально установлена лазерная рулетка, а в точке *C* прижат любой предмет с прямоугольными гранями. Вертикальность рулетки можно обеспечить любым строительным уровнем, а грань рулетки, ее начало счета расстояний следует совместить со штрихом на конструкции. Не трудно видеть, что высота штриха на монтажном горизонте будет равна высоте репера H_{Rp} , плюс отсчет по рейке на этом репере n и плюс показания ручного дальномера S . Погрешность передачи высоты таким способом не превысит 3 мм.

Высоты на монтажный горизонт могут быть переданы способом тригонометрического нивелирования при помощи электронного тахеометра (рис. 8.15). На рисунке строительный репер в виде грунтового знака и высотой H_{Rp} обозначен Rp .

На репере вертикально установлена шашечная нивелирная рейка. Между репером и строящимся объектом устанавливается электронный тахеометр. На нужном монтажном горизонте установлена визирная марка с отражателем или наклеенной отражательной пленкой (катафот). Отражательную пленку можно наклеить также на видимую, удобную поверхность любой конструкции. Здесь следует заметить, что при наличии электронного тахеометра с режимом безотражательного измерения расстояний можно было бы измерять высоты любой видимой точки на избранном монтажном горизонте. Однако, так как в этом режиме

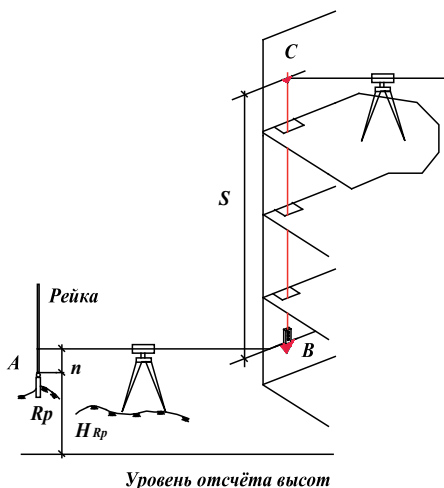


Рис. 8.14. Передача высот на монтажный горизонт нивелиром и рулеткой

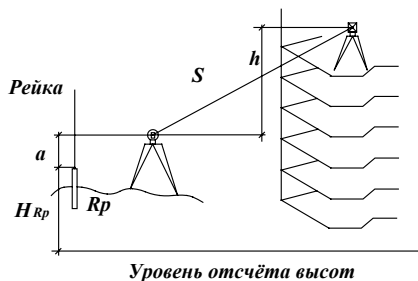


Рис. 8.15. Передача высот тригонометрическим нивелированием

расстояния измеряются практически в два раза грубее, чем до отражателя, то и превышения и высоты окажутся найденными несколько грубее.

Процесс измерений заключается во взятии отсчета по рейке при горизонтальном положении зрительной трубы (обозначим этот отсчет через a), далее зрительная труба горизонтальной нитью наводится на середину отражателя (или пленки), и включается режим измерений. Если h - найденное из измерений превышение, то высота центра отражателя (или пленки) на монтажном горизонте H_m вычисляется простым сложением:

$$H_m = H_{Rp} + a + h. \quad (8.13)$$

Дальнейшее закрепление высоты и распространение высот по монтажному горизонту легко выполнить простым нивелиром с компенсатором.

Нивелир устанавливают «в горизонт» по центру отражателя или пленки. Установить нивелир по высоте до совмещения горизонтальной нити сетки с центром отражателя. Доводку выполняют подъемными винтами. Погрешность, с которой будет найдена высота точки на монтажном горизонте, может быть подсчитана на основе формулы (8.13), раскрывая содержание значения h .

Если для вычисления превышения h измерялось наклонное расстояние S и угол наклона ν , то h находят по формуле

$$h = S \cdot \sin \nu, \quad (8.14)$$

а средняя квадратическая ошибка вычисленного превышения будет равна

$$m_h^2 = \sin^2 \nu m_s^2 + S^2 \cos^2 \nu \frac{m_\nu^2}{\rho^2}, \quad (8.15)$$

где m_s и m_ν соответственно ошибки – измерения расстояния и угла наклона.

Ясно, что результирующая погрешность высотного положения репера на монтажном горизонте m_H будет зависеть также от совокупной ошибки высоты инструмента m_i , включающей в себя ошибку отсчета по рейке и ошибку компенсатора угла наклона оси вращения прибора. Кроме того, в конечном результате следует учесть ошибку фиксации точки на монтажном горизонте m_f .

Принимая $S = 50$ м, $m_s = 2$ мм, $\nu = 30^\circ$, $m_\nu = 10''$, $m_i = 1$ мм, $m_f = 1$ мм, получим итоговую ошибку $m_H = 2,8$ мм. Иначе говоря, описанные способы вполне взаимозаменяемы.

9. ГЕОДЕЗИЧЕСКОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ МОНТАЖНЫХ РАБОТ

9.1. Плано-высотная геодезическая основа монтажных работ.

Под геодезическим обеспечением монтажа строительных конструкций и технологического оборудования понимают процесс последовательного выполнения комплекса геодезических измерений на различных этапах изготовления, сборки и монтажа конструкций.

Установка или монтаж конструкций и технологического оборудования в проектное положение осуществляется относительно их монтажных осей, которые размечаются на конструкциях, или их расположение оговаривается в ППР и рабочих чертежах. Установка конструкций производится от строительных осей и от пунктов, их закрепляющих, в *плане* по *высоте* и по *вертикали*.

При монтаже конструкций и оборудования геодезическому контролю подлежат следующие основные конструктивные элементы и их взаимное расположение:

- положение верхних частей фундаментов, опорных плит, колец, анкерных болтов и др.;
- вертикальность опорных и несущих конструкций (колонн, мачт, пилонов);
- взаимное положение и осевые размеры между опорными поверхностями;
- прямолинейность, вертикальность или горизонтальность конструкций и направляющих (ездовых балок, рельсов кранов и лифтов);
- геометрические взаимосвязи осей технических устройств и приспособлений для обеспечения технологических требований (прямолинейность, соосность, параллельность, перпендикулярность);
- форма и размеры сечений криволинейных и объёмных конструкций сооружений (газгольдеров, нефтехранилищ, реакторов, котлов и др.).

Точность геодезических измерений при реализации монтажных работ устанавливается на основе допустимых отклонений, предусмотренных рабочими чертежами, нормативно-технической документацией, регламентами и пр. Средняя квадратическая погрешность измерений в процессе геодезического контроля точности выполнения монтажных работ должна быть не более $0,1 \div 0,2$ величины допустимых отклонений.

Самыми общими требованиями к точности монтажа элементов конструкций и оборудования являются:

- Контроль установки *планового* положения осей анкерных устройств и железобетонных стаканов, осей металлических и железобетонных колонн, осей балок, ферм, ригелей, стеновых панелей и блоков. Эти работы выполняются со средней квадратической погрешностью $1 \div 2$ мм.

- Контроль установки *высотного* положения опорных поверхностей металлических и железобетонных колонн, опорных площадок балок, ферм ригелей, опорных поверхностей стеновых панелей и блоков также производится с погрешностями не хуже $1 \div 2$ мм.
- Контроль *вертикальности* осей металлических и железобетонных колонн высотой до 5 м выполняется с погрешностью 2 мм, высотой от 5 до 15 м – с погрешностью 3 мм, осей стеновых панелей и блоков – с погрешностью 1 мм.
- Непрямолинейность направляющих кранов и машин $1:5000 \div 1:10000$ в зависимости от длины составного рельса.
- Несоосность валов редуктора и двигателя $1:10000$ их длины.
- Неплоскостность и негоризонтальность монтажных столов $1:10000$ их длины.

При установке конструкций и оборудования на фундаменты сначала выверяют их плановое положение, а затем высотное. Соосное размещение агрегатов производится при помощи системы горизонтально и вертикально расположенных домкратов.

Опыт показывает, что выполненная при монтаже оборудования юстировка сохраняется недолго, поэтому в процессе эксплуатации её нужно периодически повторять. Что касается строительных конструкций, то раз выверенное и закреплённое их пространственное положение (замоноличенное, заваренное) изменения не подлежит, разве что разрушению и повторному монтажу.

Геодезической основой выверки элементов конструкций и оборудования являются технологические оси, точки которых закрепляются на конструкциях определённым образом. Технологические оси могут совпадать с рабочими осями агрегатов или располагаться параллельно им.

Для установки в проектное положение осей конструкций и оборудования в процессе их строительства и монтажа, а также для контроля их стабильности в процессе эксплуатации строится **планово-высотная геодезическая основа**. Для разбивки элементов конструкций служит внутренняя разбивочная сеть сооружения, для производства монтажа оборудования строят специальную цеховую разбивочную сеть.

Точность построения сетей зависит от технических требований, предъявляемых к взаимному расположению монтируемых элементов. Практикой геодезического обеспечения монтажных работ выработан ряд требований к точности, плотности и взаимному расположению геодезических пунктов разбивочных сетей, основными из которых являются следующие:

- Погрешности взаимного положения смежных пунктов сети должны быть согласованы с точностью сопряжения конструкций и оборудования.
- Плотность пунктов должна быть достаточной для оперативного производства разбивочных работ и контрольно-монтажных измерений без дополнительных промежуточных построений.
- Местоположение пунктов сети должно обеспечивать их надёжную сохранность и доступность в процессе выполнения геодезических измерений.
- Погрешности взаимного положения смежных пунктов сети и в плане, и по высоте должны быть в $2 \div 3$ раза меньше, чем погрешность выверки элементов оборудования.

Структура *плановой геодезической основы*, создаваемой для монтажа и эксплуатации оборудования, зависит от формы объекта, условий видимости, наличия геодезической техники и т. п.

В практике наибольшее распространение получили линейно-угловые и трилатерационные сети. Конструкция и форма сети обычно повторяет контуры сооружения или оборудования и представляет собой правильные геометрические фигуры – цепочки треугольников, квадратов и прямоугольников (см. рис. 7.6). Стороны сети, как правило, параллельны осям оборудования, технологических линий, а пункты стремятся расположить так, чтобы они или закрепляли основные оси, или были близки основополагающим контурам и направляющим оборудованием. Поскольку вершины фигур геодезических монтажных сетей закрепляются на бетонных поверхностях цехов и перекрытий, то их длины для удобства производства линейных измерений стальными и инварными рулетками проектируют кратными 10 – 20 м.

Измерение длин сторон базисными приборами (проволами) и инварными рулетками всего десять лет назад являлось логичным и оправданным, но сегодня эти методы могут оказаться несколько архаичными, поскольку длины линий и углы измеряются в основном электронными тахеометрами. Углы измеряют с погрешностями в несколько секунд, стороны – 1 – 2 мм.

В связи со слабой жёсткостью сетей трилатерации их строят, как правило, из линейных геодезических четырёхугольников (прямоугольниками или квадратами), центральных систем или их комбинацией в виде одинаковых симметричных фигур. Такие сети обладают одинаковой точностью определения взаимного положения пунктов, что имеет значение для обеспечения равномерной точности монтажа на протяжённых технологических линиях. Они выгодны и в организационном отношении, так как для линейных измерений в них используются одни и те же приборы.

При оценке проектов монтажных геодезических сетей определяют либо погрешность взаимного положения смежных пунктов (сторон) сети, либо функции уравненных сторон (углов, азимутов, координат). Погрешность функции определяется по известной формуле:

$$m_F = \mu \sqrt{\frac{1}{p_F}}, \quad (9.1)$$

где μ – средняя квадратическая погрешность стороны с весом $p = 1$; $1/p_F$ – обратный вес функции.

Вес измеряемой стороны назначается обратно пропорциональным квадрату средней квадратической погрешности её измерения. Формулы для расчёта точности и уравнивания типовых фигур трилатерации (центральных систем, цепочек треугольников и прямоугольников) приводятся в различных трудах и наставлениях [16, 17].

При строительстве высотных зданий на каждом монтажном горизонте (на каждом этаже) приходится многократно выполнять однотипные разбивки элементов конструкций сооружения. Это несущие конструкции (колонны, пилоны, стены), ограждающие конструкции, лестничные и другие проёмы, шахты лифта и др. Раз-

бивка этих конструкций производится с пунктов специальной разбивочной сети, которая называется внутренней разбивочной сетью здания. Эта сеть строится на исходном монтажном горизонте (на перекрытии подземной части сооружений) и повторяется на всех последующих монтажных горизонтах. Для промышленных сооружений такая сеть строится для монтажа технологического оборудования.

Поскольку поперечное сечение зданий имеет небольшие размеры, то и стороны внутренней сети также не велики (несколько десятков метров), а это означает, что производство высокоточных угловых измерений в таких сетях достаточно затруднительно. В связи с этим внутренние разбивочные сети высотных зданий строят методом микротрилатерации. Схемы сети трилатерации повторяют форму поперечного сечения здания и проектируются в виде типовых правильных геометрических фигур, как то: квадратов (рис. 9.1, а), прямоугольников (рис. 9.1, б), центральных систем (рис. 9.1, в). Называют эти фигуры базисными.

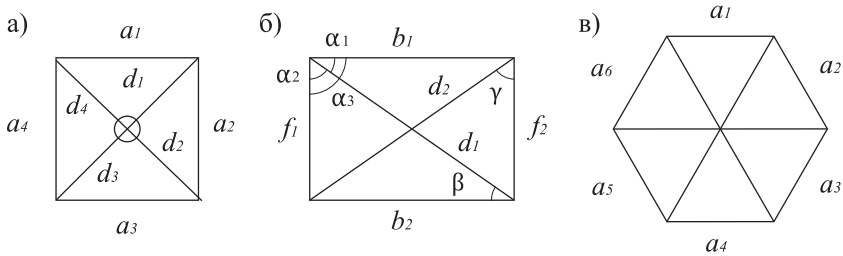


Рис. 9.1. Сети микротрилатерации

Основной или базовой фигурой сети трилатерации является треугольник с измеренными сторонами a, b, c , см. рис. 9.2.

Длины сторон в фигурах трилатерации измеряются электронными тахеометрами и светодальномерами, а в сетях, создаваемых в качестве разбивочной основы, при строительстве зданий стороны измеряются компарированной рулеткой в 30 и 50 метров, что очень удобно на бетонной поверхности.

Угол α в треугольнике трилатерации (рис. 9.2) может быть вычислен через тригонометрические функции $\operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}$ или $\cos \alpha$ по формулам:

$$\operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} = \sqrt{\frac{bc}{p(p-a)}} - 1; \quad (9.2)$$

$$\cos \alpha = \frac{2p(p-a)}{bc} - 1; \quad (9.3)$$

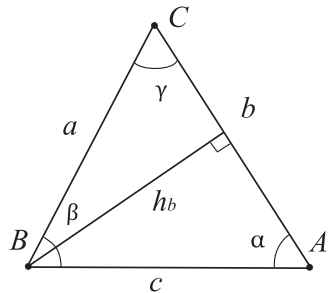


Рис. 9.2. Треугольник трилатерации

$$p = \frac{a + b + c}{2}. \quad (9.4)$$

Для линейно протяжённых объектов сеть трилатерации создают из цепочки треугольников или четырёхугольников.

Оценка проекта сети трилатерации может быть выполнена как на компьютере при наличии соответствующей программы, так и при помощи приближённых формул для оценки точности типовых построений (см. раздел 2). В любом случае возникает необходимость в обозначении абсолютной ошибки измерения стороны сети. Для сетей 4 класса относительная средняя квадратическая ошибка измерения стороны должна быть не более 1:100000. Следовательно, абсолютная ошибка для разных длин сторон будет различной. В силу этого необходимо заранее определить рекомендуемый электронный тахеометр или компарированную рулетку, обеспечивающие эту точность на минимальных длинах проектируемых линий.

Высотная геодезическая основа промышленного объекта для обеспечения его строительства, монтажа оборудования и измерения осадок и деформаций в процессе его эксплуатации создаётся, как правило, из трёх контуров: опорного, каркасного и рабочего. Первый контур базируется на глубинных реперах, второй включает в себя грунтовые и стенные реперы и марки, а третий контур – это рабочие реперы (анкерные болты, консольные шарики и т. п.), закреплённые на стабильных конструкциях объекта или близких к нему сооружениях.

Глубинные реперы – чаще всего свайные или биметаллические – закладывают в коренные, стабильные породы, обеспечивающие надёжную и долговременную сохранность высоты. Простейшая конструкция глубинного репера приведена в разделе 10 «Геодезические наблюдения за деформациями сооружений».

Пункты каркасной нивелирной сети закрепляют грунтовыми или стенными реперами. Грунтовый репер – это железобетонный пилон, в верхнем торце которого закреплена металлическая марка со сферической головкой, а нижний торец располагается ниже глубины промерзания грунта на 0,5 м. Грунтовые и стенные реперы располагают на расстоянии 60 – 80 м за зоной возможных осадок строящегося объекта.

Класс высотных сетей определяется требованиями к точности высотных расположений конструкций и при монтаже прецизионного оборудования назначается точным инженерно-техническим нивелированием I и II классов, для обычного оборудования – это нивелирование III и IV классов.

Основными методами точного инженерно-технического нивелирования являются: геометрическое нивелирование, гидростатическое нивелирование и микро-нивелирование. При геометрическом нивелировании погрешность определения разности высот двух точек, расположенных на расстоянии 10 – 20 метров, составляет 0,03 – 0,05 мм, а на расстояниях 300 – 500 м – 0,1 – 0,2 мм. Такая высокая точность достигается использованием прецизионных оптических и цифровых нивелиров в комплекте с инварными рейками при тщательном эталонировании шкал микрометров, защите нивелиров от прямого попадания солнечных лучей и др.

Каркасная сеть обычно является основой для привязки рабочей сети к исходным реперам опорной сети.

9.2. Априорная оценка точности проекта разбивочной сети.

Формулы для приближённой предварительной оценки точности проекта сети свободного ряда трилатерации приведены нами ранее в разделе 2.

Одним из недостатков вытянутого ряда цепочки треугольников с измеренными сторонами, как сказано, является значительное превышение поперечного сдвига конечных точек ряда по отношению к продольному. Недостатком сетей трилатерации из треугольников является также отсутствие полевого контроля качества измерений для каждой фигуры. Действительно, сумма вычисленных углов треугольника всегда будет равна 180° при любых ошибках измерения сторон, даже при грубых промахах. В связи с этим на практике взамен фигур из треугольников строят сети из четырёхугольников трилатерации.

В каждом четырёхугольнике трилатерации измеряются две диагонали и все четыре стороны, рис. 9.1, б. Ясно, что одно из этих измерений является избыточным и может быть вычислено по результатам измерения других сторон. Это может служить полевым контролем качества измерений длин линий. Кроме того, четырёхугольник трилатерации является более жёсткой фигурой, и ряд, составленный из таких фигур, обладает более высокой точностью.

Априорная оценка точности геодезических построений при проектировании геодезических разбивочных сетей для монтажа строительных конструкций или технологического оборудования, как сказано, может быть выполнена по готовым формулам (см. раздел 2) или из оценки погрешности функции (9.1). Вначале находят возможные погрешности положения пунктов в плане, а затем по высоте.

Средние квадратические погрешности (СКП) любых элементов сети: абсцисс и ординат определяемых пунктов, длин и дирекционных углов сторон между любой парой пунктов вычисляют в общем случае по формуле (9.1). Формула (9.1) применяется как на стадии предварительного расчёта точности построения сети, так и на стадии её уравнивания. На стадии априорной оценки точности значением СКП единицы веса задаются исходя из планируемых приборов и методики измерений. На стадии уравнивания μ вычисляют по известной формуле через поправки к измеренным величинам с весами p и число избыточных измерений в сети r .

С широким внедрением в практику инженерно-геодезических работ электронных тахеометров всё большую популярность приобретают пространственные разбивочные сети из марок-катафотов (светоотражающей плёнки), закреплённых на окружающих строительную площадку предметах. В цеху этими предметами являются несущие или ограждающие конструкции, а на монтажном горизонте здания – это окружающие высокие строения. Координаты пунктов такой сети определяются полярным способом электронным тахеометром с пунктов основы. Используется эта сеть также исходя из наличия электронного тахеометра решением обратной засечки по пунктам пространственной сети и последующей разбивки нужных точек опять-таки способом полярных координат.

Для полярного способа координаты определяемого пункта находят из решения прямой геодезической задачи

$$\Delta x = s \cos \alpha; \quad \Delta y = s \sin \alpha, \quad (9.5)$$

где α – дирекционный угол направления, s – длина стороны.

Выполнив дифференцирование (9.5) и перейдя к средним квадратическим погрешностям, получим

$$m_{\Delta x}^2 = \cos^2 \alpha m_s^2 + s^2 \sin^2 \alpha \frac{m_\alpha^2}{\rho^2}; \quad (9.6)$$

$$m_{\Delta y}^2 = \sin^2 \alpha m_s^2 + s^2 \cos^2 \alpha \frac{m_\alpha^2}{\rho^2},$$

а суммарная СКП положения пункта составит

$$M^2 = m_{\Delta x}^2 + m_{\Delta y}^2 = m_s^2 + s^2 \frac{m_\alpha^2}{\rho^2}. \quad (9.7)$$

Чтобы эллипсы погрешностей положения пунктов были близки к окружностям, необходимо некоторое согласование точности измерения горизонтальных направлений (азимутов) и длин сторон в сети, а именно:

$$\frac{m_s}{s} = \frac{m_A}{\rho}. \quad (9.8)$$

Тогда суммарная погрешность положения пункта определится как

$$M = m_s \sqrt{2}. \quad (9.9)$$

Поскольку погрешности измерения линии зависят от её длины, то формула (9.9) справедлива для некоторой определённой линии, длиной, допустим, s_0 . Погрешности измерения других линий могут быть найдены, если известны их длины и их отношение к s_0 , т.е. если известно $k = \frac{s}{s_0}$. Тогда выражение (9.9) запишется так:

$$M = m_{s_0} \sqrt{2k}. \quad (9.10)$$

СКП единицы веса для рассматриваемых условий можно принять равной $\mu = m_{s_0} \sqrt{2}$, скажем, рассчитать её для длины линии в 100 м, тогда вес пункта, СКП положения которого равна M , будет

$$p = \frac{\mu^2}{M^2} = \frac{1}{k}. \quad (9.11)$$

За веса сторон при оценке точности и уравнивании трилатерации проще принимать величины, обратно пропорциональные их длинам.

Если некоторый пункт C определён относительно ряда других пунктов с весами p_1, p_2, \dots, p_n , то вес его положения будет найден по формуле

$$p_c = \sum_{i=1}^n p_i. \quad (9.12)$$

СКП положения такого пункта будет найдена из ранее приведённого соотношения (9.1):

$$M_c = \frac{\mu}{\sqrt{P_c}}. \quad (9.13)$$

Если значение M_c задано, то можно решить обратную задачу, найти μ и, следовательно, подсчитать СКП измерения расстояния (угла) и подобрать приборы. Веса положения пунктов могут быть найдены различными способами, в частности для линейно-угловых построений они могут быть вычислены применительно к способу последовательных приближений или эквивалентной замены.

Изложенный порядок рассуждений применим и для расчёта точности других геодезических построений. Поскольку для монтажа конструкций и технологического оборудования часто принимают линейно-угловые и трилатерационные построения, рассмотрим элементарную сеть трилатерации в виде треугольника (рис. 9.2), углы которого определяются по измеренным сторонам.

Из треугольника найдём $\cos \gamma = \frac{a^2 + b^2 - c^2}{2ab}$ или $\cos \gamma = \frac{a}{2b} + \frac{b}{2a} - \frac{c^2}{2ab}$.

Выполнив дифференцирование, получим

$$d\gamma = \frac{c\rho}{ab \sin \gamma} \left(dc - \frac{b^2 + c^2 - a^2}{2bc} db - \frac{a^2 + c^2 - b^2}{2ac} da \right). \quad (9.14)$$

Принимая во внимание, что высота треугольника h_b есть

$$h_b = a \sin \gamma, \quad (9.15)$$

из (9.14) получим

$$d\gamma = \frac{c\rho}{bh_b} (dc - db \cos \alpha - da \cos \beta). \quad (9.16)$$

Так как площадь треугольника $s = bh_b/2$, то из (9.16) получим

$$d\gamma = \frac{c\rho}{2s} (dc - db \cos \alpha - da \cos \beta). \quad (9.17)$$

Если $a = b = c = l$; $\cos \alpha = \cos \beta = \cos 60^\circ = \frac{1}{2}$, и $\sin 60^\circ = \frac{\sqrt{3}}{2} = 0,87$, то $s = 0,43l^2$.

Подставив эти значения в (9.17), получим $d\gamma = \frac{\rho}{0,87l} (dc - 0,5db - 0,5da)$,

а, перейдя к средним квадратическим погрешностям, будем иметь

$$m_\gamma^2 = \frac{\rho^2}{0,75l^2} (m_c^2 + 0,25m_b^2 + 0,25m_a^2). \quad (9.18)$$

Если стороны в треугольнике равны, то следует принять равными и погрешности измерения этих сторон $m_a = m_b = m_c = m_\rho$, тогда

$$m_\gamma = \rho \frac{m_l}{l} \sqrt{2}. \quad (9.19)$$

Если стороны треугольника измерены с погрешностью $1/50000$, что вполне реально на бетонной поверхности перекрытий, то погрешность вычисления углов равностороннего треугольника составит $m_\gamma = 5''$,6.

Эта картина отражает свойства равностороннего треугольника, но как только соотношения между длинами сторон начнут меняться, вычисленные углы в фигурах окажутся неравноточными. Для изучения закономерностей накопления погрешностей в вычисленных углах треугольников трилатерации произвольной формы рассмотрим прямоугольный треугольник с углами, $\gamma = 30^\circ$, $\alpha = 90^\circ$, $\beta = 60^\circ$, рис. 9.3.

В этом треугольнике $a = 2c$; $b = 1,73c$; $b = 0,87a$; $\cos \alpha = 0$; $\cos \beta = 0,5$; $\cos \gamma = 0,87$; $s = 0,87c^2 = 0,29b^2 = 0,22a^2$.

Подставляя приведённые величины в формулу (9.17), получим

$$d\gamma = \frac{c\rho}{2 \cdot 0,87c^2} (dc - 0,5da). \quad (9.20)$$

Перейдя к средним квадратическим погрешностям и, принимая во внимание, что погрешности измерения линий зависят от их длин, а именно, что $m_a = 2m_c$, будем иметь

$$m_\gamma^2 = \frac{2,0\rho^2}{1,75^2 c^2} m_c^2 = 0,65\rho^2 \frac{m_c^2}{c^2},$$

или

$$m_\gamma = 0,81\rho \frac{m_c}{c}.$$

Принимая относительную погрешность измерения сторон прежней ($1/50000$), получим $m_\gamma = 3''$,3. Следуя выше приведённой логике и порядку расчётов, можно найти погрешность вычисления прямого угла при вершине A и угла при вершине B . Эти погрешности соответственно будут равны $m_\alpha = 11''$,6 и $m_\beta = 9''$,6. Подобно вывод этих положений можно найти в [16].

Таким образом, можно заключить, что чем острее угол треугольника трилатерации, тем точнее его можно определить.

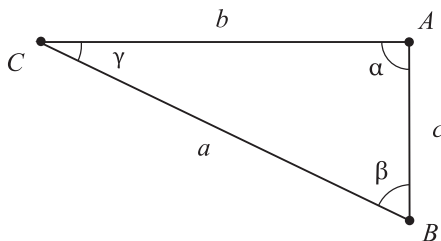


Рис. 9.3.
Прямоугольный треугольник
трилатерации

Если известны координаты исходной точки, скажем точки A , расстояние $AB=c$, дирекционный угол направления AB , то СКП положения точки B определится из (9.7):

$$m_B^2 = m_c^2 + c^2 \frac{m_A^2}{\rho^2}. \quad (9.21)$$

Для равностороннего треугольника, если дирекционный угол стороны AB определён через горизонтальные углы, погрешность направления можно принять равной $m_A = 5''$,6. Относительную погрешность измерения стороны $c = 50$ м примем прежней – 1:50000. Тогда погрешность положения точки B окажется равной $m_B = 1,7$ мм.

Для сложных сетей, как сказано ранее, необходимо переходить к подсчёту весов интересующих пунктов и через веса вычислять погрешности их положения. Вес стороны при этом вычисляют как величину, обратно пропорциональную её длине.

Априорная оценка проектов высотных сетей показана нами ранее в разделе 2.

9.3. Оптимизация процессов разбивочных работ

Оптимизировать параметры производства разбивочных работ означает выбрать наилучшие, наивыгоднейшие условия, схемы или технологии их реализации. Так, например, говоря об оптимизации технологии производства разбивок, подразумевают их осуществление с наименьшими трудовыми затратами при существующем парке геодезических приборов. Оптимизировать схему разбивочной сети означает подобрать её такой, чтобы она имела минимальное количество опорных пунктов с таким взаимным расположением, которое обеспечивает необходимую и достаточную точность производства разбивок. Однако чаще всего задача оптимизации возникает при реализации определённых форм конструкций промышленных объектов как например, при достижении прямолинейности, плоскостности, выпуклости (вогнутости) по заданной кривизне и др. Это может быть монтаж технологического оборудования по заданной оси (прямолинейность), при возведении сооружений из сборных крупнопанельных элементов (плоскостность) или монтаж элементов антенн радиоастрономических телескопов (вогнутость). Задача оптимизации в подобных случаях решается в несколько этапов. На первом этапе элементы конструкций сооружения устанавливаются предварительно. Далее по результатам исполнительной съёмки определяют величины отклонений точек конструкций от проектной формы (от прямой, от плоскости или от заданной кривизны). На завершающем этапе выполняют юстировку или рихтовку элементов конструкций с наименьшими их перемещениями, оптимальным образом достигая проектной формы объекта. Рассмотрим некоторые простые примеры, отражающие принципы оптимизации [27].

Оптимизация схемы сети разбивочной основы. Целью оптимизации при проектировании схемы разбивочной сети может быть поиск минимального числа измеряемых элементов, а также исходных пунктов в сети, их расположения по

отношению к разбиваемым конструкциям, оптимальной формы сети при заданном количестве пунктов и прочее. Главным условием оптимизации при решении таких задач является поиск экстремума так называемых целевых функций, которые составляют исходя из условий поставленной задачи. Целевые функции могут иметь вид:

$$W = \sum_{i=1}^n v_i^2 = \min ; \tag{9.22}$$

$$W = \sum_{i=1}^n v_i = \min ; \tag{9.23}$$

$$W = \sum_{i=1}^n |v_i| = \min , \tag{9.24}$$

где v_i – отклонение фактических координат точек от проектных; n – число точек.

В зависимости от вида целевой функции W результат оптимизации для одной и той же задачи может быть различен. Проиллюстрируем это на примере оптимизации схемы разбивки точки способом прямой угловой засечки.

1. Выберем в качестве минимизируемой функции СКП точки, построенной прямой угловой засечкой, которая определяется формулой 7.20:

$$m_{зас}^2 = \left(\frac{m_{\beta}}{\rho} \right)^2 b^2 \frac{\sin^2 \beta_1 + \sin^2 \beta_2}{\sin^4 \gamma} .$$

Принимая во внимание, что $S_2 = b \frac{\sin \beta_1}{\sin \gamma}$, а $S_1 = b \frac{\sin \beta_2}{\sin \gamma}$, получим

$$M^2 = \frac{m_{\beta}^2}{\rho^2} \cdot \frac{S_1^2 + S_2^2}{\sin^2 \gamma} . \tag{9.25}$$

С целью упрощения выкладок примем $S_1 = S_2 = S$. Тогда

$$M = \frac{m_{\beta} \cdot S \cdot \sqrt{2}}{\rho \cdot \sin \gamma} = \min . \tag{9.26}$$

Поскольку при $S_1 = S_2 = S$ треугольник засечки является равнобедренным, то

можно записать $S = \frac{b}{2 \sin \frac{\gamma}{2}}$, что определит вид функции (9.26):

$$M = \frac{b \cdot m_{\beta}}{\sqrt{2} \cdot \rho \cdot \sin \gamma \cdot \sin \frac{\gamma}{2}} = \min . \tag{9.27}$$

Очевидно, что минимум функции (9.27) будет тогда, когда

$$u = \sin \gamma \sin \frac{\gamma}{2} = \max . \tag{9.28}$$

Это выражение имеет смысл преобразовать и привести к виду

$$u = 2 \sin^2 \frac{\gamma}{2} \cos \frac{\gamma}{2} = 2 \left(\cos \frac{\gamma}{2} - \cos^3 \frac{\gamma}{2} \right) = \max, \quad (9.29)$$

или, обозначив $\cos \frac{\gamma}{2} = t$, будем иметь

$$u = 2(t - t^3) = \max. \quad (9.30)$$

Максимум этой функции получим, приравняв к нулю её производную:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = 2(1 - 3t^2) = 0, \text{ откуда найдём } t = \cos \frac{\gamma}{2} = \frac{1}{\sqrt{3}} \text{ и угол } \gamma = 108^\circ 28'.$$

2. Выберем в качестве целевой функции относительную погрешность засечки, найденную из формулы (9.26) при условии $S_1 = S_2 = S$:

$$\frac{m_s}{S} = \frac{m_\rho \sqrt{2}}{\rho \cdot \sin \gamma} = \min. \quad (9.31)$$

Нетрудно видеть, что минимум функции (9.31) будет при максимальных значениях $\sin \gamma$, т. е. при $\sin \gamma = 1$. Следовательно, оптимальный угол засечки для поставленных условий составит $\gamma = 90^\circ$.

3. В качестве целевой функции можно выбрать площадь эллипса погрешностей разбиваемой точки, известная формула для которой (при $S_1 = S_2 = S$) имеет вид

$$P_s = \frac{m^2 \cdot S^2}{\rho^2 \cdot \sin \gamma} = \min. \quad (9.32)$$

Следуя выше приведённым рассуждениям, можно получить оптимальный угол при разбиваемой точке для этого условия $\gamma = 120^\circ$. Детальный вывод этих положений можно найти в [27].

Таким образом, легко видеть, что результат оптимизации может быть различен в зависимости от поставленных условий и вида целевой функции.

Оптимизация точности построения разбивочных элементов. При решении вопросов оптимизации схемы разбивочной сети ошибка заданной функции оптимизировалась по одному параметру – углу γ . Если возникает необходимость оптимизировать ошибку функции по нескольким аргументам, то задача несколько усложняется. Наиболее простой функцией для оптимизации является функция линейного вида

$$m_F^2 = f_1^2 m_{x_1}^2 + f_2^2 m_{x_2}^2 + \dots + f_n^2 m_{x_n}^2. \quad (9.33)$$

Задача оптимизации для таких функций сводится к отысканию значений m_{x_i} при которых функция m_F будет минимальной для фиксированных значений f_i . Математически поставленная задача запишется так:

$$\min m_F^2 = \min \frac{1}{P_F} = \left(\sum^n |f_i| \right)^2 = \eta^2. \quad (9.34)$$

Из этой формулы следует, что

$$m_{x_i}^2 = \frac{1}{P_{x_i}} = \frac{\eta}{|f_i|}. \tag{9.35}$$

Рассмотрим для способа полярной засечки с двух пунктов A и B задачу отыскания оптимальных значений обратных весов разбивочных элементов, рис. 9.4. Проектная длина оси равна L ; ошибки исходных данных пренебрегаемо малы.

Задача оптимизации, следовательно, будет сформулирована следующим образом: с какой точностью должны быть построены разбивочные элементы S_i и β_i , чтобы проектный размер L оси здания был вынесен с минимальной погрешностью. Эта задача решается следующим образом [27].

1). Составляется функция аналитической связи проектного размера L с разбивочными элементами. Исходное выражение, отражающее эту связь, имеет вид

$$L = \sqrt{(x_3 - x_2)^2 + (y_3 - y_2)^2} \tag{9.36}$$

или в несколько развёрнутом виде, принимая ось L параллельно оси X :

$$L = \sqrt{(S_1 \cos(\alpha_0 - \beta_1) - S_2 \cos(\alpha_0 + \beta_2))^2 + (S_1 \sin(\alpha_0 - \beta_1) - S_2 \sin(\alpha_0 + \beta_2))^2}, \tag{9.37}$$

Выполнив дифференцирование (9.37) по аргументам S и β , после некоторых преобразований, получим

$$\delta L = \cos(\alpha_0 - \beta_1) \delta S_1 + \frac{S_1}{\rho} \sin(\alpha_0 - \beta_1) \delta \beta_1 + \cos(\alpha_0 + \beta_2) \delta S_2 - \frac{S_2}{\rho} \cos(\alpha_0 + \beta_2) \delta \beta_2, \tag{9.38}$$

где α_0 – дирекционный угол исходной стороны AB .

Введя обозначения $(\alpha_0 - \beta_1) = \alpha_1$; $(\alpha_0 + \beta_2) = \alpha_2$ и, перейдя к средним квадратическим погрешностям, получим

$$m_L^2 = \cos^2 \alpha_1 m_{S_1}^2 + \frac{S_1^2}{\rho^2} \sin^2 \alpha_1 m_{\beta_1}^2 + \cos^2 \alpha_2 m_{S_2}^2 + \frac{S_2^2}{\rho^2} \cos^2 \alpha_2 m_{\beta_2}^2. \tag{9.39}$$

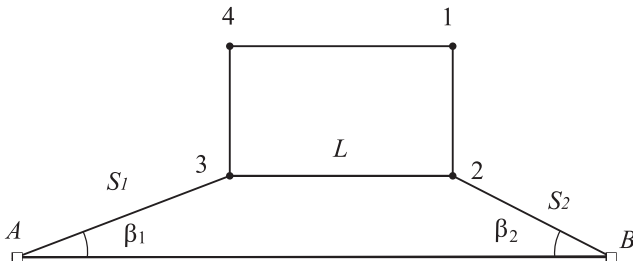


Рис. 9.4. Вынос оси здания полярной засечкой

2). Зададимся некоторыми конкретными значениями аргументов (пример заимствован из [27]):

$\alpha_0 = 3^\circ 49' 28''$; $S_1 = 226,309$ м; $\beta_1 = 48^\circ 53' 13''$; $S_2 = 187,532$ м; $\beta_2 = 66^\circ 17' 29''$. Вычислим коэффициенты уравнения (9.39):

$$m_L^2 = 0,706^2 m_{S_1}^2 + 0,777^2 m_{\beta_1}^2 + 0,340^2 m_{S_2}^2 + 0,855^2 m_{\beta_2}^2. \quad (9.40)$$

3). Вычислим $\sum |f| = 2,578$; $\eta^2 = (\sum |f|)^2 = 6,646$ и по формуле (9.35)

найдем значения обратных весов:

$$\frac{1}{P_{S_1}} = \frac{2,578}{0,706} = 3,65; \quad \frac{1}{P_{\beta_1}} = 3,32; \quad \frac{1}{P_{S_2}} = 7,58; \quad \frac{1}{P_{\beta_2}} = 3,02.$$

4). Рассчитаем точность построения разбивочных элементов исходя из заданной ошибки функции $m_L = 10$ мм:

$$\mu = \frac{m_L}{\sqrt{1/P_L}} = \frac{10}{2,578} = 3,9 \text{ мм}; \quad m_{S_1} = \mu \sqrt{1/P_{S_1}} = 3,9 \sqrt{3,65} = 7,5 \text{ мм};$$

$$m_{S_2} = 10,7 \text{ мм}; \quad m_{\beta_1} = 3,9 \sqrt{3,32} = 7,1''; \quad m_{\beta_2} = 6,8''.$$

Из расчётов следует, что разбивочные элементы должны строиться с различной точностью. На практике это не совсем удобно. В приведённом примере длины линий проще строить с погрешностью не хуже 8 мм, а полярные углы с погрешностью 7''.

9.4. Уравнивание базисной сети

Внутренние разбивочные сети гражданских зданий или промышленных цехов по форме повторяют горизонтальное сечение собственно сооружений и в геодезическом отношении являют собой простые геометрические фигуры, как то: прямоугольники, квадраты, цепочки треугольников и центральные системы. Исключения составляют разбивочные сети прецизионных сооружений: ускорителей заряженных частиц, радиотелескопов и других уникальных объектов.

Если сооружение составлено из нескольких секций, соединенных температурными (деформационными) швами, то на каждую секцию строится своя разбивочная сеть. Однако, если монтируемое промышленное оборудование в секциях связано между собой технологически, разбивочная сеть для такого объекта должна представлять собой единое целое.

Уравнивание разбивочных сетей можно выполнять различными способами, заложенными в современные компьютерные программы для обработки геодезических измерений. Но не всегда использование строгих способов уравнивания является эффективным, способствующим повышению точности координат пунктов сети. Иногда достаточно реализовать один из приближённых способов

уравнительных вычислений, но такой, который требовал бы меньших трудовых затрат и приводил бы к возможно меньшим искажениям результатов измерений.

Если, к примеру, реализована линейно-угловая разбивочная сеть, то её уравнивание проще произвести раздельно: сначала выполнить уравнивание измеренных горизонтальных направлений или углов на каждой станции, затем вычислить дирекционные углы способом последовательных приближений. По уравненным дирекционным углам и измеренным длинам сторон находят приращения координат, а способом последовательных приближений выполняют раздельное уравнивание абсцисс и ординат и находят окончательные значения координат пунктов сети.

Способ последовательных приближений основан на принципе общей арифметической середины. Если результаты измерения углов на всех пунктах сети считать равноточными, то СКП определения дирекционного угла будет

$$m_{\alpha_n} = m_{\beta} \sqrt{n}, \quad (9.41)$$

где m_{β} – средняя квадратическая погрешность измерения угла, n – число передаточных углов.

Если СКП единицы веса $\mu = m_{\beta}$, то вес дирекционного угла m_n будет

$$p_{\alpha_n} = \frac{\mu^2}{m_{\alpha_n}^2} = \frac{1}{n}. \quad (9.42)$$

Дирекционный угол некоторой стороны может быть найден по различным ходам, поэтому окончательный её вес получится как сумма весов по ходам:

$$p_{\alpha_n} = p'_{\alpha_n} + p''_{\alpha_n} + \dots \quad (9.43)$$

СКП дирекционного угла с таким весом составит

$$m_{\alpha_n} = \frac{\mu}{\sqrt{p_{\alpha_n}}}. \quad (9.44)$$

Вычисление весов и средних взвешенных значений дирекционных углов ведётся методом последовательных приближений. По уравненным дирекционным углам и средним значениям измеренных сторон вычисляются приращения координат. Способ последовательных приближений используется и для определения средних взвешенных значений координат пунктов сети, раздельно абсцисс и ординат. Более детально эти вопросы нами рассмотрены в разделе 4.

Наиболее часто встречающаяся форма внутренней разбивочной сети гражданских зданий – это четырёхугольник трилатерации, рис. 9.5. Фигура строится на перекрытии исходного монтажного горизонта, и затем её проектируют на последующие высокие горизонты. Это базисная сеть высотного здания. Для одноэтажного промышленного сооружения это просто цеховая разбивочная сеть. Если в таком четырёхугольнике измерена только одна диагональ, скажем, $AB = c_1$, то избыточных данных для выполнения уравнительных вычислений не имеется. Если же будет измерена сторона $CD = c_2$, то возникнут условия для уравнивания фигуры. Условие, возникающее в четырёхугольнике, в котором измерены все стороны

и обе диагонали можно выразить через углы, скажем, при вершине C :

$$\gamma_1 + \gamma_2 - \gamma_3 = 0. \quad (9.45)$$

С учётом ошибок определения углов γ_1, γ_2 и γ_3 условное уравнение поправок примет вид

$$(\gamma_1) + (\gamma_2) - (\gamma_3) + W = 0. \quad (9.46)$$

В этом уравнении $(\gamma_1), (\gamma_2), (\gamma_3)$ – поправки в углы γ_1, γ_2 и γ_3 , а W – свободный член условного уравнения.

Для того чтобы условное уравнение углов выразить через поправки в непосредственно измеренные линии, рассмотрим треугольник трилатерации (рис. 9.2) и зависимость между его углами и измеренными сторонами:

$$\cos \gamma = \frac{a}{2b} + \frac{b}{2a} - \frac{c^2}{2ab}. \quad (9.47)$$

Выполним дифференцирование формулы (9.47) и, приняв во внимание, что $h_b = a \sin \gamma$ и, следовательно, $\sin \gamma = h_b/a$, получим

$$d\gamma = -\frac{\rho}{2abh_b}(a^2 - b^2 + c^2)da - \frac{\rho}{2b^2h_b}(-a^2 + b^2 + c^2)db + \frac{c\rho}{bh_b}dc. \quad (9.48)$$

В этой формуле от дифференциалов перейдём к поправкам в измеренные линии и, учитывая, что $bh_b = 2S$, где S – площадь треугольника, получим

$$(\gamma) = \frac{\rho}{4aS}(b^2 - a^2 - c^2)(a) + \frac{\rho}{4bS}(a^2 - b^2 - c^2)(b) + \frac{c\rho}{2S}(c). \quad (9.49)$$

Это общее уравнение для вычисления поправок в углы γ . Каждая из поправок, входящих в уравнение (9.46), будет вычисляться через стороны и поправки к ним собственного треугольника по формуле (9.49), например:

$$(\gamma_1) = \frac{\rho}{4c_2S}(b_1^2 - a_2^2 - c_2^2)(c_2) + \frac{\rho}{4b_1S_1}(c_2^2 - b_1^2 - a_2^2)(b_1) + \frac{a_2^2\rho}{2S_1}(a_2). \quad (9.50)$$

Таких уравнений, которые суммируются согласно (9.46), будет три. Пропуская промежуточные выкладки и, принимая $a_I = a_2 = a$; $b_I = b_2 = b$; $c_I = c_2 = c$, а значит $S_I = S_{II} = S_{III} = S$, запишем окончательное выражение для условного уравнения поправок:

$$\frac{(c^2 - b^2)}{2aS} \rho(a_1) + \frac{a}{2S} \rho(a_2) + \frac{(c^2 - a^2)}{2bS} \rho(b_1) + \frac{b}{2S} \rho(b_2) - \frac{c}{2S} \rho(c_1) - \frac{c}{2S} \rho(c_2) + W = 0. \quad (9.51)$$

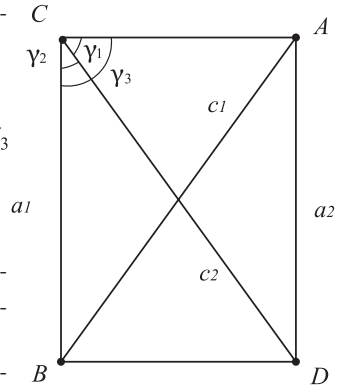


Рис. 9.5. Четырёхугольник трилатерации

В общем виде это выражение выглядит так:

$$\alpha_1(a_1) + \alpha_2(a_2) + \alpha_3(b_1) + \alpha_4(b_2) + \alpha_5(c_1) + \alpha_6(c_2) + W = 0.$$

Следовательно, коэффициенты в условном уравнении (9.51) при неизвестных поправках определяются из следующих соотношений:

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= \frac{c^2 - b^2}{2aS} \rho = \frac{103}{S} \cdot \frac{c^2 - b^2}{a}; & \alpha_2 &= \frac{a}{2S} \rho = \frac{103}{S} a; \\ \alpha_3 &= \frac{c^2 - a^2}{2bS} \rho = \frac{103}{S} \cdot \frac{c^2 - a^2}{b}; & \alpha_4 &= \frac{b}{2S} \rho = \frac{103}{S} b; \\ \alpha_5 &= -\frac{c}{2S} \rho = -\frac{103}{S} c; & \alpha_6 &= -\frac{c}{2S} \rho = -\frac{103}{S} c. \end{aligned} \quad (9.52)$$

Нормальное уравнение коррелат будет иметь вид

$$\left[\frac{\alpha\alpha}{r} \right] k + W = 0. \quad (9.53)$$

За веса сторон при уравнивании трилатерации принимают величины, пропорциональные их длинам, а именно:

$$r_1 = r_2 = \frac{1}{a}; r_3 = r_4 = \frac{1}{b}; r_5 = r_6 = \frac{1}{c}. \quad (9.54)$$

Свободный член нормального уравнения подсчитывают по формуле

$$W = \gamma_1 + \gamma_2 - \gamma_3. \quad (9.55)$$

Углы γ вычисляют по формулам:

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \frac{\gamma_1}{2} &= \sqrt{\frac{(p_1 - c_2)(p_1 - b_1)}{p_1(p_1 - a_2)}}; & p_1 &= \frac{c_2 + b_1 + a_2}{2}; \\ \operatorname{tg} \frac{\gamma_2}{2} &= \sqrt{\frac{(p_2 - a_1)(p_2 - c_2)}{p_2(p_2 - b_2)}}; & p_2 &= \frac{a_1 + c_2 + b_2}{2}; \\ \operatorname{tg} \frac{\gamma_3}{2} &= \sqrt{\frac{(p_3 - a_1)(p_3 - b_1)}{p_3(p_3 - c_1)}}; & p_3 &= \frac{a_1 + b_1 + c_1}{2}. \end{aligned} \quad (9.56)$$

Коррелату k определяют по формуле

$$k = -\frac{W}{\left[\frac{\alpha\alpha}{r} \right]}. \quad (9.57)$$

Поправки в стороны определяют по формулам

$$(a_1) = k \frac{\alpha_1}{r_1}; \quad (b_1) = k \frac{\alpha_3}{r_3}; \quad (c_1) = k \frac{\alpha_5}{r_5};$$

(9.58)

$$(a_2) = k \frac{\alpha_2}{r_1}; \quad (b_2) = k \frac{\alpha_4}{r_3}; \quad (c_2) = k \frac{\alpha_6}{r_5}.$$

Все вычисления для удобства размещают в таблицы. Пример уравнивания четырёхугольника трилатерации приведён в разделе «Примеры решения геодезических задач».

Площадь треугольника вычисляют по формуле

$$S = \sqrt{p(p-a)(p-b)(p-c)}. \quad (9.59)$$

Так как площадь треугольника требуется знать только для подсчёта коэффициентов при неизвестных в нормальном уравнении, то в получении точного значения площадей каждого из треугольников нет необходимости, а приближённое её значение достаточно получить по одному из треугольников с округлением до десятых долей метра.

9.5. Плановая установка и выверка конструкций и оборудования

Установка конструкций или оборудования осуществляется относительно монтажных и технологических осей, точки которых закрепляются тем или иным способом. Эти оси могут совпадать с рабочими осями механизмов и агрегатов или располагаться им параллельно. Разбивку осей производят от пунктов внутренней геодезической основы или от пунктов, закрепляющих строительные оси.

Монтажная ось – это прямолинейный отрезок или ряд отрезков, развёрнутых относительно друг друга, концы которых закреплены (обозначены) на монтажной поверхности (основании). В случае значительной длины монтажной оси кроме конечных пунктов ось может быть обозначена промежуточными пунктами. В зависимости от характера сооружения, оборудования, конструкции точность разбивки монтажной оси (референтной прямой) может быть разной: от 1 – 2 мм до 0,1 – 0,05 мм на расстояниях до нескольких сотен метров.

Задача установки или контроля положения строительных конструкций и технологического оборудования относительно монтажных осей решается путём отдельного определения прямолинейности или нестворности контролируемых точек и их положения по высоте.

Под створом понимают вертикальную плоскость, которая проходит через прямую, соединяющую две опорные точки: начало – точку *A* и конец створа – точку *B* при общей его длине *L* (рис. 9.6).

Если точки 1, 2 и 3, принадлежащие монтируемым конструкциям, не находятся в створе *AB*, то их нестворность определится отрезками Δ_1 , Δ_2 и Δ_3 . Нествор-

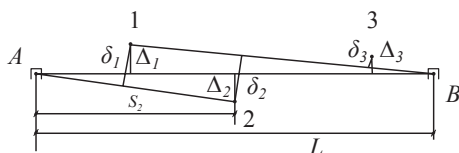


Рис. 9.6. Схема створа

ность, таким образом, это длина перпендикуляра, опущенного из контролируемой точки на вертикальную плоскость, задающую створ. Нестворность принято считать положительной, если контролируемая точка расположена справа от створа AB и отрицательной – если слева.

Если общий створ AB делят на части, то возникают так называемые частные створы $A2$ и $1B$ (рис. 9.6). Опустив перпендикуляры с контролируемых точек на эти створы, получим частные нестворности δ_1 , δ_2 и δ_3 . При этом нестворности общего створа Δ_i являются функцией измеренных частных нестворностей δ_i и расстояний s_i до контролируемых точек.

Методы и средства створных измерений широко применяются при монтаже и выверке строительных конструкций и технологического оборудования.

Известные высокоточные методы и средства створных измерений по физическим принципам, заложенным в их основу, можно разделить на четыре основных вида:

- струнные – створ задаётся осью натянутой струны;
- оптические – прямая, задающая створ, определяется визирной линией зрительных труб теодолитов, коллиматоров, автоколлиматоров и пр.;
- лучевые – прямая (створ) задаётся осью пучка световых лучей, в том числе осью лазерного пучка;
- интерференционные – прямая задаётся осью симметрии интерференционной картины и когерентным источником света.

Относительно материализованного отмеченными способами створа осуществляется вынос в натуру рабочих (монтажных) осей, также являющих собой створы, относительно которых производится установка оборудования в проектное положение методами створных измерений.

Струнный способ створных измерений. В практике инженерно-геодезических работ для выноса в натуру строительно-монтажных и технологических осей, а также для решения задач изучения осадок и деформаций инженерных сооружений в качестве базовой (или референтной) прямой широко используется ось натянутой струны. В качестве струны применяют стальные калиброванные проволоки. Стальные проволоки диаметром 0,5 – 1,0 мм применяются для створных измерений средней точности, поскольку обладают значительной стрелкой провеса и большой амплитудой колебаний. Предпочтительными являются стальные струны диаметром 0,2 – 0,4 мм, имеющие резонансные колебания большей частоты, но меньшей амплитуды.

Струна натягивается грузом P между точками A и B , рис. 9.7, определяющими начало и конец створа. Поскольку струна имеет некоторый провес f_b , то её

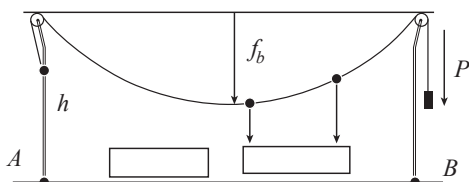


Рис. 9.7. Струнный способ построения створа

поднимают на высоту h , обеспечивая проекцию оси струны на исходные точки. Проектирование оси струны на монтажную поверхность осуществляется отвесами, что, безусловно, является сложной процедурой, требующей определённого опыта и сноровки.

Основными источниками ошибок в этом способе являются:

- колебание струны в процессе работы;
- проектирование струны при помощи отвеса на грани или точки оборудования;
- ошибки наблюдателя и пр.

При тщательной работе в закрытых помещениях и длине створа до 100 м описанным способом можно обеспечить точность монтажа порядка 2 – 3 мм. С увеличением длины створов ошибки монтажа резко возрастают.

Между тем струна как монтажная ось обладает рядом преимуществ. На неё не влияют такие источники ошибок оптических систем, такие как рефракция, колебание изображения и перемена фокусировки зрительной трубы. Натянутая струна позволяет одновременно производить работы на нескольких участках створа. Дальнейшим совершенствованием способа является замена отвеса оптической системой проектирования струны на монтажную поверхность.

Струнно-оптический способ. Для снесения оси струны на монтажный горизонт используют специальные проектирующие приборы – оптический центрировочный прибор (ОЦП), оптический проектирующий прибор (ОПП) и другие. Прибор ОПП, разработанный в МИИГАиК, конструктивно состоит из ломаной зрительной трубы, вращающейся вокруг вертикальной оси, оптического микрометра, установленного перед объективом трубы, подставки с контактной плоскостью, находящейся на продолжении оси вращения трубы, и цилиндрического уровня с ценой деления 10".

По производственным данным на длинах створов до 400 м средняя квадратическая ошибка выставления оборудования в створ при помощи струны и ОПП составляет около 0,08 – 0,1 мм.

Способ плавающей струны. В связи с прогибом струны в практике створных измерений, в частности при изучении деформаций протяжённых направляющих, получил распространение способ плавающей струны. В этом способе струна поддерживается в промежуточных точках на поплавках, плавающих в металлических ванночках, рис. 9.8. На внешней стороне ванночки укреплен литейка с миллиметровыми делениями, к которой прилежит отсчётное приспособление с точностью верньера 0,1 мм.

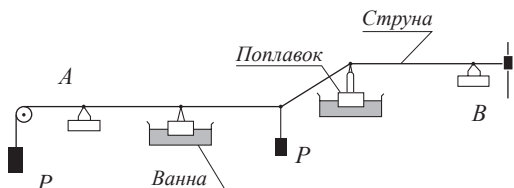


Рис. 9.8. Оборудование створа плавающей струны

Ванночки заполняются жидкостью (водой, антифризом, маслом) и устанавливаются так, чтобы струна не касалась их стенок. Натяжение струны осуществляется грузами P , а поплавки обеспечивают её выравнивание.

Опыт показывает, что при отсутствии ветра погрешность определения нестворности этим способом составляет 0,2 – 0,3 мм.

Оптические способы створных измерений. В этих способах створ задаётся линией визирования зрительных труб оптических приборов: теодолитов, алиниметров, микротелескопов и др.

Алиниметр – это оптический прибор, имеющий зрительную трубу большого увеличения и точный накладной уровень. В отличие от теодолитов алиниметры не имеют горизонтального и вертикального кругов, но снабжены высокоточным оптическим микрометром для измерения небольших отклонений от створа.

Микротелескопы – это высокоточные оптические приборы для контроля прямолинейности и соосности, имеющие телескопическую систему и микроскоп вместо окуляра.

Оптические способы створных измерений заключаются в визировании зрительными трубами на марки, последовательно устанавливаемые на промежуточных точках створа. Искомые нестворности при этом определяются способом *подвижной марки*, способом *измерения малых углов* или способом *измерения угла на контрольном пункте*.

В способе *подвижной марки* смещение створной точки определяют по неподвижной шкале путём введения визирной марки с отсчётным индексом в створ зрительной трубы оптического прибора. Для повышения точности отсчётный индекс заменяют механическим микрометром или индикатором часового типа.

В способе *малых углов* искомую нестворность Δ определяют по расстоянию от вершины малого угла до створной точки и горизонтальному углу, образованному направлениями створа и контрольной точки (рис. 9.9):

$$\Delta = S \sin \beta \approx S \frac{\beta}{\rho}$$

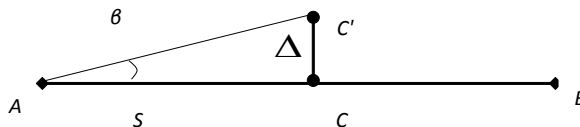


Рис. 9.9. Схема способа малых углов

Малый угол может быть измерен теодолитом или алиниомером. При измерении малого угла теодолитом с оптическим микрометром (Т2, ОТ-02 и др.) полным приёмом средняя квадратическая погрешность измерения составит $0,5''$. Пренебрегая погрешностями измерения расстояний, среднюю квадратическую погрешность определения нестворности запишем так:

$$m_{\Delta} = S \frac{m_{\beta}}{\rho}. \quad (9.60)$$

Легко подсчитать, что при длине створа 200 м и погрешности измерения угла $0,5''$ погрешность определения нестворности составит 0,5 мм.

Из выражения следует, что погрешность вычисления нестворности возрастает с увеличением расстояния до контролируемой точки. Это вынуждает на практике длинный створ разбивать на части.

Способ *измерения угла на контрольном пункте* заключается в том, что теодолит T устанавливается непосредственно на точку, нестворность которой следует определить (рис. 9.10). Измерив угол β , а также расстояния S_1 и S_2 , вычисляют нестворность Δ по формуле

$$\Delta = \frac{S_1 \cdot S_2}{(S_1 + S_2)} \cdot \frac{\varepsilon}{\rho}.$$

В этой формуле $\varepsilon = 180^\circ - \beta$, а $\rho = 206265''$. Погрешность нестворности вычисляется по формуле

$$m_{\Delta} = \frac{S_1 \cdot S_2 m_{\varepsilon}}{(S_1 + S_2) \rho}.$$

Описанный способ створных измерений, по сути, есть полигонометрический ход, проложенный по контролируемым точкам и опирающийся на задающие створ пункты.

Основные программы створных измерений. Повышение точности створных измерений оптическими методами ограничивается ошибками визирования и влияния внешних условий. С целью уменьшения этих ошибок, в частности боковой рефракции, створ разбивают на части, что приводит к уменьшению длины визирного луча. Преимущества измерений коротким визирным лучом (до 50 м) положены в основу большинства программ створных измерений. В простых программах нестворность каждой промежуточной точки определяется относительно одного створа, общего или частного, в прямом и обратном направлениях. В сложных программах нестворности одних и тех же точек определяются независимо от нескольких частных створов в ходе прямо и обратно.

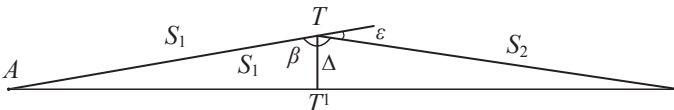


Рис. 9.10. Схема измерения угла на контрольном пункте

В геодезической практике наибольшее распространение получили такие программы створных измерений, как программы общего створа, частей створа, последовательных створов и частных створов.

Программа общего створа является наиболее простой схемой створных измерений, в которой нестворности всех наблюдаемых точек измеряются непосредственно от общего створа. Здесь возможны варианты. В одном варианте измерения выполняют последовательными наблюдениями всех контрольных точек с конечных пунктов створа. Во втором варианте наблюдения ведут с конечных пунктов, начинают с середины створа на себя.

Программа частей створа. В этой программе весь створ разбивают на несколько частей, допустим, на четыре части. Вначале определяют положение средней точки C , её нестворность относительно общего створа AB . Затем относительно новых створов AC и CB находят частные нестворности промежуточных точек 1 и 2, расположенных соответственно посередине створов AC и CB . Далее внутри каждой четверти створа $A1, 1C$ и т. д. измеряют частные нестворности остальных промежуточных точек. От измеренных частных нестворностей переходят к общим посредством вычислений.

Программа последовательных створов. Схема последовательных створов базируется на известном в геодезии положении, что точность ориентирования линии повышается при визировании на дальние опорные пункты, а линейная величина нестворности измеряется с большей точностью на коротких расстояниях. Сущность способа заключается в следующем (рис. 9.11).

Частная нестворность δ_1 точки 1 определяется относительно створа AB . Для этой точки частная и общая нестворности совпадают ($\delta_1 = A_1$). Затем прибор переносят в точку 1 и относительно частного створа $1B$ измеряют нестворность δ_2 . Общая нестворность для этой точки определится из вычислений на основе простых геометрических зависимостей в подобных треугольниках и с учётом знаков нестворностей:

$$\Delta_2 = \delta_1 \frac{S_{2B}}{S_{1B}} + \delta_2.$$

Далее прибор устанавливают в точку 2 и относительно образовавшегося частного створа $2B$ измеряют частную нестворность δ_3 и вычисляют общую нестворность для этой точки:

$$\Delta_3 = \delta_1 \frac{S_{3B}}{S_{1B}} + \delta_2 \frac{S_{3B}}{S_{2B}} + \delta_3. \tag{9.61}$$

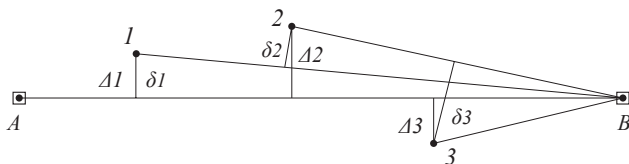


Рис. 9.11. Схема последовательных створов

Здесь через S обозначены длины последовательных створов, а индексы обозначают начало и конец створа.

Если створ AB разделён на $n + 1$ частей, то по аналогии производят вычисления всех нестворностей. Обратный ход в аналогичном ключе реализуется со второй точки створа, точки B .

В данной схеме средняя точка створа является наиболее слабой. Приняв точность измерения частных нестворностей одинаковой ($m_{\delta_1} = m_{\delta_2} = m_{\delta_3}$), можно записать формулы для расчёта средних квадратических ошибок искомых нестворностей для любой контрольной точки i [20]:

$$m_{\Delta_i}^2 = \sum_{k=1}^{k=i} \frac{(n-i+1)^2}{(n-k+1)^2}.$$

Расчёты показывают, что чем длиннее створ, тем эффективнее применять программу последовательных створов. Однако эта схема не всегда может быть реализована по разным причинам, например, из-за закрытия видимости между конечными пунктами створа. В связи с этим могут быть реализованы другие схемы и программы измерений, в частности схема частных створов и др. Более детально программы и схемы створных измерений приведены в [21, 22].

Интерференционный способ створных измерений. Способ основан на опытах Юнга для дифракции света от двух щелей. Способ применяется при высокоточных створных измерениях для установки и выверки специального оборудования.

Луч света от источника (лампы накаливания, лазера) A через коллиматор проходит через узкую щель марки M_1 и попадает на марку M_2 с двумя щелями a_1 и a_2 , рис. 9.12.

На экране L в зоне наложения световых потоков возникает система полос, образующих интерференционную картину. При наблюдении в белом свете центральная полоса картины легко определяется, так как она будет белой (максимум) или голубой (минимум). Цвет любой другой полосы изменяется от фиолетового к красному, проходя через всю гамму цветов.

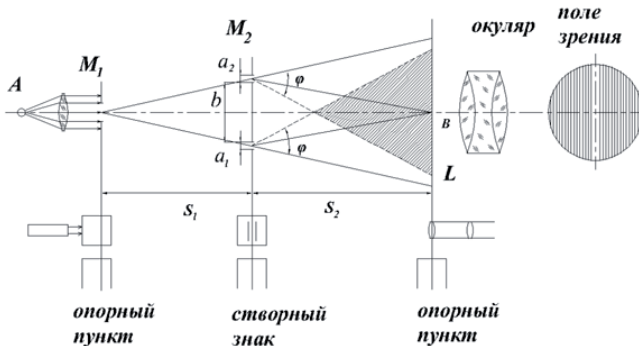


Рис. 9.12.
Схема
дифракционного
способа.

При перемещении марки M_2 перпендикулярно к оси AB происходит перемещение картины в плоскости экрана L . Именно эта особенность и положена в основу дифракционного способа створных наблюдений.

В комплект дифракционного прибора входят источник света A , однощелевая марка M_1 , двухщелевая марка M_2 , приемник света L .

В установке в качестве источника света может быть использован лазер или проекционная лампа накаливания мощностью 30 - 50 Вт с коллимирующей оптической системой.

Однощелевая марка выполняет две функции:

- Ось щели марки является линией, фиксирующей начальное положение створа.
- При использовании ламп накаливания узкая щель необходима для получения когерентного светового потока.

Двухщелевая марка необходима для получения интерференционной картины разделением светового потока на два. С помощью подвижной двухщелевой марки определяется отклонение точек от створа.

Приемник света служит для наблюдения интерференционной картины. Интерференционная картина формируется в плоскости сетки нитей приемника света и рассматривается глазом наблюдателя с помощью линзы с увеличением $2\times - 3\times$.

В дифракционном способе могут быть реализованы две методики измерений: подвижной спектральной марки и подвижного приёмника света.

В методике подвижной спектральной марки в качестве исходных точек, задающих референтную линию, используют однощелевую марку и экран с приёмником света. Двухщелевая марка устанавливается на контролируемую точку. Перемещением двухщелевой марки в горизонтальной плоскости перпендикулярно створу добиваются совмещения максимума (минимума) интерференционной картины с биссектором сетки нитей приёмника света. Перемещения замеряются индикатором часового типа.

В методике подвижного приёмника света исходными точками, задающими референтную прямую, являются однощелевая и двухщелевая марки. Выверяемые точки вводятся в створ перемещением источника света, установленного в этих точках, путём введения биссектора приёмника света в центральную интерференционную полосу.

По опытным данным средняя квадратическая ошибка установки точки в створ дифракционным способом составляет 20 – 30 мкм при длине створа 80 – 100 м. Для лазерного источника света при расстояниях до 400 м ошибки измерений не превышают 60 мкм.

Лучевые методы створных измерений. Приборы для створных измерений с применением лазеров, визуальных и фотоэлектрических регистрирующих устройств объединены общим названием – лазерные створофиксаторы.

По принципиальным схемам построения створофиксаторы могут быть разделены на следующие типы:

- Лучевые створофиксаторы, использующие в качестве опорной прямой ось коллимированного светового пучка.

- Дифракционные створофиксаторы, основанные на принципиальной схеме опыта Юнга.

Для решения задачи контроля прямолинейности технологических линий представляют интерес лазерные створофиксаторы лучевого типа – это лазерные визиры и указатели направлений и приборы со сканированием лазерного пучка.

Основной схемой построения лучевых створофиксаторов является использование лазерных источников света, отличающихся узконаправленностью, высокой когерентностью и монохроматичностью. Кроме того, луч лазера строго поляризован. Для лазеров энергия в поперечном сечении распределена достаточно симметрично относительно оси светового потока, что позволяет строить в пространстве опорные базовые линии, по отношению к которым возможно осуществлять измерения положения контролируемых точек. Регистрация положения промежуточных (контролируемых) точек может выполняться визуально при помощи простых экранов с координатной сеткой, но также могут быть использованы фотоэлектрические регистрирующие устройства.

Более подробно с вопросами построения и использования лазерных створофиксаторов с фотоэлектрической регистрацией светового потока можно ознакомиться в трудах [4, 15].

9.6. Координатный способ монтажа конструкций

Координатный способ установки конструкций в проектное положение успешно используется при монтаже куполов и перекрытий со сложной пространственной конфигурацией.

Применение способа покажем на простом примере монтажа навесных фасадных панелей сверхвысотного здания – башни «Евразия» объекта «Москва-Сити». Здание в 69 этажей имеет высоту 310 метров. Навесные фасадные конструкции выполнены в виде панелей прямоугольной формы размером около 1,7 м на 4,0 м.

На рисунке 9.13. приведена схема установки конструкций фасада в проектное положение по четырём точкам при помощи электронного тахеометра.

В точке С геодезического обоснования с координатами X_c, Y_c устанавливается прибор – электронный тахеометр. Прибор приводится в рабочее положение, т.е. центрируется и нивелируется. Далее прибор следует перевести в режим разбивочных работ в координатах. Вводятся высота прибора над точкой, координаты точки стояния и точки ориентирования.

Таким образом, прибор ориентируется. В качестве ориентирной точки принимается другая, хорошо видимая точка геодезического обоснования.

Дальнейшие действия заключаются в непосредственной установке конструкций в проектное положение. Последовательно вводятся координаты выносимой в натуру точки, отражатель (призма) устанавливается в соответствующей точке конструкции, и перемещениями самой конструкции добиваются её выставления в проектное положение.

На рис. 9.13 отдельным фрагментом показана точка в углу несущей рамы монтируемой панели, куда следует устанавливать призму. Точка находится про-

стым делением на две равные части прямой, соединяющей две вершины уголка рамной конструкции.

Из рисунка видно, что все точки, расположенные на одной вертикали от первого до последнего этажа будут иметь равные горизонтальные проекции, следовательно, и координаты X и Y будут одни и те же. Различия будут касаться только высоты.

В связи с этим обстоятельством координатный способ монтажа значительно упрощается и сводится к линейным промерам расстояний от точки стояния прибора до контрольных точек монтируемых конструкций (рис. 9.14). Горизонтальные проекции расстояний от точки стояния прибора до всех точек, расположенных на одной вертикали, должны быть равны.

Это обстоятельство позволяет реализовать контрольные измерения смонтированных панелей, иначе говоря, произвести исполнительную съёмку завершённых работ по монтажу конструкций.

Контрольные промеры заключаются в сравнении горизонтальных проекций линейных отрезков для точек одной вертикали фасада. Способ исполнительной съёмки достаточно прост, не нуждается в исходных пунктах геодезической основы и не вызывает сомнений в реализации, но с некоторыми оговорками.

Во-первых, должны быть установлены какие-либо исходные конструкции фасада по его периметру. Иначе говоря, должна быть исходная точка, относительно которой все остальные должны выставляться по одной вертикали и по одной горизонтальной проекции.

Следующее обстоятельство приводит к ограничениям в использовании метода. Речь идёт о влиянии неперпендикулярности визирной плоскости к плоскости монтируемой конструкции (угол α , рис. 9.15) на точность производства монтажных работ.

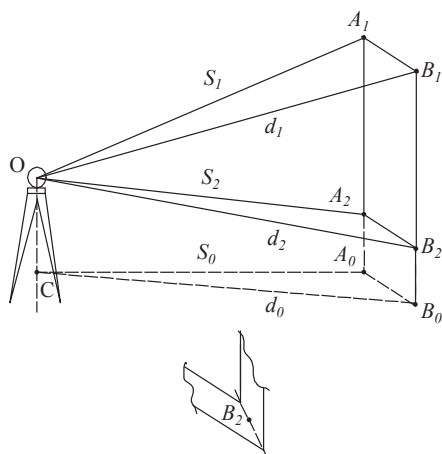


Рис. 9.13. Установка панели по четырём точкам

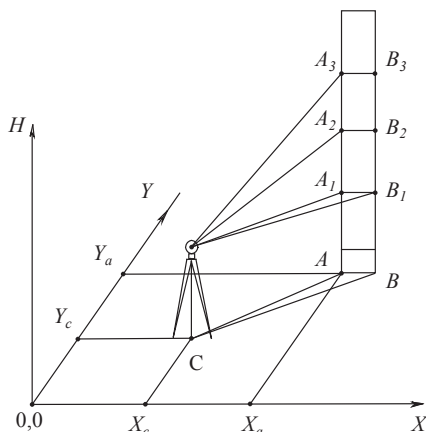


Рис. 9.14. Схема координатного способ монтажа

Визирная плоскость образуется визирной линией при вращении зрительной трубы вокруг её горизонтальной оси вращения. Если эта плоскость пересекается с плоскостью монтируемой конструкции под углом, отличным от 90° , то перемещения монтируемых конструкций в направлении, перпендикулярном плоскости фасада, не будут пропорциональны изменению расстояний от точки стояния дальномера до монтируемой точки.

Кроме этого, в вертикальной плоскости визирная линия образует угол γ с плоскостью монтируемой конструкции. Этот угол с ростом этажности сооружения будет уменьшаться. Только в случае $\alpha = 90^\circ$ и $\gamma = 90^\circ$ связь между перемещениями монтируемой конструкции и измеряемым расстоянием будет находиться в линейной зависимости. При любых других значениях углов обозначенная связь носит сложный тангенциальный характер. Расчёты показывают, что угол α может отличаться от 90° в пределах $\pm 15^\circ$, а ограничения угла γ вызваны возрастающими приборными погрешностями при увеличении угла наклона трубы. Считается, что угол γ не следует допускать меньше 45° .

Описанный координатный способ монтажа можно использовать в сочетании с другими способами и приёмами выставления конструкций.

Исходя из конструктивных особенностей крепления панелей, реализовать их установку в проектное положение по координатам четырёх точек возможно лишь для панелей первого, исходного пояса. Панели второго пояса своим нижним торцом входят в паз уже установленной панели нижнего пояса и, следовательно, их положение в своей нижней части фиксировано и обусловлено пространственным положением уже выставленной ранее конструкции.

Таким образом, кроме панелей исходного нижнего пояса все остальные практически монтируются по координатам двух верхних точек панели при фиксированном положении её нижнего контура.

Приведённые особенности монтажа панелей (за исключением панелей исходного пояса) определяют методику производства геодезических измерений, обеспечивающих выставление фасадных конструкций в проектное положение:

- Электронный тахеометр устанавливается на устойчивой поверхности в окрестностях здания так, чтобы визирная плоскость образовала с плоскостью монтируемой панели угол, близкий к 90° (угол α), а визирная ось имела бы угол наклона не более 45° (угол γ).
- Приведя прибор в рабочее положение, следует измерить расстояние до соответствующей точки панели исходного пояса, расположенной на одной вертикали с монтируемой. Например, если выставляется точка A_3 (рис. 9.14), то измерить следует расстояние до точки A_1 .

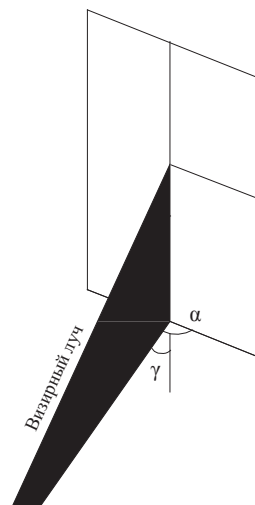


Рис. 9.15. Геометрия рабочих плоскостей

- Приняв в качестве исходного расстояние до точки A_1 , выставляют точку A_3 по этому же расстоянию.

При фиксированном положении нижней грани панели её плоскость обладает лишь одной степенью свободы, а именно вращательной вокруг этой грани. Иначе говоря, этим вращением следует добиться вертикальности монтируемой панели: вертикальность монтируемой панели с очень высокой точностью достигается электронными строительными уровнями, которые могут быть приложены к плоскости монтируемой панели, как со стороны фасада, так и с внутренней стороны здания.

Детально рассмотренные выше схемы геодезических измерений с целью обеспечения монтажа фасадных конструкций здания «Евразия» позволяют обобщить и выделить три последовательных этапа в процессе сборки и наладки панелей:

1. На первом этапе в проектное положение устанавливаются панели нижнего исходного пояса. Геодезические работы на данном этапе заключаются в разбивках плано-высотного положения кронштейнов на монтажных горизонтах и выставлении панелей по координатам её четырёх контурных точек. Разбивочные и наладочные работы производятся электронным тахеометром с пунктов внешней разбивочной сети здания. Исходными данными в этом комплексе работ являются координаты пунктов внешней разбивочной сети здания, координаты мест крепления кронштейнов и координаты контурных точек панелей.

Работы первого этапа являются наиболее ответственными и закладывают основу для дальнейших работ по выставлению фасадных конструкций в проектное положение. По завершении монтажа панелей исходного пояса, равно как панелей любого другого монтажного горизонта следует произвести исполнительную съёмку плано-высотного положения смонтированных конструкций. По результатам исполнительной съёмки и контрольных замеров производится приёмка смонтированных конструкций. *Монтаж фасадных конструкций высших горизонтов возможен лишь после приёмки и утверждения результатов монтажа панелей данного пояса.* Это положение принципиально, поскольку панели нижнего пояса связаны с панелями высших горизонтов и являются основанием и основой их монтажа. Следовательно, любая коррекция плано-высотного положения нижней панели приведёт к лавинообразному рассогласованию вышерасположенных конструкций.

2. На втором этапе выполняется установка в проектное положение панелей второго пояса и далее последовательно высших монтажных горизонтов. Монтаж каждого следующего пояса производится после приёмки и утверждения результатов монтажа нижнего пояса фасадных конструкций. Геодезические работы на данном этапе включают в себя разбивку мест крепления кронштейнов и выверку монтируемой панели. Работы выполняются электронным тахеометром и строительным уровнем.

Места крепления кронштейнов разбиваются тахеометром с пунктов внешней разбивочной сети здания. Исходными данными разбивки являются координаты мест крепления кронштейнов и координаты пунктов внешней разбивочной сети. Работы выполняются в режиме координатной разбивки.

Установка панели в проектное положение выполняется по двум верхним контрольным точкам. Нижний торец монтируемой панели крепится в пазе панели нижнего пояса, *их равнозначное плано-высотное положение обеспечивается технологически*. Панель выставляется по расстоянию, замеренному тахеометром до соответствующей точки панели исходного пояса. Во избежание ошибок контролировать установку панели следует накладным строительным уровнем.

Описанная технологическая схема имеет ограничения. Угол, образованный визирной плоскостью зрительной трубы тахеометра и плоскостью панели, должен быть близок к $90^\circ \pm 15^\circ$. Угол наклона визирной оси не должен быть более 45° (угол γ).

Ограничения по углу γ приводят к тому, что разбивочные работы по технологии второго этапа могут проводиться приблизительно до 45° монтажного горизонта (около 200 м по высоте) при отстоянии тахеометра от здания на 200м. Дальнейшие разбивочные работы следует выполнять по нижеприведённой методике.

3. На третьем этапе разбивочные работы следует производить электронным тахеометром непосредственно с монтажного горизонта по схеме «свободной станции». Для реализации этой схемы необходимо в окрестностях возводимого здания на соседних высотных строениях иметь ряд знаков, выполненных из светоотражательной плёнки – это уже известные нам марки-катафоты. Марки крепятся на соседних строениях на значительной высоте так, чтобы они были видны с монтажных горизонтов возводимого здания. Координаты центров марок определяются с пунктов внешней разбивочной сети полярным способом, боковыми или прямыми засечками.

Для выполнения разбивочных работ на данном монтажном горизонте электронный тахеометр устанавливается на перекрытии данного горизонта в удобном месте, и способом обратной засечки определяются координаты точки стояния. Далее тахеометр переводится в режим разбивочных работ, и по координатам выносимых в натуру точек производят их разбивку. Панели выставляются по координатам её двух верхних точек так же, как и при разбивке с земли, но эти точки берутся с внутренней стороны здания.

Выполним оценку точности описанного способа монтажа конструкций. Из рисунка 9.14, принимая во внимание последовательность технологических операций по выставлению фасадных конструкций в проектное положение, можно в первом приближении наметить возможные источники ошибок, сопутствующих этим операциям.

1. Основой координатного способа является внешняя разбивочная сеть здания, которая, безусловно, не может не иметь собственных погрешностей построения. В соответствии с СНиП 3.01.03-84 и СП 126.13330.2012, внешняя разбивочная сеть строительной площадки рассматриваемого комплекса должна была быть построена с точностью линейных элементов сети 1:25000 и угловых построений со средней квадратической ошибкой 3". Хотя для установления реальной точности внешней разбивочной сети необходимы специальные контрольные измерения.

Возьмём приведённые значения ошибок в качестве отправных при обозначении так называемых ошибок исходных данных, которые проявятся в координатах

натах точки стояния и координатах точки ориентирования. Иначе говоря, речь идёт об ошибке взаимного положения двух исходных пунктов геодезической разбивочной основы, которая определится величиной абсолютной ошибки в расстоянии между пунктами и ошибкой дирекционного угла образованного ими направления. Таким образом, для расстояния между пунктами в 100 м будем иметь

$$m_S = 4 \text{ мм}, \frac{m_B}{\rho} S = 1,5 \text{ мм}.$$

Суммарное влияние ошибок исходных данных составит 4,3 мм.

2. Центрирование прибора при помощи оптических центрировочных приспособлений приведёт к ошибке центрирования m_{μ} , которая оценивается величиной 0,5 мм.

3. Процесс выставления конструкции при помощи электронного тахеометра сводится к измерению координат центра призмы тахеометром и вычислению разности координат проектной точки и действительной точки установки призмы.

Координаты центра призмы вычисляются тахеометром по координатам точки стояния и результатам измерения полярного угла от ориентирного направления, а также полярного расстояния. По двум последним измеренным величинам вычисляются приращения координат. Следовательно, погрешности измерения этих величин прямо отразятся на результатах выставления конструкции.

Относительно ошибки измерения горизонтального угла следует сказать следующее. В технических характеристиках многих современных электронных тахеометров указаны средние квадратические ошибки измерения угла одним приёмом. Так, для тахеометра *SRX1* эта величина равна 1". Однако в процессе установки конструкций по координатам горизонтальные углы не измеряются, а строятся, тем более не одним приёмом (один приём измерения горизонтального угла предполагает его измерение при двух положениях трубы прибора – КЛ и КП), а полуприёмом. В условиях строительной площадки построение углов на коротких расстояниях следует оценивать ошибками, превышающими заводские показатели приборов в 3 – 5 раз. Для выполнения примерных расчётов примем среднюю квадратическую ошибку построения горизонтальных углов для расстояний в 300 м, равной $m_B = 5''$.

Горизонтальные проекции измеренных светодальномером тахеометра расстояний вычисляются по данным датчика угла наклона зрительной трубы. Угол наклона трубы может отсчитываться как от горизонта (углы наклона), так и от вертикали (зенитные расстояния). В любом случае горизонтальные проекции дальномерных расстояний D вычисляются по формуле, в которой присутствуют дальность S и угол наклона v :

$$D = S \cdot \cos v. \quad (9.62)$$

Выполнив дифференцирование этой формулы по переменным и перейдя к средним квадратическим ошибкам, получим

$$m_D^2 = m_S^2 \cos^2 v + S^2 \frac{\sin^2 v \cdot m^2 v}{\rho^2}, \quad (9.63)$$

где $\rho = 206265''$, число секунд в радиане.

Расстояние для расчётов примем равным $S = 300$ м, угол наклона ν примем равным 45° , что считается предельно возможным углом наклона, с точки зрения удобств производства измерений на высокие объекты и влияния ошибок наклона оси вращения прибора. Ошибку датчика компенсации угла наклона вертикальной оси прибора примем равной $m_\nu = \pm 5''$.

Относительно ошибки измерения расстояния тахеометром m_S следует сказать, что эта ошибка состоит из двух частей: постоянной составляющей и переменной части, зависящей от длины измеряемого расстояния. Для тахеометра *SRX1* эта ошибка равна $\pm(2 \text{ мм} + 2 \times 10^{-6} \times S)$. Для расстояний в 300 м она выразится величиной $m_S = \pm 2,6$ мм.

Подставив рассмотренные величины в (9.63), получим $m_D = \pm 5,6$ мм.

В вычислении координат центра призмы помимо горизонтальной проекции измеренного расстояния участвует полярный угол β , посредством которого вычисляется дирекционный угол направления на проектную точку.

Средняя квадратическая ошибка положения точки, вынесенной способом полярных координат, определится из известной формулы

$$m_{\text{пол}}^2 = m_D^2 + m_\beta^2 \frac{S^2}{\rho^2}.$$

Подставив рассмотренные ранее значения в эту формулу, получим $m_{\text{пол}} = \pm 9,4$ мм.

Чтобы получить полную картину результирующей ошибки монтажа фасадных конструкций координатным способом из-за ошибок геодезических построений, следует сложить квадраты всех вышеобозначенных источников ошибок, а именно $m_{\text{пол}}$, m_ν и $m_{\text{исх}}$ и результат вынести из под корня. В результате получим $m_{\text{гео}} = \pm 10,3$ мм.

Таким образом, нами получена результирующая средняя квадратическая ошибка монтажа фасадных конструкций на расстоянии 300 м из-за влияния ошибок *геодезических построений*.

В расчётах не приняты во внимание ошибки, вызванные влиянием *внешней среды* и носящие случайный характер. Это, во-первых, деформации несущих и монтируемых конструкций здания, вызванные изменениями температуры, случайным распределением розы ветров, а также остаточными деформациями зажатых конструкций механического характера.

Расчёты выполнены *для расстояний* в 300 м. Это относится как к расстояниям от монтируемых конструкций до прибора, так и к расстояниям между исходными пунктами геодезического обоснования.

Расстояния между пунктами геодезического обоснования необходимы для расчётов влияния ошибок исходных данных. Однако ошибки исходных данных могут быть сведены к минимуму или вообще могут не приниматься во внимание, если принять соответствующие меры. Так, если выполнять установку конструкций какой-либо грани фасада, выполняя измерения с одной точки и ориентируясь на одну и ту же точку геодезической сети, то ошибки исходных данных приведут к тому, что все конструкции грани будут ошибочно смещены на одну и ту

же величину (допустим, 5 мм по какому-то постоянному дирекционному углу), что не представляется существенным.

Что касается расстояний от прибора до монтируемых конструкций, то с их увеличением ошибки геодезических построений будут только увеличиваться. *Принятое в расчётах наклонное расстояние в 300 м взято из предположений, что прибор расположен на расстоянии около 200 м от здания, а монтируемая конструкция расположена на высоте около 210 м, т.е. на 45 этаже. Угол наклона трубы тахеометра в этом случае составит около 45°.*

С ростом высоты здания будет возрастать угол наклона зрительной трубы, возрастёт парусность башни, возрастут собственные колебания башни, т.е. будут усложняться условия наблюдений, и, что самое главное, возрастёт влияние приборных ошибок. Это ошибки, вызванные неперпендикулярностью оси вращения трубы к оси вращения прибора, а также ошибки из-за угла наклона вертикальной оси вращения прибора. Из-за увеличения угла наклона трубы, с увеличением этажности, возникнет необходимость увеличения расстояния от прибора до здания, что приведёт к увеличению ошибок разбивки. Принимая во внимание обстановку вокруг строящегося здания, может наступить момент, когда от координатного способа монтажа конструкций фасада проще будет отказаться.

Для *комбинированного способа* разбивки результирующая средняя квадратическая ошибка установки конструкций в проектное положение из-за ошибок геодезических построений составит $m_{\text{зео}} = 5,6$ мм для случая, когда $\alpha = 90^\circ$ и $\gamma = 90^\circ$.

Однако, как было указано ранее, расчёты выполнены для средней квадратической ошибки, доверительная вероятность которой 0,67. Для большей надёжности расчётов следует пользоваться доверительной вероятностью 0,95. Такую вероятность имеет предельная ошибка. Итак, предельная ошибка геодезических построений при монтаже фасадных конструкций *комбинированным способом* составит $\delta_{\text{зео}} = 11,2$ мм. Это и есть та величина, в пределах которой следует ожидать разброс значительной массы геодезических контрольных измерений. Поле разброса ошибки составит 22 мм.

При выставлении панелей по координатам углов несущей рамы геодезические построения с применением электронного тахеометра будут сопровождаться средними квадратическими ошибками порядка 10 мм или предельной ошибкой 20 мм.

Следует подчеркнуть, что речь идёт о случайных ошибках измерений или построений, которые подчиняются нормальному закону распределения. Грубые ошибки или промахи при этом в расчёт не принимаются, хотя их появление имеет определённую долю вероятности.

9.7. Высотная установка конструкций

При *высотной* установке и выверке конструкций и оборудования применяют, в основном, три метода нивелирования: геометрическое, микронивелирование и гидростатическое нивелирование.

Геометрическое нивелирование как наиболее оперативный способ является наиболее распространённым, обеспечивающим требуемую точность практически

для любого вида строительства. При высотной установке конструкций в настоящее время больше применяют оптические нивелиры с компенсаторами, т.е. с самоустанавливающейся линией визирования. Зрительные трубы имеют, в основном, прямое изображение. Увеличение зрительных труб высокоточных оптических нивелиров может составлять около $40\times$, для технических $20\div 30\times$.

Практически все фирмы, производящие приборы для геодезии, представлены на рынке нивелиров. Завод YOM3 производит нивелиры 4Н2КЛ, 3Н3КЛ, 3Н5Л, фирма SETL выпускает приборы DSZ3, AT-20D, AT24D, японская фирма SOKKIA торгует приборами B1, B20, B21, C300, C310, C320 и т.п. Декларируемая точность приборов, которая характеризуется средней квадратической погрешностью измерения превышения на 1 км двойного хода, может составить 0,2 мм (нивелир PL1 фирмы Sokkia). Точность технических нивелиров колеблется в пределах 2-4 мм. Для них используют шашечные раздвижные 3-5 м рейки из легких дюралевых сплавов.

Все большее распространение приобретают цифровые нивелиры. Это современные многофункциональные приборы, совмещающие функции высокоточного оптического нивелира, электронного запоминающего устройства и встроенного программного обеспечения для обработки полученных измерений. В комплект нивелира входят штрих-кодовые рейки, зарядное устройство, карта памяти и юстировочные инструменты. Прибор DINI 12 фирмы Trimble обеспечивает погрешность измерений 0,3 мм на 1 км двойного хода с инварной рейкой и 1,0 мм с шашечной. Нивелир имеет горизонтальный лимб, а внутреннее программное обеспечение позволяет с проложением хода выполнить его уравнивание, работать в режиме тахеометра и выполнять вынос в натуру проектных отметок.

Успешно используются для производства разбивочных и монтажных работ так называемые лазерные нивелиры или построители плоскостей. Их отличительной особенностью является возможность увидеть построенную рабочую поверхность. С их помощью можно задать горизонтальную, вертикальную или наклонную плоскость. Лазерные нивелиры также используются для контроля установки в проектное положение технологического оборудования, для разметки и задания направлений, монтаже стен, колонн и подвесных потолков, выравнивания полов и укладки плитки и т.п. Фирмы-изготовители таких приборов те же. Основные технические характеристики, например лазерного нивелира Trimble Spectra Precision 1242, таковы:

- диапазон работы компенсатора $11'$;
- питание осуществляется от 4 никель-кадмиевых батарей с ресурсом 40 часов;
- точность на 30 м $\pm 1,6$ мм, а на 1 км двойного хода $\pm 1,7$ мм;
- радиус работы 400 м.

На рис. 9.16 приведена схема выверки опалубки под монолитное перекрытие.

Нивелир устанавливают так, чтобы было видно по возможности больше стоек домкратов, поддерживающих опалубку. Зная высоту репера на монтажном горизонте, находят горизонт прибора, а, зная проектную высоту нижней поверхности перекрытия (т.е. верха фанеры опалубки) и толщину бруса, досок и фанеры, на-

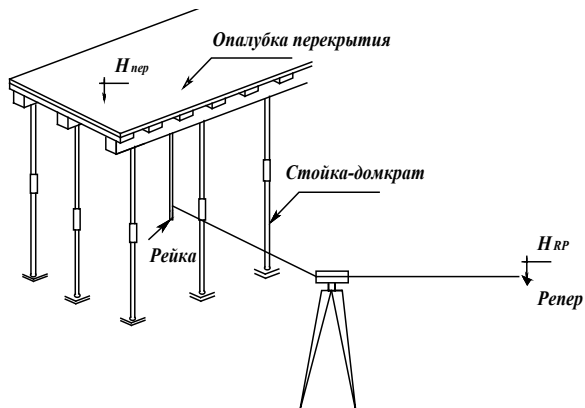


Рис. 9.16. Высотная выверка опалубки перекрытия

ходят необходимый отсчет по рейке. Приложив нивелирную рейку вертикально к балке, как это показано на рисунке, и вращая соответствующий домкрат, добиваются вычисленного отсчета по рейке.

Вместо нивелира на известную высоту может быть установлен лазерный построитель плоскости. Рабочие при этом самостоятельно смогут выполнить выверку опалубки по высоте, перенося рейку с отмеченным отсчетом от стойки к стойке.

Микронивелирование. Микронивелирование применяется для высотной выверки оборудования, строительных конструкций, направляющих и т. д., т. е. там, где решается задача определения горизонтальности поверхностей.

Микронивелир (рис. 9.17) представляет собой прибор, состоящий из жесткого основания 6, вдоль которого установлен цилиндрический уровень 1 с ценой деления 5", и имеет по краям две опоры: подвижную 2 и неподвижную 3, расстояние между которыми называется шагом или базой микронивелира.

Подвижная опора 2 жестко связана с индикатором часового типа 4, который позволяет определить превышение непосредственно в миллиметрах.

Прежде чем приступить к работе с микронивелиром, необходимо на выверяемой поверхности разметить места постановки опор микронивелира, откладывая и фиксируя расстояния, равные базе микронивелира. Фиксированные точки отмечают кружками диаметром 6-8 мм. При работе опоры микронивелира ставят в центр размеченных кружков.

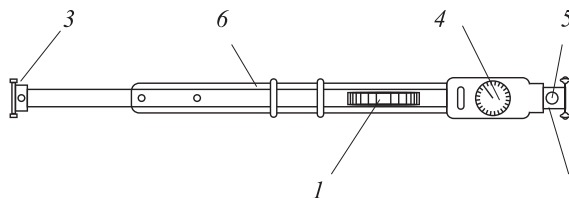


Рис. 9.17.
2 Микронивелир

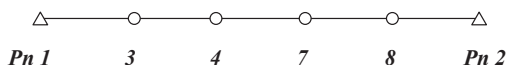


Рис. 9.18.
Нивелирный ход

Производство наблюдений начинают с установки подвижной опоры на точку 1 (рис. 9.18).

Подъемным винтом 5 приводят пузырек уровня в нуль-пункт и берут отсчет по индикатору, что будет соответствовать заднему отсчёту “3”. Затем переставляют нивелир на 180° , снова приводят пузырек уровня в нуль-пункт и берут второй отсчет по индикатору “П”.

$$h = \frac{П - 3}{2} \quad (9.64)$$

Одновременно с определением превышения на каждой станции определяют место нуля прибора.

Место нуля – это отчет по индикатору, при котором ось уровня параллельна линии, соединяющей опоры микронивелира, и его значение может быть вычислено по формуле:

$$MO = \frac{3 + П}{2}. \quad (9.65)$$

Тогда (9.64) с учетом (9.65) можно записать:

$$h = MO - 3. \quad (9.66)$$

Место нуля прибора должно быть постоянным, непостоянство MO может колебаться в пределах 0,05 мм.

Если же колебание MO превышает указанное значение, то это является свидетельством того, что прибор необходимо отъюстировать либо устранить неровности на нивелируемой поверхности.

Гидростатическое нивелирование основано на свойстве жидкости в сообщающихся сосудах перераспределяться до тех пор, пока не наступит гидростатическое равновесие. Наипростейший гидростатический нивелир представляет собой два сосуда, соединенных шлангом. Залитая в систему жидкость (например, вода) устанавливается на одном горизонтальном уровне, от которого и выполняются высотные измерения. В одну сообщающуюся систему можно объединить много датчиков гидронивелиров, а процесс измерения уровней жидкости легко поддается автоматизации. Автоматизированные системы гидростатического нивелирования особенно эффективны при мониторинге (постоянном наблюдении) за осадками и деформациями объектов или механизмов, вблизи которых находится человек не желательно, например, по причине наличия радиации.

В настоящее время гидростатическое нивелирование применяется при выверках по высоте технологического оборудования при наблюдении за осадками инженерных сооружений. Оно успешно применяется в стесненных условиях закрытых помещений, где геометрическое нивелирование применить трудно или невозможно.

Метод гидростатического нивелирования основан на системе сообщающихся сосудов. В такой системе мениск жидкости устанавливается на одной уровенной поверхности. Это дает возможность использовать ее в качестве отсчетной поверхности при определении превышений.

На практике используют переносные и стационарные гидростатические системы. Первая предназначена для производства выверок, вторая – для наблюдений за осадками инженерных сооружений.

Переносная гидростатическая система Фрайберга (рис. 9.19) состоит из двух сосудов – пьезометров 1, соединенных шлангом 2. В процессе работ пьезометры навешиваются на специальные стенные реперы и фиксируются ручкой 3 и скобой 4. Вертикальность пьезометра обеспечивается регулировочными винтами 5 и круглым уровнем 6.

Измерение превышения осуществляется с помощью винтового микрометра, вращением штурвала 7 до момента соприкосновения острия измерительного штока 8 с мениском жидкости 11. Снятие отсчетов производится в окошке 9 (целые мм) и 10 (сотые доли мм). Для выключения системы при ее переносе служит кран 12. Для исключения влияния разности давлений гидростатическая система может быть герметизирована, для этого штуцеры 13 должны быть соединены воздушным шлангом.

Порядок производства наблюдений. Гидростатический прибор не требует каких-либо предварительных проверок. Работоспособность прибора проверяется изменением высоты одного из пьезометров, при этом изменится уровень жидкости в обоих сосудах. Пьезометры подвешиваются на стенные реперы, и контролируется их вертикальность по круглому уровню 6.

Начинают наблюдения с открытия обоих кранов 12. После этого необходимо выждать 1,5-2 мин, чтобы вода в системе пришла в равновесие. Процесс измерений заключается в одновременном опускании штоков до момента контакта с мениском жидкости в обоих пьезометрах. Как уже говорилось, достигается это вращением в соответствующую сторону штурвала 7, делается это по команде одного из наблюдателей.

Шток пьезометра опускают до момента контакта с мениском жидкости, но не наоборот. При приближении острия штока к поверхности воды вращение штурвала должно быть медленным. Благодаря хорошему смачиванию металла водой момент контакта штока легко обнаруживается по резкому поднятию мениска. Это является гарантией малой величины ошибки контакта (менее 2 мкм).

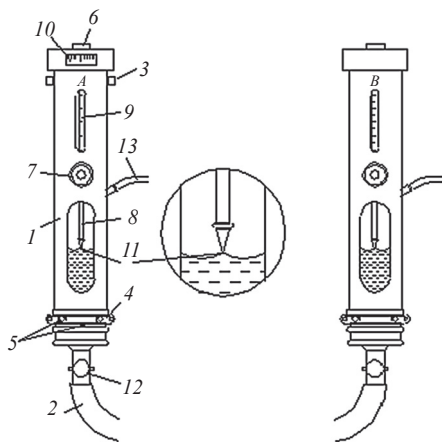


Рис. 9.19. Гидростатическая система

Расхождение в моментах контакта в одном и другом пьезометрах не должно превышать 5 с.

Выполнив контактирование, наблюдатели берут отсчеты по шкалам обоих пьезометров и записывают результаты в журнал. После этого штоки приподнимают над менисками и, вновь опуская их, производят новое контактирование. Таких контактов делается не менее трех. Если расхождения между результатами этих трех измерений оказываются в допустимых пределах, то наблюдатели закрывают краны 12 системы, откидывают скобы 4 и, освободив ручки 3, снимают пьезометры с реперов и меняют их местами. После подвешивания пьезометров открывают краны системы, контролируют правильность подвески по уровню 6 и, выждав положенные 2 минуты, процесс измерений повторяют.

Закончив наблюдения на первой паре реперов, наблюдатель снимает свой пьезометр и вешает его на следующий по ходу репер, передний наблюдатель вместе со своим пьезометром остается на месте. В такой последовательности измерения ведутся по всему намеченному ходу.

В процессе измерений необходимо аккуратно обращаться с пьезометрами, особенно при их перевешивании, следить за состоянием шланга, не допускать, чтобы он раскачивался в момент контактирования, был сильно перекручен и образовывал мелкие петли, на шланг не следует наступать, класть на батареи отопления. Желательно, чтобы превышение между мениском жидкости в пьезометрах и шлангом было минимальным. Это уменьшает влияние разницы температур в шланге на точность нивелиров.

Превышение на станции вычисляют с учетом того, что нули шкал в пьезометрах располагаются сверху, по формуле:

$$h = \Pi - 3, \quad (9.67)$$

где Π и 3 – соответственно отсчеты по переднему (по ходу) и заднему пьезометрам.

О контроле качества наблюдений судят по результатам измерений. Максимальные расхождения между тремя превышениями не должны быть более 0,07 мм. Место нуля прибора контролируется по формуле:

$$MO = d_1 - d_2 = \frac{(\Pi - 3)_{cp.1} - (\Pi - 3)_{cp.2}}{2}, \quad (9.68)$$

где d_1 и d_2 – расстояния от нулей шкал пьезометров до точек их подвеса на реперах. Колебания в значениях MO не должны превышать 0,15 мм.

При аккуратном исполнении наблюдений невязка в сумме превышений по полигону обычно не превышает $f_h \leq 0.4$ мм.

9.8. Выверка конструкций по вертикали

В строительном-монтажном производстве и при наблюдениях за деформациями сооружений и оборудования выверка вертикальности конструкций является наиболее распространенным процессом. Выверка конструкций по вертикали

производится приборами и приспособлениями, задающими вертикаль или вертикальную плоскость. Основными методами выверки являются: метод механической вертикали (струнный отвес, монтажная линейка с накладным уровнем или оптическим квадрантом, рейка-уровень, рейка-отвес), метод оптической вертикали (зенит-приборы, надир-приборы, теодолит, оптический центр), метод вертикальной референтной плоскости (коллимационной плоскости теодолита, лазерного планосканера и др.).

При выверке вертикальности струну отвеса укрепляют при помощи кронштейна в верхней части конструкции, а внизу к струне прикрепляют груз, погружаемый в демпфирующую жидкость (трансформаторное и автомобильное масло). Выверка заключается в перемещении конструкции и в совмещении её монтажной оси с проекцией струны отвеса. Измерения отклонений конструкций от вертикали осуществляется, как правило, при помощи нутромера.

Приборы вертикального проектирования. При возведении высотных зданий и сооружений повышенной этажности, а также в условиях стесненной строительной площадки перенесение осей или точек внутренней разбивочной сети (базисных фигур) на высшие монтажные горизонты производят методом вертикального проектирования. Для этих целей в перекрытиях верхних монтажных горизонтов над переносимыми точками следует заблаговременно предусмотреть сквозные отверстия размером около 200×200 мм. Перенесение осуществляется специальными приборами, которые называются приборами вертикального проектирования (ПВП). Они могут быть лазерными и оптическими (рис. 9.20).

Если прибором производится вертикальное проектирование плановой точки с нижнего горизонта на верхний, то такой прибор иногда называют зенит-прибором. При обратном проектировании прибор называется надир-прибором. Некоторые приборы совмещают в себе обе функции.

Процесс перенесения точки по вертикали на верхние монтажные горизонты при помощи зенит-прибора прост. Прибор центрируется над точкой, которую следует спроектировать, приводится в рабочее положение. На нужном монтажном горизонте над технологическим отверстием устанавливается палетка на прозрачной основе. На палетке нанесена сетка прямоугольных координат. Процесс перенесения точки заключается в определении координат центра проекции визирной оси зенит-прибора на палетке. Эту точку отмечают на палетке, и над ней уже центрируется нужный геодезический прибор – теодолит или тахеометр.



Рис. 9.20. Оптический прибор вертикального проектирования FG-L100

Таблица 9.1. Технические характеристики FG-L100

Увеличение зрительной трубы	31,5
Диаметр объектива, мм	40
Угол поля зрения, °	1,3
Диапазон работы компенсатора, '	±10
Средняя ошибка установки компенсатора, "	±0,15
Время установки компенсатора, с	< 1
Цена деления цилиндрического уровня, "	30
Предел фокусирования оптического центрира, м	0,5
Точность центрирования на высоту 1,5 м, мм	0,5
Высота прибора, мм	295
Вес прибора, кг	3,7

Для уменьшения влияния ошибок компенсатора, иначе говоря, ошибок, возникающих из-за невертикальности визирной оси, каждую из координат на палетке фиксируют дважды через 180°.

Для уменьшения влияния ошибок центрирования, вызванных несовпадением визирной оси и оси вращения прибора, проекцию визирной оси отмечают на палетке при трех положениях подставки на штативе через каждые 120°.

В табл. 9.1 приведены технические характеристики оптического прибора вертикального проектирования *FG-L100*.

Оптический прибор вертикального проектирования *FG-L100* является аналогом известного *PZL-100*, который выпускался в прошлом фирмой *Carl Zeiss Jena*. Прибор *FG-L100* предназначен для передачи планового положения точки стояния прибора в зенит (вертикально вверх) с погрешностью не более ±1 мм на 100 м высоты. Прибор имеет надежный компенсатор с воздушным демпфером.

Есть и другие приборы вертикального проектирования, например *DZJ2* – оптический прибор вертикального проектирования с лазерным маркером. Этот прибор позволяет передавать плановое положение точки в зенит с точностью 2,5 мм на 100 метров (рис. 9.21).

Лазерные приборы вертикального проектирования выпускаются многими фирмами, производящими геодезическую аппаратуру. В качестве излучателей в этих приборах используется полупроводниковый лазер, генерирующий излучение в видимой, красной (синей) об-



Рис. 9.21. Прибор вертикального проектирования *DZJ2*

ласти спектра. Центрирование прибора над точкой производится встроенными лазерными центрирами на высоте до 5 м. Устройства, обеспечивающие вертикальность луча – это компенсаторы, часто комбинированные, например, воздушно-магнитные.

Лазерные приборы вертикального проектирования пользуются достаточно большим спросом в Европе и в России. Они с успехом используются для проектирования точек вертикально вверх (вниз), при монтаже строительных конструкций, для контроля вертикальности опалубки в монолитном домостроении и в других работах.

Наиболее часто установку и выверку осей конструкций по вертикали выполняют при помощи теодолита способом наклонного визирования.

В качестве примера на рис. 9.22 приведена схема выверки колонны наклонным визированием при помощи теодолитов. При этом теодолит устанавливается на расстоянии не менее высоты конструкции над знаком, закрепляющим ось, или параллельно смещенную ей линию, которую переносят вверх наклонным визированием.

Погрешность построения вертикали наклонным визированием зависит от погрешности наклона оси вращения прибора, ошибки визирования и ошибок разметки конструкции. В приборном отношении ошибки выверки зависят от чувствительности уровня при горизонтальном круге и увеличения зрительной трубы теодолита.

Таким образом, погрешность построения вертикали теодолитом

$$m_n = \sqrt{m_u^2 + m_r^2 + m_{\Delta l}^2 + m_{\text{вн}}^2}, \quad (9.69)$$

где ошибка наклона оси вращения теодолита (ошибка горизонтирования прибора)

$$m_u = \frac{0,5}{\rho} h,$$

а ошибка визирования

$$m_v = \frac{20'' \sqrt{2} s}{v \rho};$$

$m_{\text{вн}}$ – ошибка влияния внешних условий; τ – цена деления уровня; h – высота

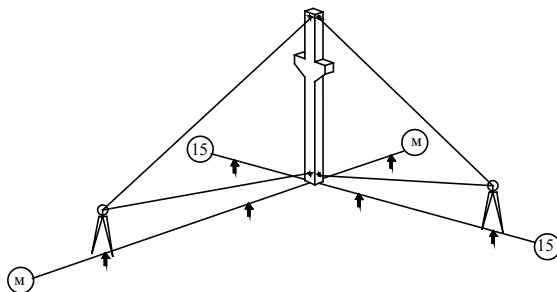


Рис. 9.22. Схема выверки вертикальности колонны

конструкции; v – увеличение зрительной трубы; s – расстояние от теодолита до верхней точки конструкции.

Если нижняя осевая точка A (рис. 9.23) и верхняя выверяемая точка O находятся на разных вертикалях, например, первая на срезе цоколя фундамента, а вторая на продольной оси конструкции, то отклонение теодолита от створа этих точек $\Delta_{ц}$ вызовет ошибку установки

точки O на величину Δ_i : $\frac{\Delta_i}{\Delta_{ц}} = \frac{l}{s}$.

В этом выражении l – проекция отрезка OA на горизонтальную плоскость. Вызвав смещения через средние квадратические ошибки получим

$$m_{\Delta_i} = m_{ц} \frac{l}{s}.$$

Если в выверяемой конструкции верхняя и нижняя осевые точки лежат на одной отвесной линии ($l = 0$), то нестворная установка теодолита не влияет на построение вертикальной плоскости. Для теодолита $T2$ ($\tau = 20''$, $v = 30^{\times}$) при $h = s = 50$ м и благоприятных условиях получим $m_{ц} = 2,5$ мм.

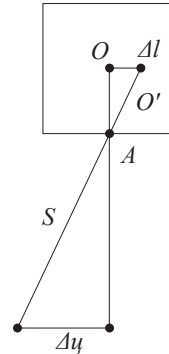


Рис. 9.23. Ошибка нестворности установки теодолита

9.9. Точность геодезических работ при монтаже конструкций и оборудования

Вопросам точности производства геодезических разбивочных, съёмочных, а также работ, связанных с построением геодезического обоснования для решения задач строительной индустрии, в прикладной геодезии уделяется самое пристальное внимание.

Требования к точности геодезических работ при монтаже строительных конструкций и технологического оборудования определяются проектными и нормативными документами (СНиП и ГОСТ) и характеризуются допусками на совмещение осей конструкций, разбивочных осей, а также допусками симметричности установки конструктивных элементов. Такие допуски по шести классам точности приведены нами в разделе 7 по ГОСТ 21779-82 «Технологические допуски».

Нормативные характеристики точности монтажа железобетонных, каменных, металлических, деревянных и других видов конструкций с описанием методов контроля и вида исполнительной документации приводятся в СНиП 3.03.01-87 «Несущие и ограждающие конструкции».

Характеристики точности при монтаже и выверке технологического оборудования определяются требованиями эксплуатации механизмов и агрегатов данного оборудования и отражаются в проектных документах и рабочих чертежах заводов-изготовителей. Для некоторых устоявшихся машин, механизмов, установок и оборудования выработаны ведомственные нормативные документы. Например, предельные отклонения для монтажа оборудования бумагоделательных

машин, газотурбинных установок и текстильного оборудования составляют 0,05 – 0,7 мм от размера элемента; смещения в плане могут ограничиваться величинами 0,25 – 1,0 мм; по высоте 0,03 – 0,05 мм на 1 м длины.

Однако на геодезические работы при монтаже значительного числа конструкций и оборудования (особенно в части отдельных измерительных операций) нормы точности, как правило, не приводятся в явном виде и могут быть получены лишь расчётным путём.

Расчёт точности заключается в определении значений результирующих параметров путём решения уравнения точности и сравнения их со значениями, установленными на основе функциональных требований. В качестве составляющих параметров рассматриваются размеры элементов, межосевые и межвысотные размеры и др. В качестве результирующих параметров рассматривают зазоры между элементами, глубину опирания элемента, несоосность элементов, невертикальность и др.

Исходными данными для расчёта точности служит уравнение зависимости между результирующими X и составляющими x_i параметрами, входящими в расчётную схему:

$$Y = C_1x_1 + C_2x_2 + \dots + C_nx_n = \sum_1^n C_ix_i, \quad (9.70)$$

где C_i – коэффициент, отражающий геометрическую зависимость результирующего параметра X от составляющих x_i ; n – число составляющих параметров.

Исходя из (9.70) среднее квадратическое отклонение результирующего параметра σ_y по статистическим характеристикам точности составляющих параметров σ_x определится по формуле

$$\sigma_y = \sqrt{\sum_{i=1}^n C_i^2 \sigma_{x_i}^2}, \quad (9.71)$$

или при выполнении расчётов по допускам составляющих параметров:

$$\Delta_y = \sqrt{\sum_{i=1}^n C_i^2 \Delta_{x_i}^2}. \quad (9.72)$$

Исходя из опыта монтажа строительных конструкций и технологического оборудования, принято считать, что, в основном, ошибка замыкающего параметра σ_y зависит от ошибок изготовления конструкций σ_n , ошибок геодезических построений и измерений σ_r , ошибок монтажных операций σ_m и ошибок, обусловленных деформационными процессами во время проведения монтажных работ. Тогда, считая все ошибки независимыми, можно написать:

$$\sigma_y = \sqrt{\sigma_n^2 + \sigma_r^2 + \sigma_m^2 + \sigma_\theta^2}. \quad (9.73)$$

В этом выражении каждый из источников ошибок состоит, в свою очередь, из ряда ошибок отдельных элементарных операций и может быть описан своим уравнением точности вида (9.73).

Из решения уравнения (9.73) находят суммарное влияние всех геодезических работ для данной расчётной схемы. При этом необходимо принять решение о соотношении величин ошибок каждого технологического процесса. Пути решения могут быть различны и зависят они от технических возможностей и экономической целесообразности. Заканчивается расчёт определением точности отдельных геодезических операций. На основе расчёта определяют методы и средства измерений.

Рассмотрим пример расчёта необходимой точности геодезических измерений для плановой установки технологического оборудования в некотором цехе.

Пусть согласно проекту необходимо установить оборудование в створе некоторой технологической оси $A-B$ (рис. 9.24) с допустимым отклонением от проектного положения 5 мм. При этом возможности измерений по створу оси $A-B$ нет.

Исходя из условий монтажа, схема геодезических измерений может быть представлена в следующем виде. Создаётся створ $A'-B'$, параллельный исходному $A-B$. На боковой поверхности каждой единицы оборудования устанавливаются по два геодезических знака 1 и 2, привязанных к технологической или геометрической оси оборудования. Установка оборудования осуществляется путём построения разбивочных элементов S и l и прямых углов β .

Для расчёта необходимой точности геодезических измерений определяют их долю из общей суммарной ошибки на отклонение от проектного положения. Для этого необходимо анализировать технологию и условия монтажа и произвести оценку каждого источника погрешностей. В данном случае есть основания полагать, что все отмеченные выше погрешности существуют и, следовательно, формула (9.73) для предельных погрешностей запишется так:

$$\delta_y = \sqrt{\delta_u^2 + \delta_c^2 + \delta_m^2 + \delta_d^2}. \quad (9.74)$$

Принимая, что $\sigma = \delta/2,5$, а также применяя принцип равных влияний всех источников ошибок, будем иметь $\sigma_r = \delta/5 = 1$ мм.

Далее, ориентируясь на принятую технологию геодезических измерений, следует выделить и оценить ошибки отдельных измерительных операций:

- построения параллельного створа – σ_1 ;
- привязки геодезических знаков к осям оборудования – σ_2 ;
- построения разбивочного расстояния S по створу – σ_3 ;
- построения прямого угла σ_4 ;
- построения разбивочного расстояния l – σ_5 .

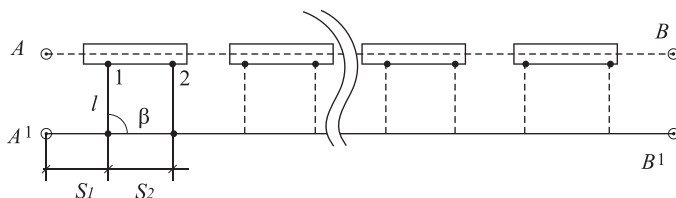


Рис. 9.24.
Схема плановой
установки
технологического
оборудования

Поэтому на основании (9.73) запишем:

$$\sigma_z = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 + \sigma_4^2 + \sigma_5^2}. \quad (9.75)$$

Дальнейшие расчёты можно выполнять, также основываясь на принципе равных влияний составляющих погрешностей, но можно и установить соотношение между ними. По принципу равных влияний $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_4 = \sigma_5 = \sigma$. Тогда

$$\sigma_z = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 + \sigma_4^2 + \sigma_5^2} = \sqrt{5\sigma^2}, \text{ откуда } \sigma = \frac{1 \text{ мм}}{\sqrt{5}} = 0,45 \text{ мм}.$$

Для определения допустимой погрешности построения угла β примем расстояние l , равным 2 м. Тогда из соотношения $\sigma/l = \sigma_\beta/\rho$ получим $\sigma_\beta = 45''$.

Из выполненных расчётов следует, что для обеспечения заданной точности установки оборудования в проектное положение необходимо разбивать параллельный створ, производить привязку геодезических знаков и строить линейные разбивочные элементы с погрешностью не хуже 0,45 мм, а прямые углы – с погрешностью 45''.

Зная это, следует подобрать соответствующие приборы и методику измерений.

9.10. Контроль геометрических параметров сооружений и исполнительные съёмки

Процесс возведения и монтажа конструкций и оборудования независимо от способа строительства и вида оборудования сопровождается контрольными геодезическими измерениями. Контрольные измерения выполняют с целью определения действительного планового и высотного положения конструкций, а также их положения относительно вертикали.

Геодезической основой при производстве контрольных измерений являются знаки внешней и внутренней разбивочных сетей здания или сооружения. Выполняя геодезический контроль планового положения элементов и конструкций сооружения, проверяют фактическое расположение поперечных осей или граней конструкций относительно разбивочных осей или линий им параллельных. При высотном контроле проверяют положение опорных плоскостей конструкций по высоте. Вертикальность конструкций контролируется относительно вертикальной плоскости.

Исходной документацией для выполнения контрольных измерений являются, с одной стороны, схемы размещения знаков геодезической разбивочной основы на строительной площадке и монтажных горизонтах, планы ориентиров и схемы привязок. С другой стороны – рабочие чертежи конструктивных элементов с их привязкой к координатным осям.

Действительное положение элементов конструкций в плане, по высоте, их вертикальность, соосность, горизонтальность, уклон, совмещение плоскостей, положение закладных элементов, отверстий и пр. определяют непосредственными измерениями расстояний между осями, установочными или монтажными рисками,

гранями монтируемых деталей, применяя эталонированные мерные приборы. Средняя квадратическая погрешность измерений m и допустимое (предельное) отклонение контролируемого параметра δ находятся в следующей зависимости:

$$m \leq 0,2\delta. \quad (9.76)$$

При этом цена наименьшего деления шкалы или отсчетного устройства средства измерений должна быть не более 0,1 от допуска контролируемого параметра [4, 13, 14].

Контроль точности производства земляных работ при рытье котлованов, устройстве корыт под полотно дорог, траншей, насыпей, при вертикальной планировке территорий осуществляется как в плане, так и по высоте. Высотный контроль производят геометрическим или тригонометрическим нивелированием, а плановый – различными способами контурной съемки. При наличии электронного тахеометра контроль производства земляных работ проще выполнить тахеометрической съемкой.

Контроль планового положения фундаментов осуществляется измерением расстояний между их осями, между осями закладных деталей и анкерными болтами. Вынеся разбивочные оси на поверхность фундамента, замеряют от них реальные размеры и габариты фундамента, находят допущенные отклонения от проекта. Геометрическим или тригонометрическим нивелированием определяют высоты характерных точек поверхности фундамента.

Плановое положение несущих элементов конструкций (колонн, стен, пилонов) в нижнем сечении определяют линейными промерами от разбивочных осей или линий им параллельных. Кроме того, измеряют отклонение плоскостей несущих конструкций от вертикали. Линейные промеры обычно выполняются рулетками, а вертикальность контролируется или 2-метровой рейкой с уровнем, или рейкой-отвесом таких же размеров. Вертикальность значительных по протяженности несущих элементов небольшой высоты (до 3 метров) удобно контролировать боковым нивелированием при помощи теодолита и шашечной рейки.

При возведении зданий и сооружений методами монолитного строительства плановое и высотное положение опалубки контролируется перед бетонированием.

В отличие от сборного строительства при возведении монолитных зданий качество строительных элементов находится в прямой зависимости как от качества инвентарной опалубки, так и от точности ее установки. Опалубка может быть установлена с некоторым плановым сдвигом, она может претерпеть эффекты кручения, может быть нарушена ее вертикальность. Более всего пространственное положение опалубки нарушается в процессе бетонирования: она не только деформируется, но может быть просто смещена по причине недостаточно жесткого крепления. В связи с этим контроль пространственного положения опалубки выполняется особенно тщательно и не выборочно, а по каждой подготовленной к бетонированию конструкции.

Лифтовые шахты в процессе строительства контролируют измерением внутренних размеров ствола и определением вертикальности его поверхностей.

Плановое положение шахты определяют промерами от разбивочных осей, размеры диагоналей контролируют стальной рулеткой, а вертикальность внутренних поверхностей шахты может быть проконтролирована при помощи отвесов, оптических центриров или лазерных приборов вертикального проектирования.

Высотное положение конструкций монтажного горизонта контролируют геометрическим нивелированием от рабочих реперов.

Завершение каждого вида строительных и монтажных работ, как сказано ранее, сопровождается производством *геодезической исполнительной съемки*.

Целью геодезической исполнительной съемки является определение фактического планового и высотного положения изготовленных или смонтированных элементов и конструкций строящегося сооружения или всего объекта в целом.

Плановая исполнительная съемка выполняется с пунктов плановой внешней или внутренней разбивочной сети сооружения, с пунктов закрепления разбивочных осей или их параллелей способами прямоугольных координат, створных и линейных засечек, бокового нивелирования или полярным способом при помощи электронного тахеометра. Высотная исполнительная съемка законченных строительных элементов выполняется геометрическим нивелированием от знаков высотного рабочего обоснования, но может также выполняться тригонометрическим нивелированием при наличии электронного тахеометра. Положение возведенных конструкций по вертикали определяется с помощью механических или электронных отвесов и реек с уровнем. При значительных высотах конструкций (более 5 м) используют теодолит.

Геодезическая исполнительная съемка уложенных подземных коммуникаций производится до засыпки траншей грунтом. При этом определяется фактическое плановое и высотное положение смотровых колодцев, точек поворота и перепада уклонов трассы. Съемку подземных коммуникаций проще выполнять электронным тахеометром в координатном режиме с пунктов разбивочной основы.

При исполнительной съемке земляных сооружений в плане определяют контуры бровки котлованов, траншей, границы планировочных оформляющих площадок. Верхняя и нижняя бровки снимаются при глубине выемок или высоте насыпей свыше 3 м. Съемке по высоте подлежат контуры котлованов, перепады отметок оснований и т.п. Пример графического оформления результатов съемки котлована приведен ранее на рис. 8.1.

Исполнительную съемку свайного поля при небольших глубинах котлованов можно выполнить электронным тахеометром с борта котлована, с пунктов внешней разбивочной сети здания. При значительных глубинах тахеометр устанавливают на дне котлована, а координаты точки стояния определяют обратной засечкой по маркам-катафотам, которые заблаговременно располагают на бортах котлована, на подпорных стенах и обделке шпунта. Съемку производят полярным способом. Отклонение свай от их проектного положения определяют с точностью до сантиметра. При однорядном расположении свай съемке подлежат все сваи. При двух- и трехрядном расположении свай съемке подлежат сваи в начале и конце ряда относительно продольных и поперечных осей, а другие относительно продольных осей. При сплошном свайном поле съемке подлежат крайние и

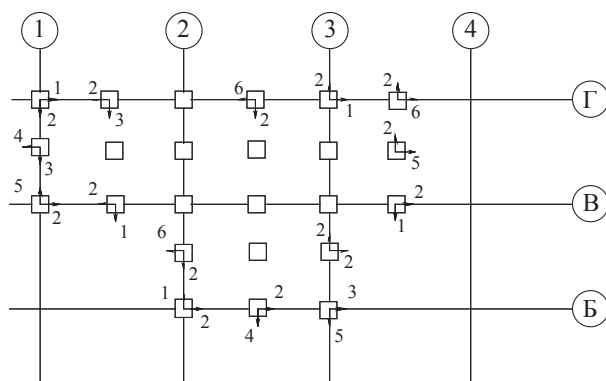


Рис. 9.25.
Исполнительная
съёмка свайного поля

угловые сваи. Крайние – относительно контура массива, а угловые – относительно продольных и поперечных осей. Фрагмент исполнительной съёмки свайного поля приведен на рис. 9.25.

Для исполнительной съёмки фундаментов сначала на их поверхность выносят разбивочные оси, а затем линейными промерами (рулеткой) определяют габариты и отклонение граней фундаментов от проекта. Поверхность фундамента нивелируется геометрическим или тригонометрическим нивелированием. Образец схемы исполнительной съёмки фундаментов был приведен ранее на рис. 8.3.

На исполнительных схемах показывают отклонения от проектных высот как верха перекрытия, так и низа на всех уровнях и монтажных горизонтах. Нивелирование проще производить геометрическим способом, устанавливая рейку на пересечениях осей (на глаз) и в середине.

При исполнительной съёмке монолитных железобетонных конструкций снимают и показывают на схемах отклонения плоскостей и линий их пересечения от вертикали или от проектного наклона конструкций подвальных этажей, стен, колонн, пилонов каждого монтажного горизонта. Съёмку выполняют на всю высоту или плоскость участка. Плановые смещения измеряют рулеткой от разбивочных осей или линий им параллельных. Отклонения от вертикали измеряются рейкой-отвесом или прикладным уровнем с длиной базой (2-2,5 м).

Фрагмент исполнительной съёмки несущих конструкций монтажного горизонта приведен на рис 9.26.

При исполнительной съёмке сборных элементов снимают и показывают на схемах отклонения относительно разбивочных осей фундаментных блоков и стаканов, осей и граней сборных элементов, опорных площадок несущих стен, колонн, а также ригелей и балок. По высоте следует определять горизонтальность опорных плоскостей колонн, навесных панелей наружных стен, панелей перекрытий.

При исполнительной съёмке лифтов измеряют отстояния бортов шахты от разбивочных осей на уровне перекрытий и сравнивают с проектными размерами. Замеряют отклонения стен шахты от вертикали по отвесам, спущенным с верхнего перекрытия. Измеряют диагонали в плане по сечениям каждого яруса.

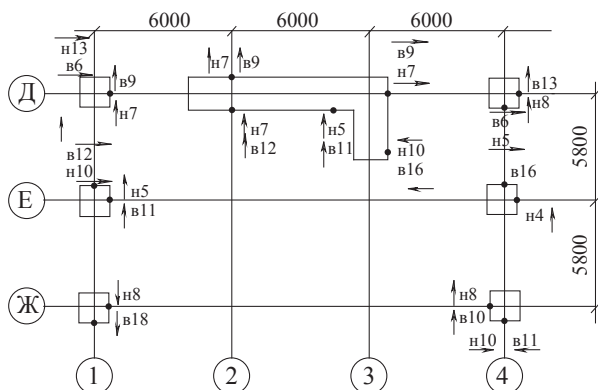


Рис. 9.26. Схема исполнительной съёмки конструкций

Для производственных зданий и сооружений исполнительной съёмке подлежат колонны и иные опоры, фермы, ригели, пролетные строения, подкрановые балки, стальные настилы, башни и башенные сооружения, трубы, бункеры, копры и т.п.

Исполнительную съёмку пространственного положения перечисленных и, в общем-то, недоступных конструкций удобно выполнять электронным тахеометром. Для этих целей естественным будет использование пунктов, осей и базисов, с которых производился монтаж, наладка конструкций и юстировка оборудования. Если в процессе наладки оборудования на его плоскостях и гранях была выполнена разметка и закреплены точки или отражающие марки-катафоты, то проще использовать эти точки и в процессе исполнительной съёмки. Если нет закрепленных марок-катафотов, то можно использовать электронный тахеометр с безотражательным режимом измерений.

Например, при исполнительной съёмке подкрановых путей (рис. 9.27) на уровне пола цеха разбивается базис параллельно несущим конструкциям путей.

Приняв первую точку базиса за начало координат, направление базиса совпадают с направлением одной из осей координат (например, с осью Y), тогда вторая точка базиса будет иметь координаты $X = 0,000$; $Y = S_b$, где S_b – длина базиса. Таких базисов может быть несколько.

Электронный тахеометр устанавливают на первую точку базиса, приводят в рабочее положение и, войдя в режим съёмки, вводят координаты точки стояния. Ориентируют тахеометр по второй точке базиса, установив отсчёт, равный $90^{\circ}00'00''$.

Последовательно наводясь на снимаемые точки, выполняют съёмку, т.е. определяют координаты этих точек. Снимаемые точки должны быть каким-либо образом отмечены. Так, если съёмка выполняется «на плёнку», то в съёмочных точках должны быть приклеены марки-катафоты (светоотражающая плёнка). Если светоотражающей плёнки нет, то в снимаемых точках устанавливается уголкового отражатель. Если электронный тахеометр обладает режимом безотражательных измерений, то снимаемые точки просто помечают краской. В зависимости от

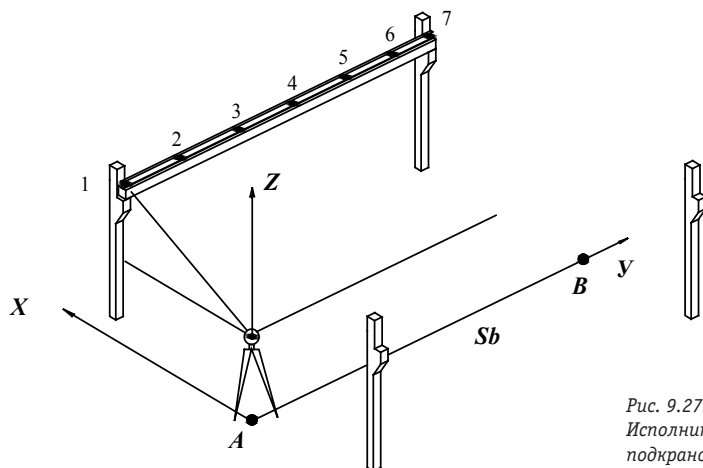


Рис. 9.27.
Исполнительная съёмка
подкрановых путей

режима работы следует устанавливать соответствующую постоянную поправку прибора.

Закончив работу на первой точке базиса, тахеометр устанавливают на вторую точку и приводят в рабочее положение. В режиме съёмочных работ вводят координаты точки стояния $X=0,000$; $Y=S_b$. Ориентируют тахеометр по первой точке базиса и устанавливают значение $270^{\circ}00'00''$. Съёмку повторяют, вторично определяя координаты снимаемых точек.

Третья координата H определяется одновременно с координатами X и Y через высоту прибора H_p . Высота прибора вычисляется по строительному реперу, на который устанавливают нивелирную рейку, а зрительную трубу тахеометра выставляют в горизонтальное положение по отсчету вертикального круга (0° или 270°). Прибавив отсчет по рейке к высоте репера, получают высоту прибора. Высота прибора используется для вычисления высот снимаемых точек.

Результаты съёмки могут явиться как свидетельством окончательного плано-высотного положения рельсовых путей, так и исходной информацией для производства рихтовки, т.е. исправления положения рельсов.

9.11. Съёмка фасадов геодезическими методами

Назначение фасадной геодезической съёмки определяется в основном конструкцией фасадов возводимого или реконструируемого здания. Если речь идет о монтаже так называемых вентилируемых фасадов строящегося здания, то целью геодезической съёмки является контроль плано-высотного положения элементов фасада (оконных и дверных проемов, балконов, карнизов, навесов, выступающих коколей, различных декоративных элементов и пр.), выявление возможных отклонений от проекта и, в случае необходимости, внесение изменений в проект монтажа фасадов.

В случае если речь идет о реконструкции существующих зданий посредством установки навесных фасадов, то необходимость съемки фасадов обусловлена разработкой проектно-сметной документации.

Важным назначением фасадных съемок является и определение отклонений от проектных плоскостей возводимых стен и реконструируемых зданий. Особенно эта задача актуальна для объектов высотного строительства.

Для решения подобных задач современные технологии прикладной геодезии предполагают широкое применение наземных лазерных сканеров. Однако следует отметить, что подавляющее большинство возводимых и реконструируемых зданий не требует столь тщательного производства исполнительных съемок фасадов. В связи с этим, руководствуясь экономическими соображениями, в ряде случаев проще и выгоднее съёмку производить методами классической геодезии при помощи электронных тахеометров.

Наиболее подходящим для этих целей прибором является электронный тахеометр с хорошими показателями работы в безотражательном режиме, например тахеометр *Nikon* серии *NPL*, оптика дальномера которого совмещена с системой фокусировки зрительной трубы. Важным требованием, предъявляемым к используемому оборудованию, является также наличие двухосевого компенсатора наклона оси вращения прибора.

Особенностью отмеченного прибора является производство измерения расстояний именно на тот объект, на который сфокусирована зрительная труба, без опасений получить ошибочный результат из-за измерения на объекты, попадающие в поле зрения (листва, ветви деревьев, строительные леса и пр.). Недостатком такого прибора является необходимость фокусировки зрительной трубы перед каждым измерением, что несколько затруднит работу при больших углах наклона трубы или измерениях вблизи здания.

Существует несколько устоявшихся способов производства фасадных съемок, различающиеся между собой форматом окончательного представления полученных данных. Наиболее простым является способ независимой *съемки отдельных фасадов здания*. Данный метод не требует создания единого планового обоснования вокруг объекта изысканий.

Способ независимой съёмки фасадов целесообразно применять при съемке небольших зданий и сооружений, достаточно простых по конфигурации и лишённых каких-либо архитектурных излишеств.

Суть данного метода сводится к следующему: съемка характерных элементов каждой отдельно взятой фасадной части выполняется в свободной системе координат с обязательной привязкой к установленной строительной системе высот.

Прибор рекомендуется устанавливать примерно посередине фасада и избегать измерений под острым углом к плоскости фасада: это может существенно снизить точность вследствие некорректной работы дальномера в безотражательном режиме. Расстояние до снимаемого объекта выбирают с учётом удобств съёмки высоких элементов фасада.

Важно определиться с ориентировкой системы координат, поскольку от этого во многом зависит объем трудовых затрат при обработке данных.

Система координат должна быть ориентирована таким образом, чтобы ось « X » была расположена горизонтально строго вдоль фасада сооружения, ось « H » – вертикально вверх вдоль фасада, а ось « Y » дополняла систему координат до левой. Такая ориентировка может быть достигнута, если перед производством съемки выполнить обратную засечку по углам снимаемой фасадной части, привнеся оному из углов координаты $(0, 0)$ а противоположному – $(b, 0)$, где b – базис, построенный на фасаде.

Чтобы построить базис на фасаде, на его углах, желательно на одном горизонте намечают две точки и, войдя в режим измерения неприступного расстояния, определяют расстояние между этими точками. Это расстояние и будет искомым базисом.

Съемку фасада выполняют с произвольной точки стояния прибора. Для определения координат точки стояния следует войти в режим обратной засечки и последовательно ввести координаты исходных пунктов $(0, 0)$ и $(b, 0)$.

При импорте полученных координат характерных точек фасада с электронного тахеометра в ПО *Credo-dat*, *Sokkia Link* или им аналогичных следует абсциссам присвоить значение «восток», отметкам – значение «север», а ординатам – «высота». Таким образом, при импорте полученных данных в редактор векторных данных мы получаем «положенный на бок» отснятый фасад здания. В случае графической обработки данных в декартовой системе координат (устанавливается по умолчанию в САПР *AutoCAD*) абсциссы не меняют своего значения, ось аппликата заменяется осью ординат. Следовательно, теоретически, координаты по оси « Y » (до преобразования) показывают отклонение фасада от вертикали и его неплоскостность и, при желании, могут не отображаться. Результатом обработки результатов измерений являются развертки фасадов здания.

При необходимости определения отклонения фасада от вертикальной или проектной плоскости рекомендуется перед выполнением ориентировки прибора разбить непосредственно на фасаде базис и выполнить обратную засечку относительно него, как это описывалось выше. При обработке результатов измерений все отклонения фасада от вертикали будут показаны именно относительно этого базиса. Это значительно облегчит дальнейшее производство наладочных работ и избавит от необходимости производства дополнительных вычислений во время обработки (пример развертки фасада возводимого монолитного каркасного здания с указанными отклонениями от вертикали приведен на рис. 9.28).

Второй метод производства фасадных съемок гораздо удобнее с точки зрения производства геодезических работ, нагляднее с точки зрения информативности, но более сложен в обработке результатов измерений.

Принципиальное отличие второго способа заключается в необходимости создания плано-высотного обоснования вокруг объекта изысканий, а съемка всех плоскостей фасадов производится в единой системе координат и высот, обработка данных выполняется в трехмерном режиме, вследствие чего отпадает необходимость выполнять преобразование координат. Обоснование создается в свободной системе координат. В качестве исходной высотной отметки, как правило, используется либо значение отметки чистого пола здания, (в случае нового стро-

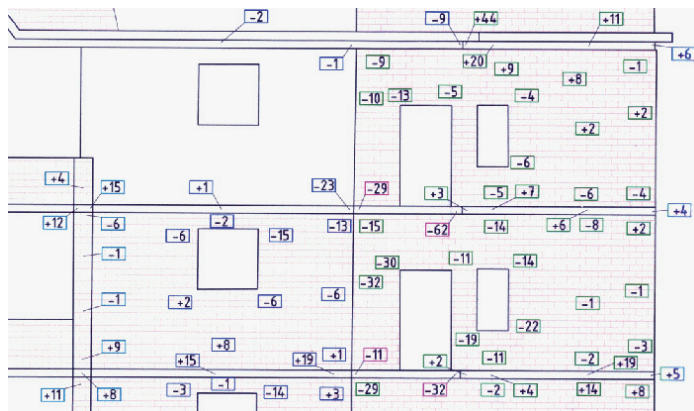


Рис. 9.28. Фрагмент развертки фасада с отклонениями от вертикали кирпичной кладки и бортов перекрытий

ительства), либо отметка низшей точки рельефа, примыкающего к зданию, если речь идет о реконструкции существующего здания. После развития планово-высотного обоснования с пунктов планово-высотного обоснования производится съемка интересующих элементов фасада. При этом съемке с каждого пункта подлежат все видимые элементы фасада независимо от их принадлежности единой или различным плоскостям фасада.

Обработка результатов подобной съемки заслуживает отдельного внимания. Основным средством обработки результатов съемки является САПР *AutoCAD*. После импорта в *AutoCAD* будет получено произвольно сориентированное облако точек, образующих грани фасадов, проемов и стен (показано на рис. 9.29). На виде сверху необходимо сориентировать эти точки таким образом, чтобы один из фасадов сооружения принадлежал оси «OX». Это упростит процесс обработки. После разворота группы точек обработку и обрисовку фасадов удобнее всего вести в изометрических видах в режиме ортогональных построений (*Ortho*), что облегчает идентификацию различных точек. В результате обрисовки всех отснятых точек получается полноценная трехмерная модель фасадов здания с нанесенными проемами и прочими необходимыми элементами.

Результат детальной обработки облака точек отдельного фасада, показанного на рис. 9.29, приводится на рис. 9.30. Время, необходимое для

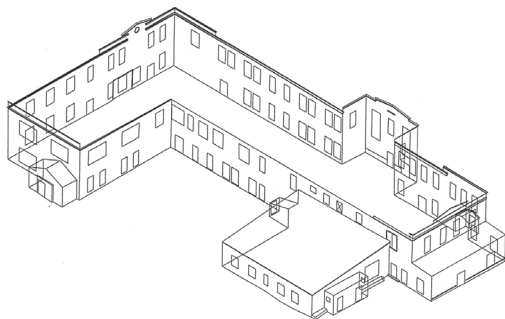


Рис. 9.29. Трехмерная модель фасадов здания после обработки

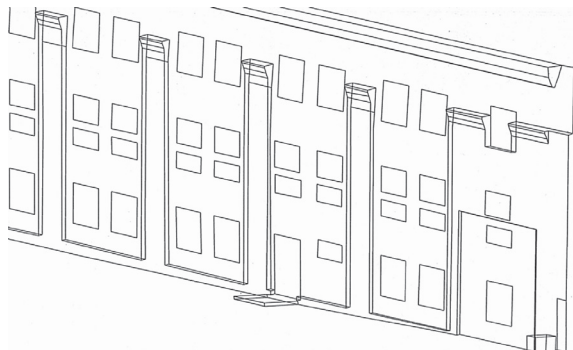


Рис. 9.30.
Трёхмерная модель
отдельного фасада

обработки съемки объемом порядка 2500 точек (такой объем работ примерно соответствует зданию школы высотой 5 этажей 50-60 гг. постройки) – 1 – 1,5 рабочих дня. При этом, если фасад здания не отягощен декоративными элементами, такая трехмерная модель по точности и информативности практически не будет уступать модели, полученной при помощи лазерного сканирования. Модель здания является весьма наглядным, подробным и информативным результатом съемки практически любого фасада и в руках проектировщика послужит незаменимым инструментом при разработке проекта монтажа фасадов.

Трёхмерная модель не всегда может полноценно показать все геометрические параметры архитектурных элементов здания. Соответственно, в связи с этим возникает необходимость преобразовать трехмерный чертеж в двухмерный. Возможности редакторов векторных данных позволяют легко производить подобные манипуляции. Процесс преобразования заключается в разделении на виде сверху трехмерной модели на отдельные составляющие ее фасадные части и развороте и выстраивании всех фасадных плоскостей в одну линию, параллельную оси «OX». Таким образом, на виде сбоку будет получена развертка фасадов, на которой возможно отобразить все необходимые данные.

10. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ НАБЛЮДЕНИЯ ЗА ДЕФОРМАЦИЯМИ СООРУЖЕНИЙ

10.1. Общие понятия о деформациях зданий и сооружений

Слово «деформация» имеет французские корни и означает искажение, изменение формы. Мы же под деформациями зданий и сооружений понимаем изменение пространственного положения точек сооружения, его частей или всего сооружения в целом. Эти изменения происходят во времени под действием внешних и внутренних сил.

Здания и сооружения на грунтовых основаниях могут смещаться в горизонтальной плоскости, что называется *сдвигом*, или смещаться по вертикали. Такие смещения, направленные вертикально вверх, называются *подъёмами*, а вниз – *осадками*. Кроме того, в результате неравномерно протекающих по периметру сооружения осадок его основные плоскости могут наклоняться. Такие наклоны называются *кренами*.

Неравномерные осадки происходят прежде всего в результате различного по силе давления частей сооружения и неодинаковой сжимаемости грунта под фундаментом, что, в свою очередь, вызывает разного рода перемещения и деформации в конструкциях сооружений.

В реальности равномерных осадок на сжимаемых грунтах практически не бывает, так как геологическое строение основания и в вертикальном, и в горизонтальном направлениях даже на относительно небольших площадях не бывает однородным.

Неравномерные осадки несут в себе больше опасности по вызываемым ими последствиям для сооружения. Так, для высотных зданий даже незначительный наклон может привести к перенапряжениям в несущих конструкциях, отказу подъёмных механизмов и др. Опасность тем больше, чем значительнее разность осадок частей сооружений и чем чувствительнее к ним его конструкции.

Общие причины осадок и деформаций связаны с особенностями инженерно-геологических, гидрологических и физико-механических свойств грунтов. К ним относятся:

- способность грунтов к упругим и пластическим деформациям под влиянием нагрузки;
- неоднородное геологическое строение основания, приводящее к неравномерному сжатию и перемещению грунтов под воздействием веса сооружения;
- пучение при замерзании водонасыщенных и оттаивание мёрзлых льдонасыщенных грунтов;
- изменение гидротермических условий, связанных с сезонными и многолетними колебаниями температуры и уровня грунтовых вод.

Частные причины осадок и деформаций связаны с погрешностями и просчётами, совершёнными в процессе изысканий, при проектировании и строительстве сооружения. К ним относятся:

- ошибочная планировка участка, плохой дренаж атмосферных и паводковых вод;
- неточности, допущенные при проведении инженерно-геологических и гидрологических изысканий;
- искусственное понижение или повышение уровня грунтовых вод при проведении строительных работ;
- увлажнение лёссовидных и оттаивание мёрзлых грунтов;
- ослабление основания подземными разработками, возведение в непосредственной близости новых крупных сооружений и др.

Таким образом, причинами изменения пространственного положения сооружений являются упругие и неупругие деформации оснований, иначе говоря, грунтов под зданиями и сооружениями. Упругие деформации проявляются в виде изменения объёма и искажения форм твёрдых частиц пород, тонких плёнок воды, замкнутых пузырьков воздуха и прочее. Неупругие деформации – это уплотнение пород из-за уменьшения пористости, их набухание или разрушение структуры.

Различают следующие деформации сооружений.

- *Осадки* – деформации, вызывающие вертикальное перемещение всего сооружения под воздействием его веса. Осадки происходят в результате уплотнения грунта под воздействием внешних нагрузок и в отдельных случаях собственного веса грунта, не сопровождающегося коренным изменением его структуры. Различают *конечную* (стабилизированную) осадку, соответствующую полному уплотнению грунта основания, и *нестабилизированную* осадку, изменяющуюся во времени и соответствующую незавершённому процессу уплотнения грунтов основания.

- *Просадки* – деформации, носящие провальный характер, происходящие в результате уплотнения и, как правило, коренного изменения структуры грунта под воздействием как внешних нагрузок и собственного веса, так и других факторов (замачивания грунта, оттаивания ледовых прослоек и т.п.).

- *Набухания и усадки* – деформации, связанные с изменением объёма некоторых грунтов при изменении их влажности и при замерзании воды и оттаивании льда.

- *Оседания* – деформации земной поверхности, вызываемые разработкой полезных ископаемых, изменением гидрогеологических условий, понижением уровня подземных вод, карстовыми процессами и т.п.

- *Провалы* – деформации земной поверхности с нарушением целостности грунтов, образующиеся вследствие обрушения толщи грунтов над карстовыми полостями или горными выработками.

- *Горизонтальные перемещения* – деформации, связанные с действием горизонтальных нагрузок на основание, характеризующиеся изменением плоских прямоугольных координат точек сооружения.

- *Крены* представляют собой наклон или поворот основных плоскостей всего сооружения в результате неравномерных осадок без нарушения его цельности и геометрических форм.

- *Кручением* здания называют сложную деформацию, представляющую собой поворот поперечных сечений сооружения вокруг продольной его оси в разных направлениях и на разные углы.
- *Трещины* представляют собой разрывы в отдельных конструкциях сооружения, и возникающие вследствие неравномерности осадок и дополнительных напряжений.

Таким образом, видно, что деформации оснований сооружений прямо или косвенно связаны с физико-механическими свойствами грунтов, которые весьма разнообразны, зависят от их водонасыщенности, температуры и т.п. На песчаных грунтах, к примеру, осадки характеризуются большими скоростями в начальный период с последующим быстрым затуханием. На глинистых же грунтах осадки могут достигать значительных величин. Показателен пример Пизанской башни, которая оседает уже 800 лет, осадки достигли 300 см, а при высоте сооружения 45,5 м крен достиг 4,5 м.

Деформации могут возникать по причине воздействия внешних нагрузок на основание сооружения, но могут проявляться также в виде просадок и смещений грунтов от собственного веса.

Результаты практических натурных наблюдений за осадками и подъёмами сооружений являются одним из основных материалов, характеризующих устойчивость основания и надёжность фундамента. Проведение доброкачественных высокоточных измерений пространственных перемещений сооружений позволяет получить достоверные сведения о таких важных параметрах, как глубина сжимаемой толщи грунтов основания и затухание осадок во времени, установить практически предел неравномерных осадок, после которых нарушается прочность и появляются опасные крены, перекосы, трещины. Наконец, результаты исследований осадки и подъёма сооружений являются хорошей основой для разработки тех или иных эмпирических способов и приёмов быстрого и надёжного прогноза осадок.

Систематические инструментальные измерения осадок и деформаций сооружений имеют большое практическое и научное значение.

Практическое значение состоит в том, что результаты измерений используются как исходный материал для характеристики устойчивости фундаментов и всего сооружения в целом, позволяют заранее намечать мероприятия по устранению причин деформаций, проводить ремонтные работы и пр.

Научное значение измерения осадок заключается в том, что они дают возможность обосновать и уточнять методы расчёта оснований и фундаментов, позволяют рассчитать величины возможных осадок, иначе говоря, предвидеть развитие деформационных процессов, установить допустимые величины осадок и принять соответствующие конструктивные решения для возводимого сооружения.

При изучении вопросов деформаций оснований зданий и сооружений следует руководствоваться соответствующей нормативно-технической литературой и документацией, как-то: ГОСТ 24846-81. ГРУНТЫ. Методы измерения деформаций оснований зданий и сооружений; СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений; Руководство по наблюдениям за деформациями оснований зданий и сооружений. М., Стройиздат, 1975. 156 с.; Руководство по определению кренов инженерных сооружений башенного типа геодезическими методами. М., Стройиздат, 1981. 56 с. и другими.

10.2. Организация наблюдений и характеристики деформаций.

Геодезические натурные наблюдения за вертикальными и горизонтальными перемещениями сооружений (мониторинг) имеют целью описать картину деформаций с количественной стороны за какой-то промежуток времени. Наблюдения проводятся с начала строительства сооружения и в первые годы его эксплуатации до достижения стабилизации деформаций. Наблюдения выполняют циклично, периодически. При этом стремятся спланировать циклы наблюдений через равные промежутки времени в кратчайшие сроки.

Первый цикл измерений *осадок* проводится сразу же после возведения фундаментов.

При измерении *сдвигов* (горизонтальных перемещений) первый цикл измерений проводится до приложения горизонтальной нагрузки к сооружению (до засыпки пазух котлована грунтом, до заполнения водохранилища и т. п.).

Сроки проведения последующих циклов измерений устанавливаются проектной организацией в зависимости от инженерно-геологических условий, величины ожидаемых деформаций, степени стабилизации и др. Количество циклов измерений за период достижения полной нагрузки сооружения на основание должно быть не менее четырёх (при 25, 50, 75 и 100% всего давления). В эксплуатационный период проводится не менее трёх циклов измерений до полного затухания деформационных процессов. Наблюдения за осадками и деформациями прекращают, если в течение трёх последних циклов измерений их величина колеблется в пределах заданной точности измерений.

Геодезические измерения горизонтальных и вертикальных перемещений осуществляются по точкам, закреплённым в теле исследуемого сооружения. Это так называемые деформационные марки. Измерения производятся относительно опорных пунктов, которые располагаются вне зоны возможных деформаций, и их положение в пространстве и во времени принимается как стабильное.

Для реализации комплекса работ по наблюдениям за горизонтальными и вертикальными перемещениями сооружений разрабатывается специальная программа наблюдений, состоящая из краткой пояснительной записки с календарным планом, сметой на производство работ и др.

Основным назначением программы наблюдений является разработка и обоснование точности, методов и схемы производства измерений. В программе приводятся рекомендации по применяемым приборам и инструментам, их поверке и календарный план производства работ.

Программой определяются конкретные цели и задачи наблюдений за осадками и деформациями на данном конкретном объекте, как-то:

- определение абсолютных и относительных величин деформаций;
- сравнение их с расчётными;
- выявление причин возникновения деформаций и оценка степени их опасности, принятие своевременных мер по борьбе с возникающими последствиями;

- получение необходимых характеристик устойчивости оснований и физико-механических свойств грунтов.

Совместная деформация основания и сооружения может характеризоваться следующими параметрами, являющимися предметом исследований и измерений:

- абсолютной осадкой S отдельного фундамента или строительного блока;
- средней осадкой S_{cp} основания здания или сооружения в целом;
- разностной осадкой ΔS точек фундамента;
- относительной неравномерностью осадок $\Delta S/l$ двух фундаментов или двух точек, т.е. отношением разности осадок двух точек к расстоянию l между ними;
- креном фундамента или сооружения i ;
- относительным прогибом или выгибом f/l – отношением стрелы прогиба фундамента к длине изгибаемого участка;
- углом закручивания сооружения v ;
- горизонтальным перемещением фундамента (сооружения) u .

Величину абсолютной осадки S вычисляют как разность высот точки в нулевом (начальном) цикле наблюдений H_0 и текущем H_i :

$$S = H_i - H_0. \quad (10.1)$$

Разностную (неравномерную) осадку фундаментов для двух точек в текущем цикле i определяют как

$$\Delta S_{1,2} = (S_2 - S_1)_i. \quad (10.2)$$

Крен или наклон фундамента вычисляют так:

$$i_{1,2} = \Delta S_{1,2} / l_{1,2}, \quad (10.3)$$

где $l_{1,2}$ – расстояние между точками 1 и 2.

Если S_1 и S_3 – осадки крайних марок по оси фундамента, S_2 – осадка средней марки, а $l_{1,3}$ – расстояние между крайними марками, то величина симметричного прогиба вдоль какой-либо оси определится из выражения

$$f = \frac{2S_2 - (S_1 + S_3)}{2l_{1,3}}, \quad (10.4)$$

а относительный прогиб вычисляют как

$$f_{om} = \frac{f}{l_{1,3}}. \quad (10.5)$$

Есть и другие характеристики деформационных процессов, с которыми можно будет ознакомиться при более детальном изучении предмета.

Необходимость организации наблюдений за осадками и перемещениями сооружения определяет, естественно, проектирующая организация, в руках которой находится вся информация о физико-механических свойствах грунтов основания, о конструктивных особенностях сооружения, фундаментов и его воздействии на основания.

Основные этапы работ по наблюдениям за осадками и смещениями сооружений можно представить следующим образом.

На первом, организационном этапе проектная организация разрабатывает техническое задание на производство наблюдений. Здесь указываются места закладки деформационных марок и предпочтительные места и конструкции знаков геодезической опорной основы. Определяется периодичность (цикличность) наблюдений и сроки производства работ. Главным вопросом для геодезической службы, реализующей комплекс работ по наблюдениям за осадками и перемещениями сооружений, является вопрос точности производства работ. Заданная точность определения геометрических параметров деформаций является исходной величиной, определяющей способы геодезических измерений, необходимые приборы, методику измерений и обработки результатов измерений.

На основании технического задания геодезическая служба, реализующая наблюдения, составляет проект производства геодезических работ.

Проект должен содержать схему размещения геодезических опорных знаков, их конструкцию; схему размещения деформационных марок, а также их конструкцию. В проекте производства работ обосновывается схема геодезических измерений. Если это высотные измерения, то приводятся схемы высотных ходов, рассчитываются погрешности слабых точек ходов. Если это плановые определения, то приводятся схемы измерений, обосновывается методика измерений и рассчитывается точность конечного результата. Здесь же приводятся способы уравнивательных вычислений, численность исполнителей, перечень приборов и оборудования, сроки производства работ и их сметная стоимость.

После утверждения проекта приступают к закладке знаков основы и осадочных марок. Знаки должны устояться. К измерениям приступают через некоторое время, обычно через два месяца.

Полевые работы – это или высокоточное геометрическое нивелирование, или прецизионные плановые определения. Отметки реперов определяют в государственной системе высот, для чего прокладывают нивелирные ходы до ближайшего репера государственной высотной основы. Координаты плановых опорных пунктов определяют в городской системе координат.

Наблюдения осадочных (деформационных) марок производят периодически, их нивелируют в соответствии с принятой схемой нивелирных ходов и календарным планом работ. Плановые определения также выполняют циклично по утверждённым схемам измерений с необходимой точностью.

Работы завершаются составлением ведомости отметок, вычерчиванием графиков осадок деформационных марок и краткой пояснительной запиской.

При измерении плановых смещений или наблюдении кренов также составляют ведомости изменения координат наблюдаемых точек, составляют графики перемещений деформационных марок и другие документы, описывающие деформационные процессы.

Наблюдения за осадками и деформациями сооружений продолжаются до полной стабилизации положения оснований сооружения. Иначе говоря, наблюдения продолжают до тех пор, пока вертикальные и горизонтальные перемещения сооружения в трёх последних циклах не будут находиться в пределах точности измерений.

Геодезические наблюдения возобновляются в случае появления деформаций или их проявления в виде трещин или других признаков, а также в случае

возникновения причин, способствующих появлению вторичных осадков. Такими причинами могут быть: возведение вблизи сооружения новых капитальных построек, производство подземных работ, ослабляющих грунты, надстройка дополнительных элементов конструкций, капитальный ремонт сооружения и др.

10.3. Необходимая точность измерений перемещений

Надлежащая точность измерений определяется в первую очередь теми задачами, которые должны быть решены в ходе изучения деформационного процесса. При необоснованном завышении точности измерений возрастает стоимость работ, усложняются приборы и методы производства наблюдений и, напротив, снижение требований к точности может привести к потере информации об изучаемом объекте и лишить результаты измерений их практической ценности.

Разумная точность производства измерений для изучения вертикальных и горизонтальных перемещений строительных объектов устанавливается исходя из принципа надёжности определения величины деформаций. Следовательно, величина ожидаемых деформаций является исходной при назначении точности измерений.

Согласно ГОСТ 21779-82, а также исходя из установившихся в геодезической практике принципов средняя квадратическая погрешность измерения геометрического параметра m и допустимое (предельное) отклонение контролируемого параметра δ должны находиться в следующей зависимости:

$$m_{\text{изм}} \leq 0,25\delta_k. \quad (10.6)$$

Поскольку предельная и средняя квадратическая погрешности при доверительной вероятности 0,95 связаны посредством коэффициента 2,5, то формулу (10.6) можно записать как $m_{\text{изм}} \leq 0,5m_k$. Другими словами, средняя квадратическая погрешность измерения геометрического параметра должна быть по крайней мере в два раза меньше средней квадратической погрешности контролируемого параметра.

Расчётные величины деформаций, установленные проектом, являются исходными для назначения точности измерений как вертикальных, так и горизонтальных перемещений в период строительства в соответствии с табл. 10.1. Для периода эксплуатации сооружения допуски ошибок измерений несколько жёстче (ГОСТ 24846-81).

Таблица 10.1. Допустимые погрешности измерения перемещений в зависимости от их величины

Расчётная величина вертикальных или горизонтальных перемещений, предусмотренная проектом, мм	Допускаемая погрешность измерения перемещений в период строительства, мм, для грунтов	
	песчаных	глинистых
До 50	1	1
Св. 50 до 100	2	1
100-250	5	2
250-500	10	5
500	15	10

Таблица 10.2. Допустимые погрешности измерения перемещений по классам точности

Класс точности измерений	Допустимая погрешность измерения перемещений, мм	
	вертикальных	горизонтальных
I	1	2
II	2	5
III	5	10
IV	10	15

На основании определённой по табл. 10.1 допустимой погрешности устанавливается класс точности измерения вертикальных и горизонтальных перемещений фундаментов зданий и сооружений в соответствии с табл. 10.2.

При отсутствии данных по расчётным величинам деформаций оснований фундаментов класс точности измерений перемещений допускается устанавливать следующим образом:

- I – для уникальных зданий и сооружений, длительное время (более 50 лет) находящихся в эксплуатации, а также для сооружений, возводимых на скальных и полускальных грунтах;
- II – для зданий и сооружений, возводимых на песчаных, глинистых и других сжимаемых грунтах;
- III – для зданий и сооружений, возводимых на насыпных, просадочных, заторфованных и других сильно сжимаемых грунтах;
- IV – для земляных сооружений.

Таким образом, для того чтобы установить класс точности измерений, необходимо знать расчётные величины перемещений или назначить класс точности исходя из характеристик грунтов оснований и возраста самого сооружения.

Например, при строительстве сооружения в окружении существующей застройки возникает необходимость в наблюдении за вертикальными перемещениями существующих зданий и сооружений. Если последние возведены на песчаных или глинистых грунтах, то можно установить II класс точности измерения перемещений. Это, в свою очередь, означает, что допустимая или средняя квадратическая ошибка измерения, скажем, вертикальных перемещений, не должна превысить 2 мм (в работе [21] допустимые погрешности в таблицах 10.1 и 10.2 принимаются за средние квадратические ошибки, стр. 357).

Комплекс работ по измерению деформаций оснований зданий и сооружений организуют в следующей последовательности:

- разработка программы измерений;
- выбор конструкции, мест расположения и установка исходных геодезических знаков плановой и высотной основы;
- осуществление высотной и плановой привязки установленных исходных геодезических знаков;
- установка деформационных марок на исследуемых зданиях и сооружениях;
- инструментальные измерения величин вертикальных и горизонтальных перемещений и кренов;
- обработка и анализ результатов наблюдений.

Методы измерений вертикальных и горизонтальных перемещений и определения крена фундамента устанавливаются специально разрабатываемой программой измерений в зависимости от конструктивной особенности сооружения и его фундаментов. В программе освещаются цели и задачи предстоящих измерений, инженерно-геологические и гидрогеологические условия района работ, устанавливается цикличность проведения работ, а также расчётные величины ожидаемых деформаций оснований.

Вертикальные перемещения (осадки) вычисляются по формуле (10.1), которую можно представить для конкретной марки k текущего цикла i в несколько ином виде:

$$S_i = \left(H_R + [h_i]_i^k \right) - \left(H_R + [h_0]_i^k \right). \quad (10.7)$$

Здесь H_R – высота исходного репера; $[h_i]_i^k$ и $[h_0]_i^k$ – сумма уравненных превышений соответственно текущего и начального циклов наблюдений по ходу от исходного репера до марки k .

Выполнив дифференцирование и перейдя к средним квадратическим ошибкам, получим:

$$m_S^2 = m_i^2 + m_0^2, \quad (10.8)$$

где m_i и m_0 – средние квадратические ошибки суммарных превышений по ходу, иначе говоря, средние квадратические ошибки высоты марки в текущем и начальном циклах измерений соответственно. Эти ошибки можно принять равными, так как измерения выполняются циклично по выбранной схеме и утверждённой программе измерений одним и тем же комплектом приборов и тем же исполнителем, т.е. $m_i = m_0 = m_H$. Следовательно,

$$m_S = m_H \sqrt{2}. \quad (10.9)$$

Естественно, точностные требования следует предъявлять к самой слабой точке (марке) нивелирного хода. Удовлетворив эти требования для слабой точки, можно быть спокойным за все остальные. Самой слабой точкой нивелирного хода является наиболее удалённая от исходных реперов, т.е. расположенная в середине замкнутого хода или хода, опирающегося на два репера. Для приведённого примера $m_S = 2$ мм, поэтому $m_H = 1,4$ мм. Таким образом, нами найдена допустимая средняя квадратическая ошибка определения высоты слабой точки нивелирного хода. При наличии конкретной схемы нивелирных ходов можно подсчитать количество установок нивелира (станций) от исходного репера до слабой точки и, таким образом, подсчитать допустимую ошибку измерения превышения на станции и, следовательно, класс нивелирования.

Если нивелирование на станциях выполняется примерно с одинаковой точностью, то при незначительном влиянии систематических ошибок можно записать:

$$m_H = m_h \sqrt{k}, \quad (10.10)$$

где m_h – средняя квадратическая ошибка измеренного превышения на станции; k – число станций от исходного репера до наблюдаемой марки. Подставив полученное значение m_H в формулу 10.9, получим:

$$m_s = m_h \sqrt{2k} . \quad (10.11)$$

Приняв для наиболее слабого места $k = n/2$, получим:

$$m_s = m_h \sqrt{n} , \quad (10.12)$$

где n – общее число станций в ходе.

Однако можно решить и обратную задачу. Зная n и m_s , можно найти допустимую ошибку измерения превышения на станции и, иначе говоря, установить класс нивелирования или же при заданных значениях m_s и m_h найти допустимое количество станций в ходе n .

10.4. Размещение и конструкция исходных и деформационных знаков

Для измерений горизонтальных или вертикальных перемещений зданий и сооружений в конструкциях последних, как сказано ранее, закрепляют геодезические знаки, так называемые *деформационные марки*. Фиксируя изменение пространственного положения деформационных марок, судят о горизонтальных или вертикальных перемещениях сооружения или его частей.

Измерения перемещений производится относительно других геодезических знаков, *знаков основы*, которые закрепляются вдали от зон возможных деформаций. Их пространственное положение контролируется и считается неизменным.

Геодезические знаки основы могут быть высотными, плановыми или совмещёнными, несущими информацию о плановых координатах и о высоте одновременно.

Исходные или опорные знаки высотной основы ещё называют *реперами*. Реперы могут быть глубинными (незащитаемыми трубчатыми, свайными и др.), фундаментальными (железобетонными, скальными, трубчатыми и др.), грунтовыми или рабочими (бетонными, трубчатыми и др.) и стенными из литья или изготовленными в мастерских.

Высотные *деформационные марки* (рис. 10.1) иногда называют *осадочными*. Их закладывают в стены и фундаменты зданий, промышленных, гидротехнических и других сооружений. Они могут иметь различную конструкцию, но должны быть жёстко связаны с конструктивными элементами сооружения, быть достаточно эстетичными и не уродовать фасады зданий и сооружений, но в то же время должны иметь антивандальную защиту. В простейшем исполнении осадочная марка представляет собой отрезок уголкового стали или арматуры около 15 см длины при закладке в каменные фундаменты. При закладке марок на стальных

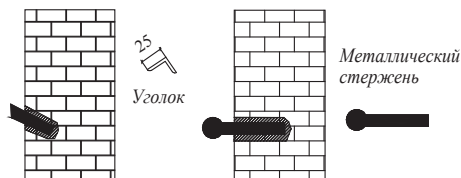


Рис. 10.1. Деформационные марки

конструкциях их длину и место крепления подбирают с учётом удобства установки нивелирной рейки.

При высокоточных наблюдениях используют более сложные конструкции марок закрытого типа с потайным (в виде втулки) креплением ответственной её части. Нивелирные рейки заменяют шкаловыми марками, имеющими такую же оцифровку, что и инварная полоса.

Для наблюдений за осадками в основаниях земляных и бетонных сооружений используют так называемые *глубинные деформационные марки*, которые могут быть трубчатыми, металлическими или железобетонными плитами-марками и др.

Для измерения осадок и просадок грунтов дневной поверхности используют *поверхностные марки*.

Марка для измерения осадок отдельных слоёв пород, залегающих непосредственно под сооружением, представляет собой штангу, верхний конец которой имеет полусферическую головку, а нижний – башмак в виде опорного диска с арматурными шипами.

Проектирование мест расположения деформационных марок и опорных геодезических знаков и их закладка являются одним из основных и ответственных этапов всего комплекса работ по измерениям вертикальных и горизонтальных перемещений исследуемых сооружений. От того, насколько рационально размещены знаки, от их оправданного количества во многом зависит качество, полнота и информативность результатов измерений. Поэтому места расположения знаков согласовываются с проектировщиками, строителями, геологами и другими специалистами генплана проектной организации.

Проект размещения марок на сооружении (рис. 10.2) составляют с учётом конструкции фундамента, нагрузки на отдельные части основания, геологических

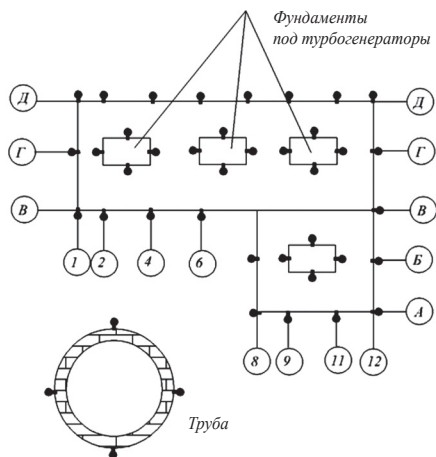


Рис. 10.2. Проект расположения деформационных марок

и гидрологических условий площадки. Деформационные марки устанавливают примерно на одной высоте в нижней части несущих конструкций через 10–15 м по всему периметру сооружения. Марки устанавливают также внутри сооружения, на углах и стыках строительных блоков, по обе стороны осадочных или температурных швов, в местах примыкания продольных и поперечных стен, на несущих колоннах, вокруг зон с большими динамическими нагрузками и т.п.

Деформационные знаки, служащие для контроля *плановых* перемещений объекта, имеют различную конструкцию в зависимости от способа измерений плановых

деформаций. Так, если измерения выполняются электронным тахеометром способом полярных координат, то в качестве деформационных знаков могут быть использованы марки из светоотражательной плёнки (катафоты). Эти марочки приклеивают в характерных точках исследуемого объекта так, чтобы их отражающая поверхность была направлена на опорный знак, где устанавливается прибор. Если плановое положение деформационного знака определяется из угловых измерений, то знак выполняется в виде обычной визирной марки. Визирные марки могут быть закреплены на объекте постоянно или центрироваться над точками в процессе измерений.

Места расположения деформационных знаков проектируют на планах и разрезах фундаментов, каждой марке присваивают номер.

Исходные или *опорные* геодезические знаки, служащие для измерений вертикальных перемещений, как отмечено ранее, подразделяются на:

- глубинные фундаментальные реперы, закладываемые в коренные, стабильные породы;
- грунтовые реперы, закладываемые ниже глубины промерзания грунта;
- стенные реперы – знаки, заложенные в стенах капитальных зданий и сооружений, осадку фундаментов которых можно считать практически завершённой.

Глубинные реперы (рис. 10.3) могут быть металлическими, биметаллическими, биструнными и другими. Основания глубинных реперов закрепляются в коренных скальных и других практически несжимаемых грунтах на глубину от 2 до нескольких десятков метров.

Основные конструктивные элементы глубинного репера – это реперная труба, реперная головка, защитная труба, колодец с люком и сальник из смолистых веществ.

Реперная труба состоит из стальных газовых или буровых труб диаметром около 90 мм. Для длительной сохранности трубу заполняют битумом или цементным раствором.

В верхний конец трубы ввинчивается или приваривается реперная головка из бронзы или нержавеющей стали.

Защитная труба предохраняет реперную трубу от возможных смещений, вызываемых сжатием или набуханием окружающего грунта. На защитную трубу надевается крышка.

Колодец предохраняет верхнюю часть репера от смещения вследствие температурных изменений, случайных повреждений или пучения грунтов от промерзания.

Сальник выполняется из стального цилиндра, заполняется тяжёлыми смазочными материала-

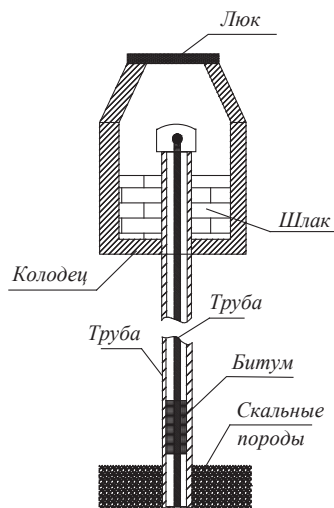


Рис. 10.3. Глубинный репер

лами или битумом и служит препятствием для проникновения ила в пространство между трубами.

Главным требованием, предъявляемым к глубинным фундаментальным реперам, является их высотная устойчивость на весь период наблюдений за деформациями.

Для производства измерений II, III и IV классов точности разрабатываются конструкции *грунтовых реперов*, которые закладываются ниже глубины сезонного промерзания грунта, а также стенные реперы, устанавливаемые на несущих конструкциях зданий и сооружений, осадки фундаментов которых практически стабилизировались.

Грунтовые реперы (рис. 10.4) устанавливаются в котлованах, скважинах или путём забивки и могут быть металлическими, железобетонными и трубчатыми.

Число исходных грунтовых реперов должно быть не менее трёх, а стенных реперов – не менее четырёх. Грунтовые реперы должны располагаться в стороне от проездов, подземных коммуникаций, вне зоны распространения давления от исследуемых сооружений, вне пределов влияния осадочных явлений оползневых склонов, подземных выработок, карстовых образований, на расстоянии, исключающем влияние вибрации от транспортных средств, машин и механизмов. Реперы рекомендуются располагать на газонах, в скверах, в местах, где отсутствуют подземные коммуникации. Якоря реперов закладываются на 1 м ниже уровня промерзания грунтов.

При закладке в стенах и фундаментах зданий **стенных реперов** (рис. 10.5) необходимо руководствоваться следующим:

- здания должны быть капитальными, построены за несколько лет до закладки знаков в местах, не подверженных оползневым явлениям и пучению;
- при осмотре зданий необходимо убедиться в отсутствии видимых деформаций стен;
- не допускается производить закладку стенных реперов в сооружениях, предназначенных к сносу или капитальному ремонту, расположенных среди железнодорожных путей или содержащих работающие станки и механизмы.

Закладка реперов возможна в любое время года, а использование допускается не ранее 10 дней после окончания работ по их устройству.

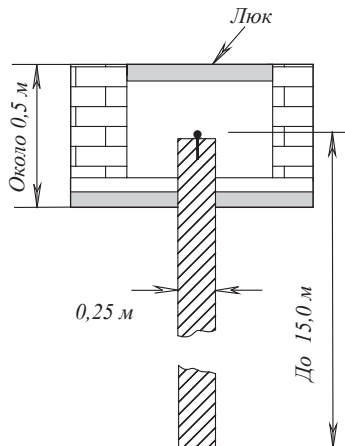


Рис. 10.4. Грунтовый репер

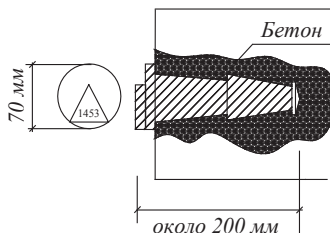


Рис. 10.5. Стенной репер

В целом относительно опорных высотных знаков следует сказать, что их конструкция определяется проектной организацией исходя из поставленных задач, условий района работ, свойств грунтов и их гидрогеологического режима. Перечисленные параметры весьма разнообразны, также многообразны и конструкции опорных знаков, что отражено в нормативных актах и технической литературе [6, 12, 21, 26].

Надёжность результатов наблюдений за осадками в значительной степени зависит от стабильности высотного положения исходных реперов. Для контроля исходную высотную основу создают из нескольких реперов (не менее трёх), расположенных кустом или равномерно по всей площади объекта. Наблюдения за взаимным положением нескольких реперов позволяют судить о степени устойчивости каждого и наиболее устойчивый выбрать в качестве исходного.

Анализ устойчивости реперов и выбор исходного должны производиться в каждом цикле наблюдений, но с привлечением результатов предыдущих циклов для большей представительности статистического материала.

Все известные способы оценки устойчивости реперов условно можно разделить на две группы. В основе первой группы лежит принцип неизменной отметки одного из наиболее устойчивых реперов, в основе второй – принцип неизменной средней отметки всех реперов сети или группы наиболее устойчивых.

Идея анализа устойчивости, присущая способам первой группы, заключается в том, что в текущем цикле наблюдений каждый из реперов сети последовательно принимается за исходный, и относительно него вычисляются вертикальные смещения других реперов. Репер, для которого сумма смещений или среднее смещение минимально, принимается за неподвижный. При наличии многочисленных наблюдений используются статистические методы анализа.

Для способов второй группы характерна оценка устойчивости по изменению высотного положения реперов относительно средней отметки, вычисленной в текущем цикле по отметкам n реперов исходной основы:

$$H_{cp} = \left(\sum_1^n H_i \right) / n . \quad (10.13)$$

В этом случае задача сводится к выявлению изменения высотного положения неустойчивых реперов относительно средней отметки. При этом смещение относительно средней отметки можно считать значимым, если выполняется условие:

$$|S_{cp}| > t\mu\sqrt{Q_s}, \quad (10.14)$$

где – S_{cp} среднее значение смещения репера; t – нормированный множитель, принимаемый равным 2, 2,5 или 3; μ – средняя квадратическая ошибка единицы веса; Q_s – обратный вес величины S_{cp} . Несколько подробнее вопросы оценки устойчивости реперов рассмотрены в разделе 10.7.

Плановые знаки, используемые для определения горизонтальных смещений и сдвигов сооружений так же, как и высотные подразделяются на:

- *деформационные*, или контрольные, закладываемые на исследуемом соору-

жении (в тело плотины, здания и т.п.) или в толщу оползневого участка земли, что позволяет по его пространственным перемещениям судить о смещениях всего исследуемого объекта;

- *опорные*, или наблюдательные столбы, закладываемые вблизи исследуемого объекта, с которых непосредственно производятся измерения смещений деформационных знаков;

- *исходные*, закладываемые за пределами зоны возможных деформаций, служащие для определения смещений опорных и, по необходимости, деформационных знаков.

Опорные знаки устанавливаются в стороне от сооружения в скальных или коренных породах и служат для контрольных измерений стабильности положения наблюдательных столбов и деформационных знаков.

Опорные знаки и наблюдательные столбы могут быть выполнены в виде металлических труб, заглублённых ниже уровня промерзания грунтов (рис. 10.6).

В большинстве случаев знаки предназначены для высокоточных измерений, поэтому в их конструкциях предусмотрены устройства для принудительного механического центрирования марки, тахеометра или теодолита.

При наблюдениях с таких знаков прибор (теодолит, тахеометр) устанавливается на центрировочное устройство знака. Наиболее точное центрировочное устройство представляет собой плиту с калиброванной втулкой. В этом случае измерительный прибор (теодолит, электронный тахеометр, сканер или створный прибор) в своём основании на подставке должен иметь калиброванный шар для посадки во втулку. Принятый по умолчанию диаметр втулки и шара – 1 дюйм.

В оживлённых местах в качестве опорных плановых знаков используют скрытые трубчатые знаки, закладываемые способом бурения в стороне от транспортных магистралей в удобном отдалении от наблюдаемого объекта, на тротуарах или в скверах (рис. 10.7).

Если сеть знаков плановой основы создаётся с целью наблюдений за креном сооружения, то

Центрирующее устройство

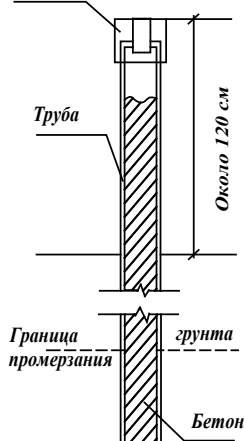


Рис. 10.6. Опорный плановый знак

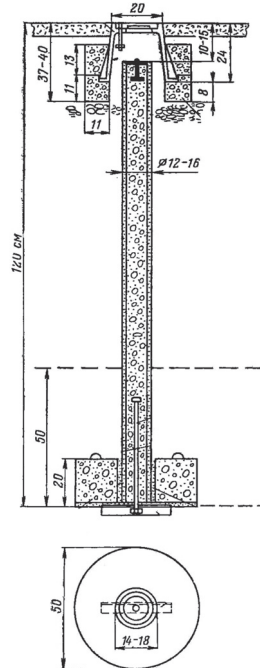


Рис. 10.7. Скрытый опорный знак

знаки располагают в местах, обеспечивающих стабильность их положения и максимальную сохранность на удалении порядка двух-трёх высот от сооружения. Технические требования к построению опорной геодезической сети должны соответствовать положениям СП 11-104 97. Точность определения планового положения опорных пунктов должна быть выше требуемой точности определения крена, или планового смещения, по крайней мере, в 1,5-2 раза.

После установки знаков плановой и высотной основы на них передаются координаты и высоты от ближайших пунктов государственной геодезической сети.

10.5. Методы и схемы измерений вертикальных перемещений

Вертикальные перемещения оснований фундаментов измеряют одним из следующих методов или их комбинацией: геометрическим, тригонометрическим или гидростатическим нивелированием и методами фотограмметрии. С появлением лазерных сканеров появилась возможность измерять горизонтальные и вертикальные смещения сооружений наземным лазерным сканированием.

Геометрическое нивелирование, как известно, есть процесс измерения превышений, который выполняется горизонтальным визирным лучом по вертикально установленным в нивелируемых точках рейкам.

Тригонометрическое нивелирование состоит в определении превышений одной точки над другой путём измерения угла наклона визирного луча и расстояния до точек визирования.

Гидростатическое нивелирование заключается в определении превышения одной точки над другой по уровню жидкости в сообщающихся сосудах, установленных в нивелируемых точках.

Фотограмметрический способ заключается в периодическом фотографировании сооружения в целом или его отдельных частей и сравнении координат наблюдаемых точек по их фотоизображениям.

Методы измерения вертикальных перемещений принимаются в зависимости от назначенного класса точности измерений. Так, методы геометрического и гидростатического нивелирования применяются для всех классов точности измерений (классы I – IV), но методы тригонометрического нивелирования и фотограмметрии – только для II – IV классов точности измерений. Здесь заметим, что классы точности измерений вертикальных перемещений не соответствуют программам I или II класса государственного нивелирования ни по методике производства наблюдений, ни по точности результатов. Кроме того, внедрение в практику инженерно-геодезических работ новых высокоточных цифровых нивелиров и штрих-кодовых реек привело к переосмыслению как устоявшихся методик измерений, так и понятий точности измерений. Поскольку в настоящий момент нет устоявшихся и отражённых в нормативных актах методик производства измерений цифровыми нивелирами, а также нет реальной оценки точности результатов, ниже приводятся существующие требования к приборам и методам производства работ оптико-механическими приборами с цилиндрическими уровнями, а также компенсаторами.

Метод геометрического нивелирования применяется в качестве основного метода измерения вертикальных перемещений. Приведём некоторые технические характеристики геометрического нивелирования при измерениях вертикальных перемещений I и II классов точности оптико-механическими нивелирами:

- для измерений вертикальных перемещений I и II классов точности должны применяться нивелир *H-05* или ему равноточные;
- рейки применяются односторонние, штриховые с инварной полосой и двумя шкалами, типа *PH-05*;
- длина визирного луча – не более 25 и 40 м соответственно;
- неравенство плеч на станции – не более 0,2 и 0,4 м;
- накопление неравенств плеч в замкнутом ходе – не более 1,0 и 2,0 м соответственно;
- допускаемая невязка в замкнутом ходе для рассматриваемых классов нивелирования может быть подсчитана по формулам: $\pm 3\sqrt{L}$ (мм); $\pm 5\sqrt{L}$ (мм), где L – длина хода в км.

Нивелирование I класса точности выполняют способом совмещений двойным горизонтом, замкнутым ходом или в прямом и обратном направлении.

При высокоточном нивелировании для I класса точности измерений ошибки превышений на станции в среднем составляют около 0,1 мм, а предельные невязки ходов не превосходят величины

$$f_{h_i} = 0,3\sqrt{n} \text{ (мм)}, \quad (10.15)$$

где n – число станций в ходе.

Для II класса точности измерения перемещений геометрическим нивелированием выполняют способом совмещений одним горизонтом, замкнутым ходом в прямом и обратном направлениях. При выборе приборов следует отдавать предпочтение нивелирам с самоустанавливающейся линией визирования, позволяющим производить измерения по штриховым нивелирным рейкам, либо цифровым нивелирам соответствующей точности.

На строительных площадках крупных промышленных сооружений, гидроузлах и др. для измерений деформаций сооружений схемы ходов составляют таким образом, чтобы высотная основа по фундаментальным реперам образовалась из ходов нивелирования высшего класса. Ходы нивелирования низших классов прокладывают в виде одиночных ходов или замкнутых полигонов, опирающихся на построения высших классов.

Предельная невязка в замкнутых ходах II класса может быть подсчитана по формуле

$$f_{h_{II}} = 1,0\sqrt{n} \text{ (мм)}, \quad (10.16)$$

где n – число станций в ходе.

На земляных и каменно-набросных плотинах, при наблюдениях за просадками грунтов над туннелями и горными выработками, а также на сооружениях, возводимых на сильно сжимаемых грунтах, измерения вертикальных перемещений могут выполняться геометрическим нивелированием III класса точными

нивелирами при двух горизонтах в одном направлении. Рейки применяют двусторонние, шашечные с сантиметровыми делениями. Неравенство плеч контролируют, не допуская его более 2 м; накопление в ходе – не более 5 м.

Предельная невязка хода вычисляется по формуле

$$f_{h_n} = 2,0\sqrt{n} \text{ (мм)}, \quad (10.17)$$

где n – число станций в ходе.

Метод тригонометрического нивелирования применяется при измерениях вертикальных перемещений объектов в условиях резких перепадов высот (на горных плотинах, глубоких котлованах, больших насыпях, на косогорах и т.п.). Измерения выполняются короткими визирными лучами (до 100 м) высокоточными электронными тахеометрами.

Предпочтения отдаются схемам измерений, когда на исследуемом объекте закрепляются марки-катафоты, а прибор устанавливается на столбах-штативах, заложенных в стабильные грунты. Если измерения выполняют по отражателям, то их выставляют по уровню и закрепляют; высоту прибора измеряют и фиксируют на отражателях с точностью 1 мм. Измерения выполняют по односторонней схеме.

Вертикальные смещения наблюдаемых точек вычисляют как разность их превышений (высот точек) в соответствующих циклах.

Исследования показывают, что в благоприятных условиях на расстояниях до 100 м, используя специальные схемы и методики измерений, превышения между деформационной маркой и стационарным пунктом можно измерить с погрешностью не хуже 0,5 мм.

Для простого хода тригонометрического нивелирования по отражателям точность несколько хуже. Нетрудно подсчитать (см. раздел 6.7), что при надлежащем соблюдении условий измерений тригонометрическое нивелирование короткими лучами с использованием электронных тахеометров обеспечивает точность измерений на уровне IV класса. Одной из причин, влияющих на точность тригонометрического нивелирования, является вертикальная рефракция, которая может значительно искажать истинные значения зенитных расстояний. Для уменьшения влияния вертикальной рефракции измерения выполняют в разное время суток циклами и находят среднее.

Гидростатическое нивелирование (переносным шланговым прибором или стационарной гидростатической системой) применяется для измерения относительных вертикальных перемещений большого числа точек, труднодоступных для измерений другими методами, при отсутствии прямой видимости между измеряемыми точками или в случаях, когда в местах производства измерительных работ пребывание человека невозможно или нежелательно по условиям техники безопасности.

В разделе 9 описана переносная система гидростатического нивелирования, состоящая из двух сообщающихся сосудов, заполненных жидкостью. Измерения таким прибором производят по деформационным маркам, заложенным в тело наблюдаемого объекта. Как минимум два наблюдателя последовательно переносят систему из двух сосудов с трубопроводом от марки к марке и, закрепив прибор, производят измерения установившегося уровня жидкости.

Однако наиболее эффективной является стационарная система гидростатического нивелирования, в которой измерения уровня жидкости в сосудах автоматизированы. Такая система состоит из множества датчиков (сосудов), закреплённых на исследуемом сооружении, соединённых между собой трубопроводом. Кроме того каждый датчик (пьезометр) соединяется с пультом управления электрической цепью. Уровень жидкости в сосудах измеряется различными известными способами (электромеханическим, электрооптическим и т. п.), а результат измерения по электрической цепи передаётся на пульт управления. Таким образом, оператор, опросив все датчики в разных циклах измерений и, сравнив уровни между собой, может судить о вертикальных перемещениях точек сооружения. Основные ошибки гидростатического нивелирования возникают из-за локального изменения температуры жидкости в трубопроводах.

Диапазон вертикальных перемещений датчиков таких стационарных систем невелик: 5 – 10 мм, однако точность способа достаточно высокая, около 30 мкм.

Способ *микронивелирования* применяют при наблюдении за взаимным высотным положением близко расположенных точек (порядка 1 м). Задачи такого рода возникают при изучении осадок и наклонов отдельных конструкций: балок, ферм, фундаментов, технологического оборудования.

Измерения выполняются при помощи микронивелира, описание и способ работы с которым нами приведены ранее в разделе 9. Отметим, что приборная точность микронивелира характеризуется средней квадратической ошибкой 0,01 мм.

Фотограмметрические и стереофотограмметрические способы предусматривают применение фототеодолита или цифровой фотокамеры для получения фотографического (цифрового) изображения изучаемого объекта. Определение этими способами пространственных перемещений объектов вообще и вертикальных перемещений в частности заключается в измерении разности координат (высот) точек сооружения, найденных по фотоснимкам в нулевом цикле и в текущем цикле. На этом же принципе построен способ измерения перемещений *лазерным сканированием*.

Фотограмметрический способ применяется, когда деформации определяются в плоскости фотоснимка, а при стереофотограмметрическом способе деформации определяют по любому направлению. В первом случае фотографирование производят с одной точки при неизменном положении фотокамеры в циклах. При этом плоскость прикладной рамки стремятся установить параллельно основной плоскости сооружения. Для вычисления деформаций кроме координат или параллаксов на снимках необходимо знать отстояние фотокамеры от объекта и фокусное расстояние объектива.

Во втором случае фотографирование объекта в каждом цикле наблюдений производят с двух точек базиса известной длины, в результате чего получают стереопары. Для получения деформаций измеряют по снимкам координаты точек и горизонтальные параллаксы.

В обоих способах обработку снимков производят на стереокомпараторе. Тщательно выполненные полевые и камеральные измерения и должный учёт элементов ориентирования позволяют определять перемещения точек исследуемого объекта описанными способами со средней квадратической ошибкой менее 1,0 мм.

При наблюдениях за осадками крупных и ответственных инженерных сооружений, отличающихся повышенными требованиями к точности производства этих работ, разрабатывается специальная методика геодезических измерений, а в некоторых случаях и специальные приборы. Исходными данными для разработки методики измерений служат заранее установленные величины ошибок определения осадок наблюдаемых точек относительно исходных геодезических знаков.

В качестве геодезической основы при наблюдениях за вертикальными перемещениями сооружений используются, как ранее было сказано, высотные знаки, иначе реперы или группа реперов, расположенных вне зоны возможных деформаций (рис. 10.8).

На рисунке показана примерная схема организации наблюдений за осадками здания, в стены которого заложены деформационные марки $M1..M8$. Реперы геодезической основы $Rp1..Rp5$ размещены вне зоны распространения давления от контролируемого сооружения и в стороне от подземных коммуникаций, вне пределов влияния осадочных явлений и подземных выработок. На схеме по каждой линии хода геометрического нивелирования выписано количество установок (станций) нивелира.

Три репера $Rp1, Rp2, Rp3$ образуют так называемый куст из одинаковых по конструкции реперов, расположенных на расстоянии в 30 – 50 м друг от друга в вершинах треугольника таким образом, чтобы все превышения можно было получить с одной установки нивелира.

Если один из реперов куста изменит свою отметку, то превышения на этот репер изменятся, в то время как превышения между двумя другими останутся неизменными. Положение реперов в кусте можно считать стабильным, если превышения между ними не изменяются более чем на 0,3 – 0,4 мм.

Периодичность наблюдений зависит в первую очередь от ожидаемых деформаций и должна быть определена на этапе разработки и согласования технического задания на производство работ. Программой работ должен быть предусмотрен анализ получаемых деформационных характеристик и возможность изменения периодичности в случае появления деформаций, превышающих предельно допустимые для данного объекта мониторинга.

Методика производства измерений должна выбираться таким образом, чтобы средняя квадратическая ошибка определения высот в слабом месте схемы была не менее чем в 1,4 раза меньше заданной ошибки определения деформационных характеристик.

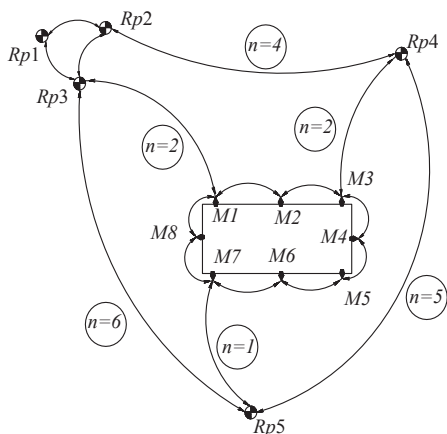


Рис. 10.8. Пример схемы измерений

Найдём класс нивелирования для схемы измерений, приведённой на рис. 10.8.

Пусть по техническому заданию для этого сооружения необходимо организовать натурные наблюдения с цикличностью в 1 месяц. Здание возводится на глинистых грунтах, а ожидаемая (расчётная) величина осадки составляет 180 мм.

По таблице 10.1 определим допустимую среднюю квадратическую погрешность измерения вертикальных перемещений, которая составит 2 мм, а по таблице 10.2 определится класс точности измерений – II.

По формуле (10.9) определим допустимую среднюю квадратическую ошибку

измерения высоты слабой марки хода. Она составит $m_H = \frac{m_S}{\sqrt{2}} = \frac{2}{1,4} = 1,4$ мм.

Таблица 10.3. Показатели нивелирных ходов

Класс нивелирования	Длина плеч, м	Число линий	Число ходов	Допуст. невязка	С.к.о. превышения на станции, мм
I	50	4	2	$3\sqrt{L}$	0,32
II	65	2	2	$5\sqrt{L}$	0,42
III	75	2	2	$10\sqrt{L}$	0,92
IV	100	1	1	$20\sqrt{L}$	3,0
Техническое	125	1	1	$50\sqrt{L}$	8,3

Теперь, обратившись к схеме измерений (рис.10.8), определим количество нивелирных станций от исходного репера до самой удалённой марки хода. Это может быть марка М4 (4 станции от Rp5 или 3 станции от Rp4). Однако следует предусмотреть возможность выхода из строя одного из исходных реперов.

Так, если будет забракован Rp5, то слабой маркой окажется марка М6, до которой необходимо 6 установок нивелира. Таким образом, нами найдено значение $n = 6$ и известно $m_S = 2$ мм. Из формулы (10.12) найдём среднюю квадратическую ошибку измерения превышения на станции нивелирного хода – 0,82 мм.

Чтобы определить класс геометрического нивелирования, необходимо знать некоторые показатели классов нивелирования (табл. 10.3). Основная часть этой таблицы заимствована из работы [27].

Из таблицы видно, что для реализации требований технического задания геометрическое нивелирование по приведённой схеме необходимо производить по программе нивелирования II класса.

10.6. Особенности методики геометрического нивелирования короткими лучами

Геометрическое нивелирование, имеющее целью определение осадок капитальных сооружений, несколько отличается от методики высокоточного нивелирования государственных нивелировок I и II классов. Эти различия очевидны при сравнении условий производства измерений.

При наблюдениях за осадками на крупных гидротехнических сооружениях в период их эксплуатации нивелирные ходы прокладываются по наклонным строительным штольням, со стен которых капает вода, либо по гребню плотины, либо по склону откосов, или по дну камеры шлюза или потерны. Вибрации от работы машин или движущегося транспорта, недостаточная освещённость внутренних помещений, потоки неравномерно нагретого воздуха и другие неблагоприятные условия существенно затрудняют работу и снижают точность её результатов. Тяжёлые условия работ сопровождают нивелировщиков при наблюдениях на тепловых электростанциях, на элеваторах, цементных заводах и пр., где помехи создают вибрации от работающих турбин и механизмов.

Поэтому и по ряду других причин при изучении вертикальных подвижек зданий и сооружений применяют метод геометрического нивелирования короткими лучами. Эффект повышения точности измерения превышения на станции при уменьшении длины плеча (уменьшении расстояния от нивелира до рейки) был известен давно. Так, в середине прошлого века немецкие геодезисты (В. Иордан, О. Эгерт и М. Кнейссль. Руководство по высшей геодезии. Часть II. М., Госгеолтехиздат, 1963), анализируя нивелирные работы многих европейских исследователей, пришли к заключению, что оптимальной длиной плеча для прецизионных нивелировок является 30 метров. При этом следует отметить, что увеличение количества станций на 1 км хода за счёт уменьшения плеча не приводит к увеличению средней квадратической погрешности на 1 км хода. Это происходит по ряду причин, среди которых – ослабление влияния рефракции, уменьшение погрешности из-за угла i , увеличение точности отсчёта по рейкам и др.

Методом геометрического нивелирования можно определить разность высот двух точек, расположенных на коротких расстояниях в 10 – 15 м, со средней квадратической ошибкой $0,03 \div 0,05$ мм. Разность высот точек, удалённых одна от другой на несколько сотен метров, определяется со средней квадратической ошибкой порядка $0,1 \div 0,2$ мм.

Обзор важнейших погрешностей высокоточного нивелирования короткими лучами.

1). Рейки и нивелир в процессе нивелирования могут перемещаться в вертикальном направлении из-за свойств грунтов и подстилающей поверхности: асфальта, песчаной поверхности, глины, дёрна и др. При равномерном перемещении оборудования и симметричном визировании разность взглядов вперёд и назад приводит к взаимной компенсации погрешностей. Случайные колебания таких перемещений приводят к случайным погрешностям нивелирования. Можно несколько уменьшить влияние этих перемещений, если тщательно устанавливать нивелир и обходить его подальше от ножек штатива. Рейки при наблюдениях за деформациями устанавливаются большей частью на осадочные марки.

2). Погрешность, вызванная температурными деформациями прибора. Под влиянием солнца изменяется взаимное расположение оси уровня и визирной линии, что приводит к систематической ошибке.

Если с течением времени угол i меняется равномерно, то при соблюдении равенства плеч, симметрии наблюдений во времени и малой продолжительно-

сти работы на станции можно в значительной степени снизить влияние этой погрешности на результаты измерений. Можно термостатировать нивелир, однако, прикрывать его зонтом следует обязательно. Изменение температуры реек также приводит к погрешностям в отсчётах, но для инварных реек эти температурные расширения незначительны и могут не приниматься во внимание.

3). Рефракция – это, как известно, искривление визирного луча при прохождении им воздушной среды с изменяющейся плотностью. Для длины визирного луча 50 м и разности высот 1 м рефракция может привести к погрешностям 0,05 – 0,10 мм. Поэтому нивелирование выполняют в ранние утренние часы и вечером после 16 часов при коротких и равных плечах нивелирования. Лучшие результаты нивелирования получают, работая в пасмурную погоду при слабом ветре.

4). Конвекционные токи воздуха вызывают продольные и поперечные колебания изображений, затрудняющие точное наведение биссектора на штрих рейки. Особенно чувствительны флуктуации слоёв воздуха при передаче превышений извне во внутренние помещения, при работе в цехах с горячей обработкой продукции и др. Уменьшить влияние колебания изображений реек можно, уменьшив плечи нивелирования.

5). Если освещение наблюдаемых реек различно, то возможны погрешности отсчётов по рейкам, и, если направление движения нивелировки совпадает с направлением на солнце, то погрешность отсчитывания по рейкам приобретает систематический характер и свойство накопления. Хотя эта погрешность и не велика (0,01 – 0,02 мм), уменьшить влияние различной освещённости реек можно, располагая нивелир вне створа солнца с рейками, естественно, в ущерб производительности.

Перечисленные ошибки можно отнести к влиянию среды на производства геометрического нивелирования, но есть и погрешности, вызванные качествами прибора и оборудования, приборные ошибки. Ниже приведённая информация о погрешностях инструментального характера взята из [6].

6). Ошибка совмещения изображений концов пузырька уровня свойственна нивелирам с цилиндрическим уровнем и элевационным винтом и может при длинах плеч в 25 м привести к погрешности отсчёта $\pm 0,03$ мм.

7). Ошибка наведения биссектора на штрих рейки не возникает для цифровых (электронных) нивелиров и может составить на 25 м $\pm 0,03$ мм.

8). Ошибка от непараллельности оси уровня и визирной оси прибора на расстоянии в 50 м и угле i , равном $20''$ может привести к погрешностям в отсчётах $\pm 0,05$ мм. Поэтому угол i часто контролируют и доводят до минимального значения, а нивелирование выполняют строго из середины.

Эта ошибка для нивелиров с компенсаторами и цифровых нивелиров имеет другое значение. Она значительно меньше.

9). Ошибка в отсчёте по барабану микрометра не свойственна цифровым нивелирам, а для нивелиров с оптическими микрометрами может привести к погрешностям в отсчётах $\pm 0,05$ мм.

Целый ряд погрешностей возникает из-за несовершенства нивелирных реек, хотя сегодня они достаточно качественные, однако их исследование и аттестация

обязательны. Ошибки могут привноситься в результаты измерений от неточного нанесения делений на рейках, от разности высот нулей реек, ошибки из-за коробления реек и неперпендикулярности пятки реек и пр. Освидетельствованный комплект реек следует хранить бережно и использовать в работе аккуратно, оберегая его от падения и не подвергая ударам.

Приборы для геометрического нивелирования. Вопрос о выборе прибора для производства геометрического нивелирования при наблюдениях за осадками сооружений является весьма важным, поскольку от него в основном зависит точность и надёжность результатов. В разделе 2 нами выполнен некоторый обзор приборов для геометрического нивелирования. Здесь же мы приведём наиболее совершенные модели приборов с достаточно высокими характеристиками.

Высокоточные нивелиры используют для нивелирования I и II классов, при наблюдениях на геодинимических полигонах и выполнении нивелирования в особо точных инженерных работах. Сумму превышений определяют такими нивелирами со средней квадратической ошибкой 0,5 мм и точнее на 1 км двойного хода. Высокоточные нивелиры должны иметь:

- зрительную трубу с увеличением не менее $40\times$,
- цилиндрический уровень с ценой деления не более $10''$ на 2 мм или компенсатор с чувствительностью 0,2-0,3",
- оптический микрометр с ценой деления 0,05 мм.

Корпорация *Nikon* предлагает нивелиры серии *AS-2/AS-2C* для особо высокоточных работ, рис. 10.9. Приборы позволяют выполнять точные работы в туннелях с повышенной влажностью, территориях с неблагоприятным климатом,



Рис. 10.9. Нивелиры серии *AS-2/AS-2C* фирмы *Nikon*.

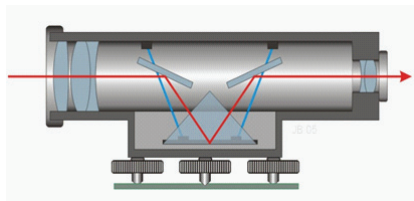


Рис. 10.10. Схема работы компенсатора

в холодную и сырую погоду. Средняя квадратическая погрешность измерения превышений на 1 км двойного хода с применением инварных реек оценивается для такого нивелира величиной 0,3 мм. Зрительная труба полностью герметична и заполнена азотом, что делает прибор абсолютно водонепроницаемым. Уникальный компенсатор с воздушным демпфером выделяет эти нивелиры из всех других приборов этого класса, рис. 10.10.

Для высокоточных работ используются нивелирные рейки типа *РН-05*, имеющие инварные полосы и две шкалы: основную и дополнительную с ценой деления 5 мм.

В поле зрения зрительной трубы видна сетка нитей в виде биссектора, установочный уровень и шкала оптического микрометра, рис. 10.11.

Стремительное развитие информационных технологий в различных отраслях знаний за последние 10-15 лет не обошло и такую традиционную область, как геодезия. Изобретение электронных нивелиров в начале 90-х годов прошлого века способствовало вхождению нивелирования в новую эру. Его особенностью является автоматическое электронное считывание информации с кодированных реек, запись данных во внутреннюю память нивелира с дальнейшей передачей их для камеральной обработки на персональном компьютере. В массовом производстве в достаточном количестве имеются электронные нивелиры, например нивелиры фирмы *Leica – DNA03*, рис. 10.12. Важнейшие характеристики нивелира *Leica – DNA03* таковы.

- Большой информативный дисплей, отображающий всю необходимую информацию, с автоматическим подогревом при температуре ниже -5°C .
- Высокая точность измерений – 0,3 мм на один километр двойного хода при измерениях на инварную рейку, 1,0 мм по стандартной рейке и 2,0 мм при оптических измерениях.
- Быстрое взятие отсчетов (около 3 секунд).
- Чувствительный компенсатор с магнитным демпфером и электронным контролем с диапазоном работы 0,3".
- Фирменная просветленная оптика с 24-кратным увеличением. Минимальное расстояние фокусировки – 60 сантиметров.
- Встроенная память, позволяющая запоминать около 6000 измерений.
- Возможность переноса данных на карты памяти *PCMCIA*.
- Понятное меню управления, удобная алфавитно-цифровая клавиатура и функциональное программное обеспечение.
- Надежная пыле- и влагозащита по стандарту *IP53*.

К сожалению, сегодня нет нормативного документа, определяющего порядок работы с этим типом инструментов.

Традиционные методики наблюдений, описанные в инструкциях, руководствах и т.п., создавались исходя из предпосылки превалирования действия случайных ошибок измерений, основным источником которых являлись процессы,

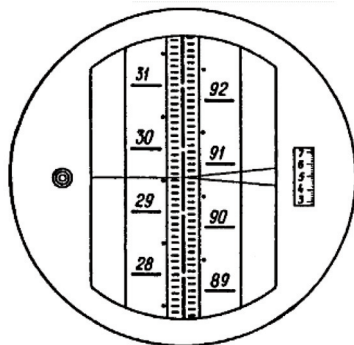


Рис. 10.11. Поле зрения зрительной трубы с изображением рейки



Рис. 10.12. Нивелир цифровой *Leica DNA03*

связанные с личными ошибками исполнителей. Методика измерений, описанная в существующей инструкции, ориентирована на меры борьбы с ошибками, большинство из которых в цифровых приборах отсутствуют, однако на результаты начинают влиять систематические ошибки. В производстве получают невязки, формально допустимые, но с превалированием одного знака.

Оптические нивелиры, хотя и являются высокоточными механическими инструментами, имеют довольно простое устройство. Поэтому наблюдателю не составляет большого труда обнаружить конструктивные погрешности и устранить их. Введя поправку за различие температуры реек при эталонировании на компараторе и при нивелировании, а также поправку за отличие средней длины метра комплекта реек от номинала, можно говорить о достоверности своих измерений.

Сегодня же производители до конца не раскрывают точность изготовления своей продукции, главным образом из-за ее высокой цены. Нивелиры и рейки проверяются и калибруются на заводе-изготовителе, там же вводятся поправки в программы измерений, и все это держится в секрете в коммерческих целях. При этом у каждого производителя есть свой метод считывания информации с рейки, поэтому, без специального оборудования пользователям не представляется возможным выявить и устранить существующие погрешности.

Исследования современных геодезических приборов показали, что точность измерения цифровыми нивелирами определяется как погрешностями самого нивелира, так и качеством штрих-кодовых реек, рис. 10.13. Это означает, что код, нанесенный на рейку, должен как можно более точно совпадать со своей теоретической моделью. В отличие от обычных нивелирных реек, где за каждым штрихом шкалы закреплена определенная линейная мера, визуальное отсчитывание по штрих-кодовым рейкам невозможно.

Более того, в процессе отсчитывания принимает участие последовательность из многих штрихов различной ширины (не менее 30 см). Поэтому традиционные методы проверок здесь не работают. В то же время мировая практика показывает, что существует как минимум два метода проверки высокоточных штрих-кодовых реек:

1) проверка положения отдельных штрихов кода и их ширины, т. е. точности нанесения штрихов в процессе изготовления и коэффициента линейного расширения инварной рейки; в этом случае контролируют положения отдельных штрихов кода, сравнивая их фактические значения с теоретическими;

2) оценка точности измерительной системы «нивелир – рейка» путем сравнения разностей отсчетов, взятых по рейке цифровым нивелиром, с эталонными разностями, полученными с помощью лазерного интерферометра. Эти методы предусматривают определение накопленной погрешности измерения превышения как самой



Рис. 10.13. Штрих-кодовая нивелирная рейка

нивелирной рейки, так и системы «нивелир – рейка» и подразумевают использование дорогостоящих горизонтальных либо вертикальных интерференционных компараторов.

С помощью микроскопа такого компаратора, имеющего фотоприемник, определяется положение линий перехода от светлого поля кода к темному и, наоборот, от темного к светлному, т. е. определяются положения краев штрихов кода. После определения положений краев штриха кода рассчитывается положение его средней линии и сравнивается с истинным значением.

В результате этого сравнения выявляются отклонения Δ положения штрихов от истинного значения. Данная методика позволяет оценивать правильность нанесения всех штрихов кода, а именно, определять их сдвиг и изменение ширины. Допустимое отклонение положения штриха от истинного положения, согласно стандарту *ISO 9000 DIN 18717*, не должно превышать

$Ds = \pm (0,02 + s * 2 * 10^{-5})$ [мм], где s – длина рейки в метрах.

Интерференционный компаратор для поверок реек позволяет выполнять измерения со средним квадратическим отклонением $m_s < 0,01$ мм.

Со временем электронное считывающее устройство нивелира изнашивается, а на штрих-кодах реек появляются царапины и потертости, что приводит к изменению масштабного коэффициента как нивелира, так и рейки. И поэтому здесь нужно говорить о калибровке системы «нивелир – рейка».

При поверке за истинное (эталонное) значение принимается величина перемещения рейки, определяемая с помощью лазерного интерферометра. Истинное значение сравнивается с величиной, полученной как разность отсчетов по рейке, полученных цифровым нивелиром. Поверка выполняется полностью в автоматическом режиме, так как автоматизированы процессы передачи информации от исследуемого нивелира через серийный порт и от интерферометра в управляющий процессом измерений компьютер и последующая обработка этой информации.

Предпочтительнее выполнять поверку системы «нивелир – кодовая рейка», используя вертикальный компаратор, так как рейка находится в рабочем положении вертикально. При использовании горизонтального компаратора существует необходимость применять зеркало для отклонения визирного луча на 90° , которое может вносить дополнительные погрешности при поверке вследствие возможных изменений своего положения и волновых aberrаций.

Такой компаратор сконструирован в МИИГАиК (Россия). Вертикальный компаратор с константой 20°C и горизонтальный компаратор с климатической камерой, где можно проводить калибровку при температурах -10°C до $+60^\circ \text{C}$ есть в геодезической лаборатории Технического университета Мюнхена (Германия). Подобная установка есть в Финском геодезическом институте (*FIG*, Финляндия), а также в Стэнфордском центре линейного ускорителя (*SLAC*, США).

Ограниченная география говорит об уникальности и высокой стоимости этих компараторов.

10.7. Другие способы нивелирования при измерениях деформаций.

Гидростатическое нивелирование при измерениях вертикальных смещений сооружений. Ранее, в разделе 9 нами был рассмотрен способ измерения превышений между точками при помощи гидростатической системы из двух гидронивелиров, соединённых трубопроводом. При наблюдениях за осадками фундаментов и деформациями оснований сооружений и технологического оборудования всё чаще наряду с геометрическим нивелированием применяют гидростатическое нивелирование. Основными достоинствами метода гидростатического нивелирования является не только высокая точность измерений, но и возможность дистанционного съёма информации и автоматизации измерительного процесса, делающая этот метод уникальным.

При гидростатическом нивелировании поверхность жидкости в системе из сообщающихся сосудов принимается за поверхность относимости для измерения положения точки установки или крепления гидростатической головки. В сообщающихся сосудах жидкость перераспределяется из одного сосуда в другой до тех пор, пока не наступит гидростатическое равновесие, которое для однородной жидкости возможно лишь при равенстве высот уровней. Для разных жидкостей в сосудах (например, воды и ртути) равновесие наступит при установлении равенства гидростатических давлений [8]

$$P_1 = P_2 = P; \text{ или } \gamma_1 H_1 = \gamma_2 H_2, \quad (10.18)$$

где P_1 и P_2 – гидростатические давления столбов жидкости; H_1 и H_2 – высоты столбов жидкости в сосудах; γ_1 и γ_2 – объёмные веса жидкостей.

Известно, что $\gamma = \rho g$, где ρ – плотность жидкости, а g – ускорение свободного падения. Принимая для ограниченных расстояний с некоторым приближением $g = \text{const}$, формулу (10.18) запишем так:

$$\rho_1 H_1 = \rho_2 H_2. \quad (10.19)$$

Если в сообщающихся сосудах жидкость однородна и характеризуется одинаковыми параметрами, то свободная поверхность жидкости находится в них на одинаковом уровне независимо от поперечного сечения сосудов и массы жидкости, т. е.

$$H_1 = H_2 = H.$$

Из (10.19) получим формулу для гидростатического нивелирования:

$$\Delta h = H_2 - H_1 = H_1 \frac{\rho_1 - \rho_2}{\rho_2}. \quad (10.20)$$

Сущность метода гидростатического нивелирования поясняет рис. 10.14.

Сообщающиеся сосуды 1 и 2 установлены в точках А и В. Превышение Δh , как и в геометрическом нивелировании вычисляется по формуле

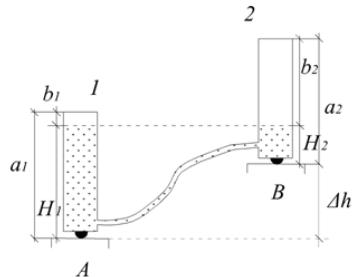


Рис. 10.14. Схема гидростатического нивелирования

$$\Delta h = H_1 - H_2$$

или

$$h = (a_1 - a_2) - (b_1 - b_2), \quad (10.21)$$

где a_1 и a_2 – высоты сосудов; b_1 и b_2 – расстояния от точки отсчёта (верха сосуда) до поверхности жидкости.

Если сосуды поменять местами, то уравнение (10.21) примет вид

$$\Delta h = (a_2 - a_1) - (b'_2 - b'_1), \quad (10.22)$$

где b'_1 и b'_2 – новые отсчёты положения уровня жидкости в сосудах. Решая совместно равенства (10.21) и (10.22), получим

$$\Delta h = \frac{1}{2} [(b_2 - b_1) - (b'_2 - b'_1)], \quad (10.23)$$

а также

$$c = a_1 - a_2 = \frac{1}{2} [(b_2 - b_1) + (b'_2 - b'_1)], \quad (10.24)$$

где c – постоянная прибора, или его место нуля, т. е. разность нулей гидростатических головок, обусловленная погрешностями изготовления.

Место нуля головки чаще определяют не путём перестановки, а путём эталонирования её относительно головки эталона на горизонтальной поверочной плите.

При измерениях осадок сооружений или оборудования в стационарных гидростатических системах данные о месте нуля приборов вообще не требуются, так как наблюдения выполняют разностным методом относительно исходного цикла.

Метод гидростатического нивелирования обеспечивает высокую точность измерений, однако следует заметить, что эта точность может быть достигнута при соблюдении ряда требований, направленных на ослабление инструментальных погрешностей и погрешностей внешней среды.

К инструментальным погрешностям следует отнести:

1) Погрешность измерительного устройства, которое может быть механическим, электрическим, электрооптическим или другим. Эта погрешность в лучших системах гидростатического нивелирования оценивается несколькими микронами, до 10 – 20 мкм.

2) Можно выделить погрешность установки приборов (или их подвески) на измерительные точки, что является следствием качества поверхности точек установки.

3) Погрешность за наклон головки и негоризонтальность отсчётной поверхности жидкости.

4) Погрешность за температурные деформации отдельных узлов гидростатического нивелира.

Существенное влияние на точность гидростатического нивелирования оказывает внешняя среда. Погрешности, вызванные влиянием внешней среды, можно представить следующим образом.

- Влияние температуры. Если снятие отсчётов на отдельных головках происходит в разное время, то изменение температуры за этот период может привести к довольно грубым погрешностям нивелирования. Уменьшить влияние неравномерного температурного расширения жидкости в системе можно, выполняя отсчитывание в головках одновременно, но также влияние температуры можно учитывать введением поправок в результаты измерений. Чтобы погрешность измерения уровня жидкости не превышала 10 мкм при минимальном столбе жидкости 40 – 50 мм, необходимо знать температуру с точностью 0,5°C.
- Влияние атмосферного давления. Изменение давления в помещении существенно влияет на положение уровней жидкости в гидростатических системах. Причинами локального изменения давления могут быть атмосферные флуктуации или приточная вентиляция. При перепаде давления над головками нивелиров в 1 мм ртутного столба и температуре воды в системе 20°C столб жидкости в сосуде может достичь 0,15 мм. Чтобы избежать влияния перепадов атмосферного давления на различных участках, создают закрытые гидростатические системы. Для этого измерительные головки тщательно герметизируют, а давление в сосудах уравнивают посредством воздушных соединительных шлангов.
- Погрешности гидродинамического характера. Эти погрешности обусловлены движениями жидкости в гидростатической системе в процессе установления равновесия. Равновесие в системе нарушается под влиянием температуры, изменения внешнего атмосферного давления и механических воздействий на систему. Для установления равновесия в системе необходимо некоторое время. Обычно колебательный процесс в системе небольшой протяжённости практически прекращается через несколько минут после прекращения отмеченных воздействий на систему.
- К погрешностям, вызванным влиянием внешней среды, можно отнести испарение жидкости в открытых системах, которое при неравномерном его проявлении может привести к погрешностям в измерениях, а также загрязнение жидкости, меняющее её характеристики.

Как отмечалось выше, основными достоинствами стационарных гидростатических систем являются их высокая точность и возможность полной автоматизации измерений простыми и доступными средствами. Особенную эффективность представляют гидростатические автоматизированные системы с дистанционным съёмом информации, устанавливаемые на объектах, где нахождение человека нежелательно или затруднительно. Это атомные электростанции и ускорители заряженных частиц, это поточные линии, перегруженные наличием агрегатов и движущихся механизмов в стеснённых условиях и др.

Измерения высотного положения точек методом гидростатического нивелирования в автоматизированных системах независимы и свободны от субъективных погрешностей наблюдателя. Время, необходимое для получения информации о высотном положении десятков датчиков автоматизированных систем, составляет десятки секунд и минуты, а это иногда очень важно для получения картины поведения механизмов в процессе их работы.

Обобщая результаты рассмотрения метода гидростатического нивелирования, можно сказать, что метод:

- метод обеспечивает достаточно высокую точность измерений;
- позволяет производить нивелирование между точками при наличии препятствий между ними;
- позволяет автоматизировать измерения путём организации стационарных гидростатических систем с дистанционным съёмом информации;

Дистанционный съём информации, в свою очередь, позволяет не только повысить производительность контрольно-измерительных работ, но и исключить необходимость присутствия оператора в местах, опасных для жизни человека и производить измерения в процессе работы технологического оборудования.

Тригонометрическое нивелирование при измерениях деформаций сооружений. Метод тригонометрического нивелирования нами рассматривался в разделе 2, а также в качестве альтернативного метода нивелирования при полевом трассировании линейных сооружений и передачи высот через водные преграды в мостостроении.

Отношение к способу тригонометрического нивелирования, основанного на измерении расстояния и угла наклона линии, существенно изменилось в связи с внедрением в практику инженерно-геодезических работ электронных тахеометров. Электронные тахеометры отличаются высокой точностью измерения расстояний. Так, длины линий в несколько сотен метров могут быть измерены с погрешностью в 2 – 3 мм. А это означает, что и превышения концов этих линий могут быть вычислены с близкой к обозначенной погрешности точностью. Следовательно, способ тригонометрического нивелирования может быть использован в измерительных процессах слежения за осадками и смещениями сооружений если не I и II класса точности, так уж IV класса – гарантировано, а III класса по – специальной методике, а это – широкий спектр гражданских и промышленных объектов.

В разделе 2 нами приведена формула (2.32) одностороннего тригонометрического нивелирования, которую с учётом (2.36) для превышения точки B над точкой A можно записать несколько иначе:

$$h_{AB} = S_{AB} \sin v_{AB} + (i_A - V_B) + \frac{S_{AB}^2}{2R} (1 - k_A). \quad (10.25)$$

Здесь S_{AB} – длина линии AB , измеренная электронным тахеометром; v_{AB} – угол наклона этой линии к горизонту; i_A – высота прибора над репером в точке A ; V_B – высота отражателя на точке B ; R – средний радиус Земли; k_A – коэффициент земной рефракции для точки A . Последнее слагаемое формулы (10.25) учитывает не только влияние искривления луча из-за рефракции, но также влияние кривизны Земли на результаты нивелирования, это член $\frac{S_{A2}^2}{2R}$.

Выполним приближённую оценку точности тригонометрического нивелирования. Отметим, что высоту тахеометра i_A и высоту отражателя V_B можно измерить

достаточно точно, чтобы эти члены исключить из анализа. Таким образом, формулу (10.25) запишем без индексов и без членов, не оказывающих влияние на точность тригонометрического нивелирования:

$$h = S \sin v + \frac{S^2}{2R} - k \frac{S^2}{2R}. \quad (10.26)$$

Выполнив дифференцирование и перейдя к средним квадратическим погрешностям, получим

$$m_h^2 = m_s^2 \sin^2 v + S^2 \cos^2 v \frac{m_v^2}{\rho^2} + \frac{S^2}{R^2} \cdot (1 + k^2) m_s^2 + \frac{S^4}{4R^2} m_k^2. \quad (10.27)$$

Рассматривая формулу (10.27), легко видеть, что 1) погрешности измерения длин сторон слабо влияют на результаты нивелирования; 2) влияние ошибок измерения углов наклона прямо пропорционально длинам сторон и 3) влияние ошибок коэффициента рефракции также пропорционально длинам сторон. Рассчитаем по формуле (10.27) погрешность тригонометрического нивелирования стороны в 100 и 1000 м. Для этого погрешность измерения расстояния будем вычислять по формуле $m_s = 2 \text{ мм} + 2 \cdot 10^{-6} \cdot S$. Угол наклона линии к горизонту примем равным 30° , а погрешность измерения угла установим равной $4''$, что недалеко от истины. Погрешность определения коэффициента рефракции примем равной 0,05 единиц.

Для расстояния в 100 м получим $m_h = 2,1$ мм. При этом два последних члена формулы (10.27) никак не влияют на результат вычислений.

Для расстояния в 1000 м получим $m_h = 17,5$ мм, и опять влияние погрешностей коэффициента рефракции исчезающе мало. И только для расстояния в 2000 м погрешность коэффициента рефракции приведёт к погрешности превышения в 15 мм, а общая погрешность превышения составит 38 мм.

Таким образом, метод тригонометрического нивелирования, реализованный современными электронными тахеометрами на расстояниях в пределах 1 км, демонстрирует достаточно высокую точность определений превышений. При этом следует принимать во внимание, что коэффициент рефракции должен быть известен. Для средней полосы РФ его можно принять равным 0,14. Тогда формула (10.25) несколько преобразится и примет вид

$$h = S \sin v + (i - V) + 0,43 \frac{S^2}{R}. \quad (10.28)$$

На расстояниях до 1000 м погрешности коэффициента рефракции в пределах 0,05 единиц, казалось бы, не должны привести к заметным искажениям превышений. На самом деле, результаты тригонометрического нивелирования, выполненные в прямом и обратном направлениях, уже для расстояний в 500 м приводят к расхождениям, поскольку измерения выполняются в разное время и условия измерений при этом различны.

По этой причине способ тригонометрического нивелирования используют для ограниченных длин сторон (до 300 м) при слежении за оползнями, деформация-

ми дамб, плотин и шлюзов, а также в тех случаях, когда пространственные координаты деформационных марок необходимо получать дистанционно, предварительно закрепив марки-катафоты в нужных точках изучаемого объекта.

Определение коэффициента рефракции k . Обращаясь к формуле (10.26) легко видеть, что если превышение h известно из точного геометрического нивелирования, величины расстояния и угол наклона измерены тахеометром многократно и с достаточной точностью, то это уравнение можно решить относительно k и найти, таким образом, коэффициент рефракции:

$$k = 1 - \frac{2R}{S^2}(h - S \cdot \sin \nu) \quad (10.29)$$

Второй способ определения k состоит в одновременном двустороннем измерении углов наклона линии между двумя пунктами, рис. 10.15. Так, измеренный в точке A угол наклона есть угол α , а в точке $B - \beta$.

Подсчитав сумму внутренних углов треугольника OAB , получим

$$\gamma + (90^\circ + \alpha - \delta_1) + (90^\circ - \beta - \delta_2) = 180^\circ,$$

или

$$\delta_1 + \delta_2 = \gamma + \alpha - \beta.$$

Радиус R' дуги AB рефракционной кривой и радиус Земли R связаны между собой посредством коэффициента рефракции k при помощи уравнения

$$R = kR' \quad \text{или} \quad \frac{1}{R'} = k \frac{1}{R}.$$

При некоторых допущениях, а именно, приняв прямой и обратный углы рефракции равными, т. е. $\delta_1 = \delta_2$, в пределах $\gamma < 30'$ можно принять также равными $AB=AC=S$.

Тогда $2\delta = \frac{S}{R'} = k \frac{S}{R} = \gamma + \alpha - \beta$. Поскольку

$\gamma = \frac{S}{R}$, то выражая $(\beta - \gamma)$ в угловой мере, будем

иметь

$$k = 1 - \frac{R}{S} \left(\frac{\beta - \alpha}{\rho} \right). \quad (10.30)$$

Это выражение и позволяет находить коэффициент земной рефракции на данной линии. Для этого нужно просто измерить расстояние между точками, а также прямой и обратный угол наклона линии к горизонту, причём одновременно.

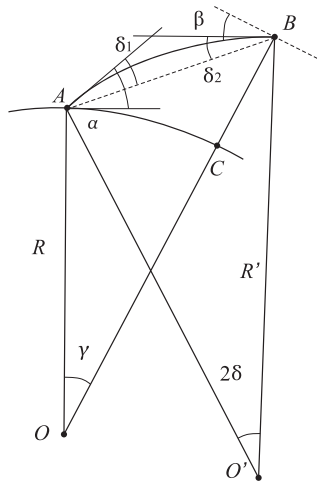


Рис. 10.15. Двустороннее нивелирование

Естественно, сегодня расстояния измеряются существенно точнее, чем во времена Гаусса, который получил значение коэффициента земной рефракции $k = 0,13$.

Тригонометрическое нивелирование с вертикальной базой. Такие измерения реализовать довольно просто. Для этого в точке B необходимо установить на одной вехе два отражателя, разнесённых по вертикали на определённое, точно измеренное расстояние, рис.

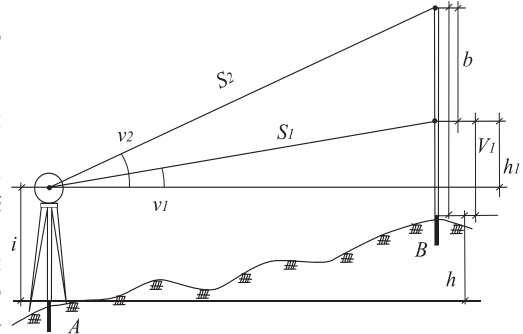


Рис. 10.16. Тригонометрическое нивелирование с вертикальной базой

10.16. Подобная схема с вертикальной базой возможна при наблюдениях за смещениями сооружений: две марки, расположенные на одной вертикали, образуют базу, точное знание которой может значительно улучшить параметры тригонометрического нивелирования.

На рисунке S_1 и S_2 – наклонные дальности линии AB , измеренные электронным тахеометром на отражатели, разнесённые на величину базы b ; v_1 и v_2 – углы наклона этих дальностей к горизонту; i – высота прибора над репером в точке A ; V_1 – высота первого отражателя на точке B .

$$h = h_1 + i - V_1 = S_1 \sin v_1 + (i - V_1). \quad (10.31)$$

Аналогично для второй дальности и угла наклона можно записать:

$$h = S_2 \sin v_2 + (i - V_2). \quad (10.32)$$

Приравняв правые части двух последних формул, получим

$$b = S_2 \sin v_2 - S_1 \sin v_1. \quad (10.33)$$

Продифференцировав эту формулу и перейдя к средним квадратическим погрешностям, получим

$$m_b^2 = m_s^2 (\sin^2 v_1 + \sin^2 v_2) + \frac{m_v^2}{\rho^2} (S_1^2 \cos^2 v_1 + S_2^2 \cos^2 v_2). \quad (10.34)$$

Сложив левые и правые части выражений (10.31) и (10.32), получим

$$h = \frac{1}{2} S_1 \sin v_1 + \frac{1}{2} S_2 \sin v_2 + i - \frac{(V_2 + V_1)}{2}. \quad (10.35)$$

Выполнив дифференцирование и перейдя к средним квадратическим погрешностям, будем иметь

$$m_h^2 = \frac{1}{4} m_s^2 (\sin^2 v_1 + \sin^2 v_2) + \frac{1}{4} \frac{m_v^2}{\rho^2} (S_1^2 \cos^2 v_1 + S_2^2 \cos^2 v_2). \quad (10.36)$$

Из сравнения (10.34) и (10.36) видно, что $4m_h^2 = m_b^2$ или $m_h = \frac{m_b}{2}$. Этот вывод позволяет утверждать, что точно измеренная вертикальная база увеличивает точность определения превышения из тригонометрического нивелирования практически в 2 раза.

10.8. Методы анализа устойчивости реперов высотной основы

Опорные пункты нивелирной сети должны располагаться в местах, гарантированно обеспечивающих их сохранность и неизменность высотного положения во времени. Конструкции реперов также должны соответствовать этим требованиям. Однако, как показывает многолетний опыт наблюдений, вследствие различных причин, которые трудно учесть и предвидеть, устойчивость реперов со временем нарушается. Для обеспечения надёжности, а также необходимой и достаточной точности результатов наблюдений положение реперов высотной основы контролируют. С этой целью эти реперы периодически нивелируют, стараясь во всех циклах наблюдений сохранить неизменной схему и программу нивелирования.

Анализ устойчивости реперов выполняют в каждом цикле наблюдений, причём с использованием результатов анализа предыдущих циклов. Существующие методы анализа стабильности реперов опорной нивелирной сети условно можно разделить на две группы:

- 1) методы, в основе которых лежит принцип неизменной отметки одного из наиболее устойчивых реперов сети;
- 2) методы, в основе которых лежит принцип неизменной средней отметки всех реперов или группы наиболее устойчивых реперов.

Для первой группы наиболее устойчивый репер сети определяется из логического анализа изменений превышений между реперами в текущем и начальном циклах наблюдений. Полагая, что после уравнивания нивелирной сети колебания значений одноимённых превышений по циклам зависят только от влияния осадок реперов, их анализ и оценка устойчивости выполняют по следующей методике. Пусть h и h' – уравнинные значения превышений одного и того же звена соответственно в первом и i циклах наблюдений, рис. 10.17. В текущем цикле наблюдений каждый из реперов сети последовательно принимается за исходный, и относительно него вычисляются вертикальные смещения остальных реперов $v = h' - h$.

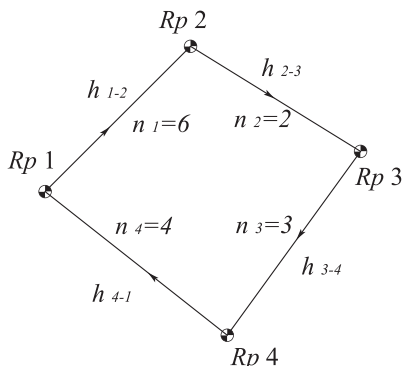


Рис. 10.17. Схема нивелирных ходов по опорным реперам

Репер, для которого суммы смещений, квадратов смещений $[vv]$ и средние смещения минимальны, принимается за неподвижный, и его высота из первого цикла принимается за исходную при вычислении высот других реперов в текущем цикле наблюдений.

Для способов анализа устойчивости знаков высотной основы, объединенных второй группой, критерием стабильности является неизменность средней отметки всех или группы реперов сети. Среднюю отметку в j цикле вычисляют по формуле

$$H_{cp,j} = \frac{\sum_{i=1}^n H_{i,j}}{n}. \quad (10.37)$$

В этом случае задача сводится к выявлению изменения высотного положения неустойчивых реперов относительно средней отметки. Так как практически из-за погрешностей измерений даже между устойчивыми реперами абсолютного равенства превышений не может быть, то для анализа используют следующие два критерия:

$$\Delta h \leq \mu_{км} \sqrt{2L}, \quad (10.38)$$

или

$$\Delta h \leq \mu_{см} \sqrt{2n}, \quad (10.39)$$

где $\mu_{км}$ – средняя квадратическая погрешность в превышении на 1 км хода; $\mu_{см}$ – средняя квадратическая погрешность измерения превышения на станции; L – длина хода в км; n – число станций в ходе между реперами.

Предельные величины критериев превышений по удвоенным значениям допусков, найденных по формулам (10.38) и (10.39).

Если разность одноимённых превышений Δh по циклам близка к критериям, найденным по формулам (10.38) и (10.39), то утверждается стабильность знаков высотной основы. Если же фактическая разность превышений Δh превышает предельно допустимые их значения (удвоенное значение критериев), то полагают, что реперы получили вертикальные смещения. Такие реперы исключаются из дальнейшего анализа и обработки.

Схематически методика анализа устойчивости реперов по средней отметке реперов сети выглядит следующим образом:

- нивелирную сеть уравнивают, как свободную;
- фактическую разность превышений для отдельных звеньев ходов находят по формуле $\Delta h_i = h_n - h_1$, где i – номер звена, n и 1 – номера циклов наблюдений;
- находят фактическую разность превышений от начала нивелирного хода до данного репера Δh_p ;
- находят среднее арифметическое из разности превышений каждого репера над начальным, не превышающих по абсолютной величине удвоенного зна-

чения критерия (10.38) и (10.39), т. е. находят $\frac{\sum \Delta h_p}{k}$, где k – число устойчивых реперов сети;

- находят исправленные разности превышений по формуле

$$\Delta h_0 = \Delta h_p - \frac{\sum \Delta h_p}{k}. \quad (10.40)$$

Исправленные разности превышений используют для подсчёта высот реперов основы и дальнейшей обработки результатов измерений.

10.9. Обработка результатов измерений и отчётная документация

В ходе камеральной обработки результатов измерений для каждого цикла выполняются следующие операции:

- проверка полевых журналов и контроль выполнения установленных допусков;
- уравнивание высотной сети опорных знаков и контроль стабильности исходных реперов;
- уравнивание сети деформационных знаков и вычисление высот и осадок деформационных марок;
- составление отчёта.

Уравнивание высотной сети опорных знаков выполняется по методу наименьших квадратов. В качестве исходного используется один репер, «Исходный», высота которого не претерпела каких-либо изменений.

Контроль стабильности репера «Исходный» выполняется для всех циклов, кроме первого, в следующей последовательности:

- вычисляются осадки контрольных реперов;
- если как минимум для одного из контрольных реперов выполняется неравенство $|S| \leq 1$ мм, где $S = H_j - H_l$ – осадка контрольного репера, то считается, что репер «Исходный» не изменил своего положения и можно переходить к уравниванию сети деформационных знаков. В противном случае следует вычислить новую отметку репера «Исходный».

Вычисление новой отметки репера «Исходный» выполняется в том случае, если критерий $|S| \leq 1$ мм не выполняется для всех контрольных реперов, и при этом их осадки примерно равны в пределах нескольких десятых долей миллиметра по абсолютной величине и знаку. Вычисления выполняют в следующей последовательности:

- в качестве «Исходного» назначается один из контрольных реперов (любой). Его отметка берётся из предыдущего цикла наблюдений;
- относительно этого репера (одного) выполняется уравнивание сети опорных знаков и вновь вычисляются осадки её реперов;
- если гипотеза о наличии осадок репера «Исходный» верна, то для этого репера будет обнаружена значимая осадка, т.е. $|S_{Исх}| > 1$ мм, а у второго контрольного репера осадка обнаружена не будет, т.е. $|S_{Комп}| \leq 1$ мм.

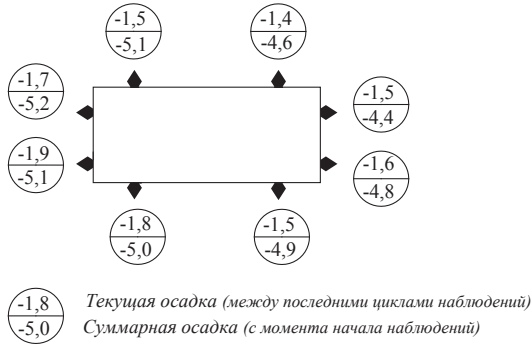


Рис. 10.18. Пример оформления результатов наблюдений

Уравнивание сети деформационных знаков также выполняется по методу наименьших квадратов. В качестве исходных используются все реперы опорной сети.

Для каждой деформационной марки вычисляется её осадка $S = H_j - H_i$ и средняя квадратическая ошибка этой осадки $m_s = m_H \cdot \sqrt{2}$, где m_H – средняя квадратическая ошибка высоты марки.

На рис. 10.18. приведён пример оформления результатов наблюдений очередного цикла. Схематически изображено здание с деформационными марками, а в кружочках показаны осадки этих марок между последними циклами и общая осадка с момента начала наблюдений.

Кроме того, могут приводиться также графики осадок деформационных марок за период наблюдений (рис. 10.19) и ведомости осадок.

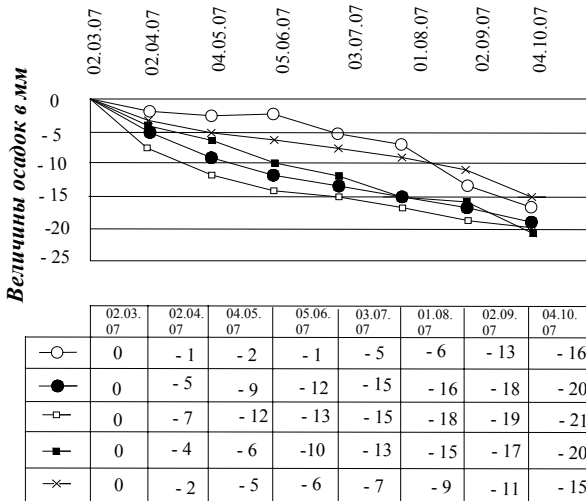


Рис. 10.19. График осадок деформационных марок

График строится для каждой марки одного сооружения и наглядно отражает ход деформационного процесса во времени. Состав отчётной документации определяется техническим заданием. Практикой геодезического мониторинга определён некоторый общий состав отчётной документации:

1. Краткое техническое заключение (экспресс-отчёт). Составляется после каждого цикла наблюдений с целью оперативного информирования заказчика о состоянии объектов мониторинга.

2. Итоговый технический отчёт.

В состав краткого технического заключения (экспресс-отчёта) включаются:

- информация о номере цикла и сроках выполнения наблюдений;
- сводные ведомости деформационных характеристик, определение которых предусмотрено техническим заданием. В них указывают вычисленные значения деформационных характеристик и предельные погрешности их определения. Для каждой контрольной точки вычисляют текущее значение деформационной характеристики по результатам наблюдений в текущем и предыдущем циклах и суммарное значение деформационной характеристики по результатам наблюдений в текущем и начальном циклах наблюдений;
- план объектов мониторинга в произвольном масштабе. На плане показываются места расположения и номера деформационных и исходных знаков, а также текущие и суммарные значения деформационных характеристик для каждой марки;
- если это предусмотрено техническим заданием, то составляются графики деформаций;
- если это предусмотрено техническим заданием, то составляется план объектов мониторинга с линиями равных деформаций.

Значения деформационных характеристик, величины которых оказались меньше предельных погрешностей их определения, принимаются равными нулю.

Экспресс-отчёт должен быть направлен заказчику в течение 2-3 рабочих дней после выполнения очередного цикла измерений. Однако, если в процессе обработки результатов наблюдений выявлены деформации, превышающие предельные значения, то информация об этом должна быть направлена заказчику незамедлительно.

В состав итогового технического отчёта включаются:

- краткая пояснительная записка, в которой приведены общие сведения об объекте, основаниях для выполнения работ, методиках измерений и обработки результатов;
- итоговые ведомости деформационных характеристик, в которых указываются вычисленные значения деформационных характеристик и предельные погрешности их определения. Для каждой контрольной точки вычисляют итоговое значение деформационной характеристики по результатам наблюдений в последнем и начальном циклах;
- план объектов мониторинга в произвольном масштабе с отображёнными местами исходных и деформационных знаков, текущих и итоговых значений деформационных характеристик для каждой деформационной марки;

- графики деформаций, если это предусмотрено техническим заданием;
- план объектов мониторинга с линиями равных деформаций, если это предусмотрено техническим заданием;
- эпюры распределения осадок по периметру сооружения, если это предусмотрено техническим заданием.

В случае выявления деформаций, превосходящих предельные значения, необходима организация углублённого анализа результатов наблюдений. Выполнение такого анализа является самостоятельной научно-технической задачей.

10.10. Методы измерений горизонтальных перемещений

Горизонтальные перемещения объектов определяют из сравнения плоских прямоугольных координат точек сооружения между циклами.

При изучении горизонтальных перемещений перед началом измерений в общем случае производятся следующие подготовительные работы:

- устанавливаются надёжные и стабильные в плановом отношении опорные знаки, часто снабжённые принудительными центрировочными приспособлениями;
- на исследуемом объекте на внешних или внутренних его конструкциях закрепляются контрольные геодезические знаки – деформационные марки;
- разрабатываются методы контроля стабильности опорных знаков, чаще всего в виде программы наблюдения ориентирных пунктов;
- разрабатываются методы наблюдений деформационных марок, обеспечивающие необходимую точность определения их координат.

Горизонтальные перемещения фундаментов зданий и сооружений могут быть измерены одним из следующих методов или их комбинированием:

- методом створных наблюдений;
- методом засечек и отдельных направлений (горизонтальных углов);
- координатными методами (триангуляции, полигонометрии, спутниковыми методами и т.п.);
- фотограмметрическими методами или лазерным сканированием.

Допускается применение методов трилатерации, линейно угловых построений, а также сочетаний перечисленных методов. Кроме того могут быть использованы прямые и обратные отвесы.

Отдельные методы измерений горизонтальных перемещений могут применяться лишь для некоторых классов точности измерений. Так, метод фотограмметрии применим только для II – IV классов точности, а метод полигонометрии лишь для III – IV классов точности.

Плановые опорные пункты располагают вне сооружения, по возможности, в устойчивых грунтах, в стороне от проездов и с удобным подходом. Ранее на рисунках 10.6 и 10.7 нами показаны возможные простые конструкции плановых опорных знаков открытого и закрытого типов. Закрытые знаки закладывают в горные выработки и обжитые районы заподлицо с земной поверхностью (асфальтом).

При наблюдениях с таких знаков прибор устанавливается на штативе и центрируется при помощи оптического центрира.

Открытые опорные знаки выступают над поверхностью земли на высоту, удобную для производства наблюдений. Прибор непосредственно устанавливается на центрировочное устройство знака.

В реальности конструкции плановых знаков весьма разнообразны и могут быть достаточно сложными. Положение этих знаков контролируют по другим, так называемым *ориентирным* пунктам, располагаемым на значительных расстояниях (1 – 2 км).

Деформационные (контролируемые) знаки закрепляются на элементах конструкций сооружений по возможности ближе к основанию не реже 20 м, по углам, по обе стороны осадочных (температурных) швов, в местах максимальных горизонтальных нагрузок. Места установки деформационных марок должны быть согласованы с заказчиком (проектной организацией).

На гидротехнических сооружениях наиболее выгодным местом установки марок считается пол нижней потерны, над конечными точками которой и по обе стороны секций или монолитных блоков должны быть оставлены отверстия для выноса центров знаков на гребень плотины.

Конструкции деформационных марок достаточно разнообразны и зависят от принятого способа измерений. Так, если наблюдения предполагается осуществлять засечками, способом горизонтальных углов или отдельных направлений, словом, деформационную марку следует наблюдать, то её конструкцию проще выполнить в виде визирной цели из геометрической фигуры, раскрашенной в два цвета, например, жёлтый и чёрный.

Если измерительным прибором является электронный тахеометр, то визирная цель может быть представлена в виде втулки, в которую на момент измерений принудительно вставляется призмный отражатель. Визирная цель для наблюдений электронным тахеометром может быть также выполнена в виде квадратика светоотражательной плёнки – марки-катафота, наклеенной в интересующем наблюдателей месте.

Визирные цели могут быть подвижными и неподвижными. Неподвижные визирные цели, описанные выше, используются при оптическом и электрооптическом измерении угловых и линейных величин, нестворностей по окулярному или оптическому микрометру, а также при наблюдении опорных и ориентирных пунктов.

Подвижные визирные цели используются для непосредственного измерения отклонений деформационных знаков от линии створа. Они имеют приспособления для принудительного центрирования и могут перемещаться перпендикулярно плоскости створа. Эти перемещения и являются объектом измерений.

Метод створных наблюдений при измерениях горизонтальных перемещений объектов применяют в случаях значительной вытянутости (прямолинейности) исследуемого объекта или его частей. Обеспечив устойчивость концевых опорных знаков створа (точек *A, B, C* и *D*, рис. 10.20), измеряют отклонения Δ деформационных марок *M1, M2, M3* и т.д. от заданного створа различными способами.

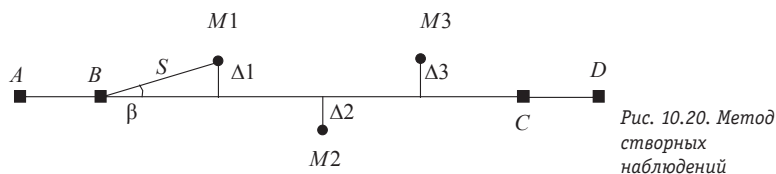


Рис. 10.20. Метод створных наблюдений

Нестворности Δ_1 , Δ_2 и т.д. могут быть измерены непосредственно. Для этих целей створ BC задаётся на местности или струной, или лазерным лучом, или визирной осью зрительной трубы теодолита и алиниметра.

Если створ задаётся лазерным лучом или коллимированным световым потоком, то роль подвижной визирной цели должен выполнять приёмник света с отсчётным приспособлением.

Если створ задаётся визирной осью зрительной трубы теодолита, то измерения нестворностей выполняют на подвижные визирные цели при двух кругах теодолита в прямом и обратном направлениях, а число приёмов измерений должно удовлетворять расчётной точности измерений. Визирование на подвижную визирную цель, центрированную на деформационной марке, осуществляется точными и высокоточными теодолитами, снабжёнными накладными уровнями.

Нестворности Δ_1 , Δ_2 и т.д. могут быть вычислены, если измерены расстояния s до деформационной марки и малые углы β :

$$\Delta = s \cdot \sin \beta = \frac{s \cdot \beta}{\rho} \quad (10.41)$$

Расстояние s от пункта стояния до деформационной марки проще всего измерять электронными тахеометрами. Число приёмов измерения расстояний и горизонтальных углов рассчитывается исходя из предписанной точности измерения перемещений. Более детально створные способы измерений рассмотрены в разделе 9.

Метод отдельных направлений применяется для измерения горизонтальных перемещений строительных объектов при невозможности закрепить створ или обеспечить устойчивость концевых опорных знаков створа.

Для реализации способа необходимо закрепить за пределами зоны деформаций ряд опорных знаков (T_1 , T_2 и т.д.) и неподвижные ориентирные пункты ($ОП$), рис. 10.21.

Величина горизонтального перемещения Δ деформационной марки M определяется с каждого опорного знака по расстоянию S от опорного знака до марки и по изменению направления β между ориентирным знаком и деформационной маркой в двух циклах измерений по формуле

$$\Delta = \frac{\beta \cdot S}{\rho}, \quad (10.42)$$

где ρ – число секунд в радиане.

Марки проще выполнить из светоотражательной плёнки (марки-катафоты), а

наблюдения производить электронным тахеометром. Точность и количество приёмов измерения горизонтальных направлений следует предварительно рассчитать исходя из точности определения сдвига сооружения.

Величину и направление горизонтального перемещения каждой марки можно определять также графически.

Координатные методы применяют для измерения горизонтальных перемещений объектов, возводимых в пересечённой или горной местности, а также при невозможности обеспечить устойчивость концевых опорных знаков створа. Величина и направление перемещения деформационной марки определяются по изменению её координат за промежуток времени между циклами наблюдений. Система координат может быть принята условной, а координатные оси развёрнуты перпендикулярно или параллельно осям сооружения.

Линейно-угловые построения для координатных определений могут быть представлены в виде специальных сетей триангуляции и трилатерации, комбинированных сетей, угловых и линейных засечек, ходов полигонометрии, сетей из вытянутых треугольников с измеренными сторонами и высотами. Выбор способа геодезического построения зависит от формы сооружения, требуемой точности и условий измерений, организационных и других факторов.

Во многих случаях применяют комбинированные линейно-угловые построения, сочетающие трилатерацию и триангуляцию. В таких построениях обычно принято измерять все углы и все или часть сторон. Точность измерения угловых и линейных величин определяется на основе расчётов, исходя из требований точности определения величин смещений.

В расчётах используют формулы для оценки точности определения смещений по осям принятой системы координат X и Y :

$$m_{qx} = \mu \sqrt{2Q_x}; \quad m_{qy} = \mu \sqrt{2Q_y},$$

где μ – средняя квадратическая ошибка веса (обычно ошибка измерения угла или направления);

Q_x и Q_y – обратные веса определения координат наблюдаемых точек соответственно по осям X и Y .

Линейно-угловые построения могут быть одноступенчатыми, когда в единую сеть включают исходные пункты, принимаемые за неподвижные, и деформационные марки на сооружении. При двухступенчатом построении сначала создают опорную сеть, которая может состоять из опорных и вспомогательных знаков.

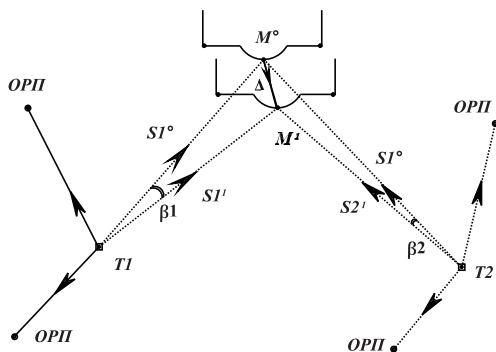


Рис. 10.21. Метод отдельных направлений

Повторные измерения в такой сети позволяют контролировать устойчивость опорных знаков и определять координаты вспомогательных знаков, относительно которых производят наблюдения за положением деформационных марок на сооружениях.

Угловую, линейную засечку или способ полярных координат в качестве второй ступени геодезического построения часто применяют для определения смещений недоступных точек сооружения (рис. 10.22 и рис. 10.23).

На рис. 10.23 под номером 1 показаны места установки визирных целей (отражателей) над знаками основы, под номером 2 – антенны спутниковых приёмников ГНСС и под номером 3 – место установки электронного тахеометра. Спутниковые приёмники осуществляют постоянное слежение (вычисление координат) за гребнем плотины.

Для определения смещений основания сооружения относительно его верхней части, например, подошвы плотины относительно гребня, применяют прямые и обратные (поплавковые) отвесы. В теле сооружения отвесы размещают в вертикальных шахтах или в специально заложённых трубах.

В прямом отвесе вертикальную ось задают проволокой диаметром 0,8-1,2 мм, которую подвешивают наверху и натягивают снизу грузом в 20-30 кг. На нижних ярусах положение проволоки определяют координатомером.

В обратном отвесе вертикальность проволоки реализуют поплавковым устройством в верхней его части. Снизу проволока закрепляется при помощи якоря. Поплавок выполняется в виде полого тора, плавающего в круговом сосуде с жидкостью. Поплавок натягивает проволоку в отвесном положении. При взаимном смещении подошвы плотины и её верха, перемещается осевая точка плавающей системы, что фиксируется микроскопическим координатным столиком.

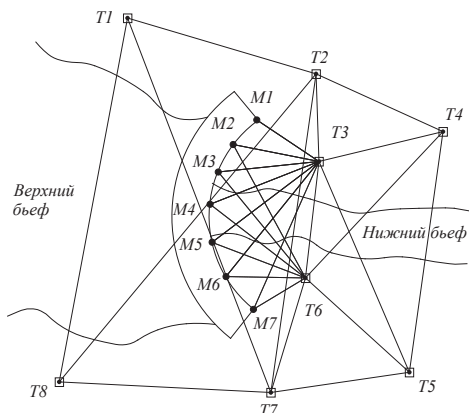


Рис. 10.22. Схема координатных определений на гидроузле

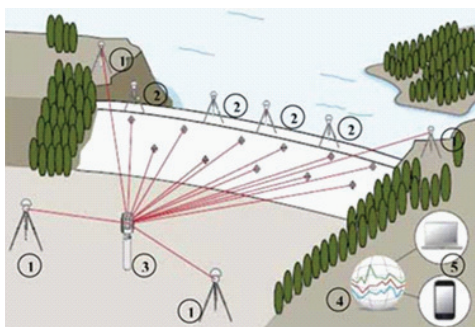


Рис. 10.23. Координатные определения на гидроузле

10.11. Способы измерения кренов.

Крен является наиболее характерным показателем совместной деформации высотного сооружения и его основания. В таких сооружениях, обладающих повышенной чувствительностью к деформациям грунтов основания, крен вызывает развитие дополнительного момента, который в свою очередь способствует увеличению крена и может привести к потере устойчивости сооружения.

Крен сооружения может быть выражен в линейной, угловой и относительной мере.

Под линейной величиной абсолютного крена понимается отрезок между проекциями на горизонтальную плоскость центра подошвы фундамента и положения центра верхнего сечения сооружения.

Абсолютный крен в угловой мере определяется острым углом между отвесной линией в центре подошвы фундамента и положением вертикальной оси сооружения.

Относительным креном называют отношение абсолютного крена сооружения к высоте сооружения.

Наблюдения за кренами сооружений, так же как и за остальными видами деформаций проводятся в соответствии с требованиями СНиП 2.02.01-83 «Основания зданий и сооружений». Эти нормы ограничивают совместную деформацию основания и сооружения предельно допустимой величиной, соответствующей пределу эксплуатационной пригодности сооружения.

Для промышленных дымовых труб предельные относительные крены составляют:

$$i_{np} = 0,005 \text{ при } H \leq 100 \text{ м;}$$

$$i_{np} = 1/2H \text{ при } H > 100 \text{ м.}$$

Для многоэтажных бескаркасных зданий предельные крены определены значением 0,005 при высоте сооружения более 100 м.

Основная задача наблюдений за кренами сооружений башенного типа состоит в предупреждении возможного появления недопустимых величин кренов и разрушения строения. Решение этой задачи является необходимым условием нормальной эксплуатации сооружения.

Для производства высокоточных систематических наблюдений за кренами высотных инженерных сооружений геодезические службы осуществляют следующие работы:

- построение опорной плано-высотной геодезической сети при сооружении, находящемся в эксплуатации (для строящихся сооружений наблюдения за деформациями производятся с пунктов разбивочной сети);
- производство геодезических измерений по разработанной и обоснованной методике;

Наблюдения за кренами сооружений производятся на основе технического задания, в котором указывается точность измерений, схема размещения деформационных марок, периодичность и сроки наблюдений, а также требования к построению геодезической основы.

На основе технического задания разрабатывается проект производства геодезических работ, включающий в себя:

- расчёт необходимой точности геодезических измерений;
- выбор и обоснование схемы построения плано-высотной основы и конструкции опорных пунктов;
- конструкции деформационных знаков и способ их закрепления;
- методику геодезических измерений в соответствии с выбранными приборами и методами наблюдений крена;
- перечень инструментов и оборудования и календарный план производства работ;
- методы обработки результатов измерений, расчёт численности и штатов исполнителей и смету на производство работ.

Наблюдения исследуемого сооружения следует выполнять способами, обеспечивающими требуемую точность и надёжность определения крена, и вместе с тем экономически наиболее выгодными.

Определение крена эксплуатируемого сооружения в зависимости от требуемой точности и высоты объекта, а также местных условий может быть осуществлено одним из следующих геодезических способов:

- координат;
- высокоточного нивелирования осадочных марок;
- измерения горизонтальных углов или направлений;
- вертикального проектирования и зенитных расстояний;
- методами фотограмметрии и лазерного сканирования.

Для измерений кренов высокого сооружения в его окрестностях строится геодезическая плано-высотная опорная сеть, с пунктов которой производятся наблюдения интересующих точек сооружения. Исходя из способа измерений, опорные пункты располагают таким образом, чтобы составленные ими стороны и базисы явились основой для производства измерений по избранным точкам фасадов и контуров сооружения. Наблюдения производят циклично (периодически) в соответствии с разработанной и принятой методикой измерений.

Способ координат заключается в циклическом координировании центров деформационных марок, расположенных в верхних и нижних поясах высотного сооружения.

Для этих целей против исследуемого фасада высотного сооружения необходимо установить не менее двух опорных знаков, образующих базис, с концов которого определяют координаты верхней и нижней деформационных марок, закреплённых на фасаде сооружения (рис. 10.24).

Чаще всего вокруг исследуемого сооружения строится сеть из пунктов замкнутого полигонометрического хода или линейно-угловой сети. Опорные сети привязывают к Государственным сетям.

На рисунке 10.24 точки A, B, C, D – пункты опорной сети, а точки $M1, \dots, M4$ – деформационные марки.

Конструкции плановых опорных знаков рассматривались ранее (рис. 10.6 и 10.7). В качестве деформационных марок могут быть использованы марки из светоотражательной плёнки (марки-катафоты). Координаты центров марок могут быть определены по координатам опорных знаков способами прямой угловой засечки, а также способом полярных координат. По разностям координат точек между начальным и текущим циклами наблюдений находят составляющие крена за данный промежуток времени:

$$Q_x = x_i - x_0; \quad Q_y = y_i - y_0; \quad (10.43)$$

полную величину крена и его направление:

$$Q = \sqrt{Q_x^2 + Q_y^2}, \quad \text{tg} \alpha_Q = \frac{Q_y}{Q_x}. \quad (10.44)$$

Методику и точность наблюдений следует обосновать исходя из необходимой точности измерения крена.

Способ высокоточного нивелирования основан на циклическом высокоточном геометрическом или гидростатическом нивелировании деформационных марок, расположенных на диаметрально противоположных сторонах цокольного сечения сооружения (рис. 10.25).

На рисунке исходное положение деформационных марок обозначено точками 1_0 и 2_0 . Высотное положение тех же точек в i -том цикле наблюдений обозначено точками 1_i и 2_i . Соответствующие осадки названных точек за время наблюдений обозначены через S_1 и S_2 .

При неравномерных осадках деформационных марок возникнет их разность, равная $\Delta S = S_2 - S_1$. Относительный крен сооружения определится выражением

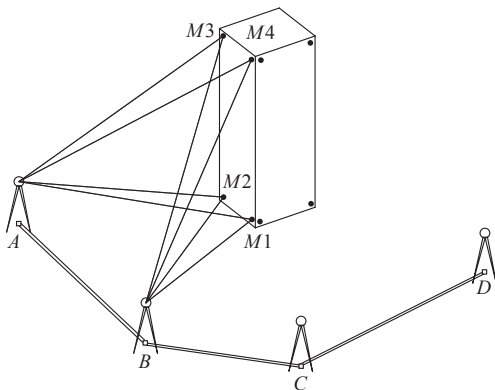


Рис. 10.24. Способ координат

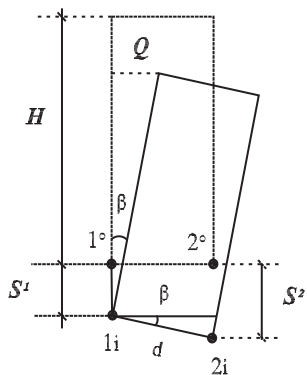


Рис. 10.25. Определение крена нивелированием

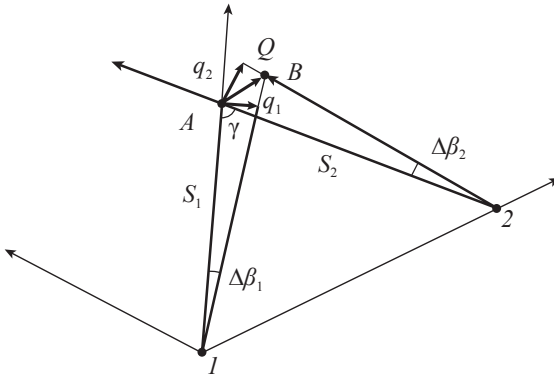


Рис. 10.26 Определение крена измерением горизонтальных углов

$$Q/H = \Delta S/d \quad (10.45)$$

В этой формуле d – расстояние между марками, а H – высота сооружения. Q – линейная величина абсолютного крена.

Для измерения крена сооружения сложной геометрической формы используют ранее описанный метод измерения **отдельных направлений (горизонтальных углов)** с двух постоянно закреплённых опорных пунктов и базисов, образованных этими и ориентирными пунктами. Направления с опорных пунктов на исследуемый объект могут быть взаимно перпендикулярны, но могут также составлять некоторый угол γ (рис. 10.26).

Способ заключается в определении составляющих абсолютного крена и его величины в первом цикле и приращений крена в последующих циклах по результатам измерений горизонтальных направлений.

На рис. 10.26 точки I и 2 – опорные пункты геодезической сети, построенной для исследования кренов некоторого высотного объекта. Точки A и B – пространственное положение наблюдаемой верхней точки (деформационной марки) сооружения соответственно в нулевом и текущем циклах наблюдений. Следовательно, вектор $AB = Q$ есть линейный сдвиг (пространственное перемещение) верхней точки сооружения за истекший период наблюдений. Составляющие этого перемещения q_1 и q_2 могут быть найдены, если в точках I и 2 измерены горизонтальные углы, образованные какими-либо исходными направлениями и исследуемой точкой, найдены изменения (приращения) горизонтальных углов ($\Delta\beta_1$ и $\Delta\beta_2$) за время между циклами, а также измерены горизонтальные расстояния (S_1 и S_2) между опорными пунктами и проекцией наблюдаемой точки на основание сооружения. Таким образом, по величине изменения направлений между циклами на верхнюю точку сооружения и горизонтальному проложению до наблюдаемой точки находят составляющие крена q_1 и q_2 :

$$q_1 = \frac{S_1 \Delta\beta_1}{\rho}; \quad q_2 = \frac{S_2 \Delta\beta_2}{\rho}. \quad (10.46)$$

Полная величина крена Q и направление перемещения верхней точки находятся из соотношений

$$Q = \sqrt{q_1^2 + q_2^2}, \quad \operatorname{tg} \alpha_Q = q_1 / q_2. \quad (10.47)$$

Отношение линейной величины крена Q к высоте сооружения H даёт крен в угловой мере

$$i = \frac{Q}{H} \rho. \quad (10.48)$$

Величина крена определяется по линейной величине сдвига, отнесённого к высоте деформационной марки над подошвой фундамента.

Если наблюдения за кренами ведут с пунктов, линии визирования с которых располагаются под некоторым углом засечки γ , то полный крен вычисляют по формуле

$$Q = \frac{1}{\sin \gamma} \sqrt{q_1^2 + q_2^2 - 2q_1 q_2 \cos \gamma}. \quad (10.49)$$

При измерении кренов фундамента или сооружения методом **вертикального проектирования** применяются высокоточные теодолиты, снабжённые накладным уровнем, или приборы вертикального проектирования.

Способ применяется для наблюдений за наклоном сооружений небольшой высоты при условии обеспечения видимости и доступа к нижней их части. Способ удобен для выверки вертикальности оси сооружения и в процессе строительства.

Проектирование верхней деформационной марки вниз и отсчитывание по палетке (рейке), установленной в цокольной части, выполняют с трёх опорных пунктов при двух положениях зрительной трубы теодолита или четырёх положениях трубы зенит-прибора. Величина крена определяется по разности отсчётов по рейке или по разности координат палетки, отнесённой к высоте сооружения в двух циклах.

Для реализации **стереофотограмметрического** способа напротив фасада исследуемого сооружения разбивают базис фотографирования, располагая его симметрично объекту и ориентируя примерно параллельно какой-либо плоскости фасада. Расстояние от базиса до сооружения определяется высотой объекта и требуемой точностью измерений. Концы базиса фотографирования закрепляются постоянными знаками, а его длина рассчитывается по известным соотношениям и тщательно измеряется [6, 19].

Систематические наблюдения за креном сооружения ведутся по результатам измерения координат маркированных точек, которые располагают в верхнем и нижнем сечениях сооружения. Начало пространственной фотограмметрической системы координат совмещается с левым концом базиса фотографирования, ось ординат – с направлением оптической оси камеры фототеодолита, ось абсцисс – с проекцией базиса фотографирования на горизонтальную плоскость, ось аппликата вертикальна.

В каждом цикле наблюдений изучаемое сооружение фотографируют с двух концов базиса, применяя нормальный случай съёмки. Полученные в результате съёмки стереопары обрабатывают на стереокомпараторе и вычисляют пространственные фотограмметрические координаты X , Y , и Z маркированных точек сооружения, что даёт возможность вычислять линейные величины частных кренов, направление и абсолютные значения кренов сооружения.

Крены фундаментов под машины и агрегаты могут быть определены посредством переносных или стационарных наклонмеров или клинометров – уровней, снабжённых микрометрическим винтом.

Наиболее точными современными приборами для измерения наклонов являются электронные уровни и датчики углов наклона.

В процессе строительства геодезический контроль вертикальности конструкций и собственно сооружения осуществляется при помощи тяжёлых отвесов, лазерных и оптико-механических зенит-приборов, накладных уровней с большой базой и т. п.

При определении кренов сооружений методика измерений непосредственно зависит от принятого способа этих определений. Так, если крен определяется вертикальным проектированием при помощи зенит-прибора, то методика измерений будет полностью соответствовать технологическому процессу вертикального переноса базовой точки на монтажные горизонты. Средняя квадратическая ошибка построения оптической вертикали зенит-приборами при высоте до 100 м составляет 1 мм.

Методика наблюдений за кренами способами, основанными на прямой угловой засечке, или способом полярных координат, разрабатывается в соответствии с требуемой точностью измерений горизонтальных углов и длин линий исходя из требуемой точности определения крена.

Определение кренов сооружений даже при благоприятной форме засечки требует применения высокоточных теодолитов типа ОТ-02, Т-1 и т. п. и современных электронных тахеометров.

Перед началом измерений приборы следует тщательно исследовать и выполнить все проверки. Следует убедиться в устойчивости инструмента на туре или штативе, разыскать все визирные цели, подлежащие наблюдению, и составить таблицу установок лимба между приёмами.

Углы следует измерять способом круговых приёмов. Количество приёмов для измерения углов с точностью 2-3" теодолитами ОТ-02 и Т-1 должно быть не менее трёх. Измерения следует производить при благоприятных условиях видимости в пасмурные дни, в периоды спокойных и чётких изображений. Инструмент следует установить на пункте наблюдения заблаговременно, чтобы его температура сравнялась с температурой воздуха.

Для исключения влияния ветрового потока на результаты угловых измерений наблюдения следует производить в безветренную погоду.

Для ослабления влияния рефракции пункты наблюдения за креном располагают так, чтобы визирные лучи проходили не ближе 10 м от нагреваемых поверхностей.

Существенное влияние на точность определения кренов могут оказать ошибки, вызываемые неровностями поверхности сооружения и несимметричностью поясов относительно его оси. Для ослабления влияния этого фактора следует предусмотреть наблюдения нескольких сечений на разных высотах.

Предельные погрешности измерения кренов в зависимости от высоты H наблюдаемого сооружения определены ГОСТ 24846-81. «Грунты. Методы измерения деформаций оснований зданий и сооружений» и не должны превышать величин, мм, для:

- гражданских зданий и сооружений $- 0,0001H$;
- промышленных зданий и сооружений, дымовых труб, доменных печей, мачт, башен и др. $- 0,0005H$;
- фундаментов под машины и агрегаты $- 0,00001H$.

Так, для гражданского здания высотой 200 м предельная погрешность определения крена составит 20 мм. Следовательно, средняя квадратическая погрешность определений крена не должна превысить 10 мм. Зная эту величину, подбирают схему и способ измерений, а также приборы. Например, если определение крена предполагается осуществлять координатным методом (способом полярных координат) с твёрдых пунктов опорного базиса при помощи электронного тахеометра, то предварительные расчёты выполняют следующим образом.

Составляют схему опорной сети и определяют среднее расстояние от знаков этой сети до деформационных марок, расположенных на исследуемом здании. Пусть это расстояние находится в пределах 400 м.

Определяют точностные параметры используемого прибора, электронного тахеометра. Пусть эти параметры для наиболее распространённых приборов будут: средняя квадратическая ошибка измерения дальности на указанных расстояниях $m_s = 3$ мм, а средняя квадратическая ошибка измерения горизонтального угла $m_\beta = 2''$. Тогда средняя квадратическая ошибка планового положения деформационной марки в отдельном цикле наблюдений определится по известной формуле

$$m_{\text{пол}}^2 = m_s^2 + S^2 \frac{m_\beta^2}{\rho^2}. \quad (10.50)$$

Эта формула отражает ошибку способа определения координат марки без учёта ошибок исходных данных и центрирования.

Подставив в эту формулу приведённые выше числовые значения, получим $m_{\text{пол}} = 5$ мм.

Однако линейная величина абсолютного крена определяется по разности координат деформационной марки в нулевом и текущем цикле наблюдений. Следовательно, средняя квадратическая ошибка линейной величины крена по отношению к $m_{\text{пол}}$ увеличится по крайней мере в $\sqrt{2}$, что составит 7 мм. Иными словами, в первом приближении можно заключить, что метод определения крена полярной засечкой электронным тахеометром обеспечивает условия ГОСТ 24846-81. Следовательно, способ измерения и принятый прибор позволяют получить результаты в пределах установленных норм точности, т. е. полученные расчётные значения сравнивают с допустимыми, нормативными или строитель-

ными допусками и принимают решения о целесообразности принятого метода и приборов.

Для более уверенного заключения следует детализировать процесс измерений и выполнить строгую оценку точности с учётом влияния всех возможных ошибок, свойственных принятому способу.

11. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ НА МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДАХ

11.1. Конструкции мостов

Мост является одним из древнейших инженерных изобретений человечества. Мосты являются искусственными сооружениями, возведенными через реку, озеро, овраг, пролив или любое другое естественное препятствие. Мост, возведённый через дорогу, называют путепроводом, мост через овраг или ущелье – виадуком.

Как правило, мосты состоят из пролётных строений и опор. Пролётные строения служат для восприятия нагрузок и передачи их опорам; на них может располагаться проезжая часть, пешеходный переход, трубопровод. Опоры переносят нагрузки с пролётных строений на основание моста.

Пролётные строения состоят из несущих конструкций: балок, ферм, диафрагм (поперечных балок) и собственно плиты проезжей части. Статическая схема пролётных строений может быть арочной, балочной, рамной, вантовой или комбинированной; она определяет тип моста по конструкции. Обычно пролётные строения прямолинейны, однако в случае необходимости (например, при постройке эстакад и дорожных развязок) им придают сложную форму: спиралеобразную, кольцевую, и т. д.

Пролётные строения поддерживаются опорами, каждая из которых состоит из фундамента и опорной части. Формы опор могут быть весьма разнообразными. Промежуточные опоры называются быками, береговые – устоями. Устои служат для соединения моста с подходными насыпями.

Материалами для мостов служат металл (сталь и алюминиевые сплавы), железобетон, бетон, природный камень, дерево, канаты, ванты.

Схема моста – формула, в которой последовательно представлены размеры расчётных пролётов – расстояния между центрами опорных частей пролётных строений. Если несколько последовательных опорных частей имеют одинаковый размер, указывается их количество, помноженное на размер каждого. Например (вымышленный «мост»), схема моста $5+3 \times 10+4$ м значит, что у первого пролётного строения моста расчётный пролёт – 5 метров, три следующих – по 10 метров каждый и пятый – 4 метра.



Рис. 11.1. Арочный мост Алькантара в Испании

По пропускаемой нагрузке мосты делятся на:

- железнодорожные;
- автомобильные;
- метромосты;
- пешеходные;
- комбинированные (например, автомобильно-железнодорожные);
- водные путепроводы (мосты для кораблей с низкой ватерлинией в Ирландии, Германии).



Рис. 11.2. Мост в гавани Сиднея

Выделяют также трубопроводные мосты, акведуки (используются для транспортировки воды) и виадуки (мосты через овраги или ущелья; соединяют точки, равные по высоте).

По статической схеме мосты делятся на балочные, распорные и комбинированные.

• *Балочные* — самые простые по конструкции мосты, предназначены для перекрытия небольших пролётов. Пролётные строения — балки, перекрывающие расстояние между опорами. Основная отличительная особенность балочной системы состоит в том, что с пролётных строений на опоры передаются только вертикальные нагрузки, а горизонтальные отсутствуют.

• *Распорные системы* отличаются от балочных тем, что нагрузки, передаваемые с пролётных строений на опоры, имеют не только вертикальную, но и горизонтальную составляющую, называемую в строительной механике распором. Выделяют несколько разновидностей распорных систем, довольно сильно отличающихся друг от друга:

• *Рамная система* состоит из рам, стойки которых выполняют роль опор, а ригели — роль пролётных строений. По форме рамы могут быть Т-образными, П-образными, а также иметь две наклонные стойки и консольные свесы (специального названия не имеют). Достоинствами рамной системы являются небольшая строительная высота и увеличенное по сравнению с балочными системами подмостовое пространство. Всё это делает рамные конструкции удобными для путепроводов и эстакад. Также данная система может быть применена в горных условиях из-за того, что там в силу особенностей рельефа нельзя понизить уровень проезда. Недостатками рамной системы являются сложность строительства и чувствительность к деформации основания. Такие системы в настоящее время малоприменимы из-за дороговизны и специфичности.

• *Висячие* — мосты, в которых основная несущая конструкция выполнена из гибких элементов (канатов, цепей и др.), работающих на растяжение, а проезжая часть подвешена. Этот вид представляют все крупнейшие по длине и высоте пролёта мосты мира.

• *Вантовые* — разновидность висячих мостов: роль основной несущей конструкции выполняет вантовая ферма, выполненная из прямолинейных стальных канатов. Ванты прикреплены к пилонам — высоким стойкам, монтируемым не-

посредственно на опорах. Пилоны в основном располагаются вертикально, но не исключено и наклонное их расположение. К вантам крепится балка жёсткости, на которой располагается мостовое полотно. Ванты располагаются под углом наклона к горизонтали не менее 30 градусов, так как в противном случае в них возникают большие усилия, и жёсткость сильно уменьшается. Балку жёсткости лучше выполнять коробчатого сечения, поскольку это улучшает её работу на кручение от временных нагрузок и от действия ветра. Наиболее часто вантовая система применяется при перекрытии глубоких рек и в городских условиях.

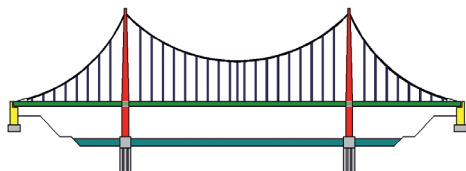


Рис. 11.3. Схема конструкции вантового моста

• *Арочные* — основными несущими конструкциями являются арки или своды. Арка — криволинейный брус, у которого поперечный размер меньше высоты. Свод — криволинейный брус, у которого ширина сечения значительно больше высоты.

Арочные мосты могут быть с ездой поверху, понизу и посередине. Опоры арочных мостов всегда массивные, поскольку должны быть рассчитаны и на восприятие распора. При больших пролётах арки всегда экономичнее балочных конструкций, но только в отношении пролётных строений. Из-за большого развития опор в поперечном сечении мост арочной системы дешевле балочного только при высоте опор до 2 м. Арочные мосты характерны для горных условий, поскольку позволяют перекрыть больший пролёт, чем балки, а в условиях горного рельефа сооружение дополнительных опор не оправдано. Также специфическая область применения арочных мостов обусловлена тем, что они требуют большого подмостового пространства, особенно с ездой поверху, что приводит к удорожанию и усложнению строительства насыпей подходов, которые могут достигать высоты 20 м; возрастает вероятность оползней на таких насыпях в начальный период их эксплуатации. Часто арочные мосты строят в городских условиях из соображений красоты.

• *Ферменные* — как правило, железнодорожные мосты с пролётом свыше 50 м. Преимущество фермы — лёгкая конструкция, позволяющая перекрывать достаточно большие пролёты (обычно от 40 до 150 м). Фермы изготавливают из стандартного стального проката. Существует единственная в мире эксплуатируемая железобетонная ферма, находится в г. Белово Кемеровской области на подъездных железнодорожных путях предприятия.



Рис. 11.4. Живописный мост через Москву-реку

- *Комбинированная схема* — наиболее часто встречается балка с арочной подпругой; как правило, это городские мосты через большие реки.

11.2. Состав геодезических работ на мостовых переходах

Геодезические работы на мостовых переходах выполняют в процессе изысканий, строительства и эксплуатации. При изысканиях производят:

- трассирование по всем вариантам трассы для выбора оптимального места мостового перехода;
- съёмку участка мостового перехода для составления генерального плана;
- определение длины мостового перехода, привязку опор к пикетажу трассы.

Для обеспечения строительства необходимо:

- создать геодезическую разбивочную планово-высотную основу;
- выполнить разбивку опор моста;
- обеспечить монтаж пролётных строений в геодезическом отношении;
- выполнить контроль качества строительства и исполнительные съёмки;
- вести натурные наблюдения за деформациями элементов мостового перехода в период строительства.

В эксплуатационный период необходимо:

- вести наблюдения за деформациями конструкций моста;
- периодически производить топографические съёмки мостового перехода для оценки динамики русловых процессов и возможных движений земной поверхности, влияющих на эксплуатационные характеристики сооружения.

Выбор места мостового перехода является важнейшей задачей изысканий.

Для проектирования мостового перехода используют топографические карты масштабов 1:10000 – 1:5000, а на стадии рабочей документации – планы масштабов 1:2000 – 1:1000.

Выбор оптимального места устройства мостового перехода выполняют как на основе топографо-геодезической, так и геологической информации. Мостовой переход располагают примерно перпендикулярно к направлению течения (в пределах 5 - 10°). Трасса должна пересекать реку в самой узкой и возвышенной части поймы, вдали от перекатов и не на крутых поворотах русла. Малые водопропускные сооружения могут быть размещены при любых сопряжениях элементов плана и профиля дороги.

В зависимости от стадий проектирования требуются различные топографические материалы. *Ситуационный план* служит основой для разработки генерального плана мостового перехода и его сопряжения с трассой, выбора схемы расположения регуляционных сооружений, для производства инженерно-геологической съёмки.

Топографическую съёмку на стадии рабочей документации производят в масштабах 1:2000 – 1:1000. В случае строительства моста в сложных условиях на застроенных территориях масштаб съёмки может быть 1:500 и крупнее.

Съёмку по обоим берегам следует вести в единой системе координат и высот. Система координат и высот, как правило, условная. Одну из осей совмещают с

ось мостового перехода, а начало счёта высот выбирают так, чтобы избежать отрицательных отметок. Система координат съёмки должна быть согласована с пикетажем по трассе и системой высот, принятой при проектировании.

В процессе изысканий определяют длину мостового перехода между двумя точками, расположенными на противоположных берегах в незатопляемых местах. На рис. 11.5 это расстояние – между точками А и В, которое используется для аналитической привязки проекта мостовых сооружений к исходным пунктам и пикетажу трассы.

Точность измерения в натуре общей длины L моста определяется классом и необходимой точностью сооружения моста. Из рис. 11.5 видно:

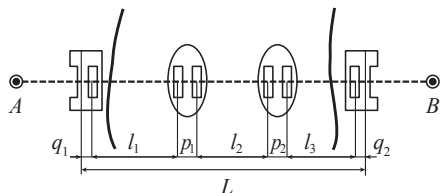


Рис. 11.5. Длина мостового перехода

$$L = \sum_1^n l_i + \sum_1^{n-1} p_i + (q_1 + q_2), \tag{11.1}$$

где l_i – расчётная длина пролётного строения; p_i – расстояние между осями опорных частей смежных пролётных строений; q_i – расстояние от осей опорных частей до шкафных стенок береговых устоев; n – число пролётов моста.

Точность определения длины лежит в пределах 20–50 мм, зависит от конструкции моста и определяется допусками, регламентированными СНиП 3.06.04-91 «Мосты и трубы». Такая точность легко выдерживается современными электронными тахеометрами.

Если мост собирается из сборных железобетонных конструкций, то перед монтажом следует убедиться в соответствии фактических размеров этих конструкций проектным. Предельные отклонения от номинала не должны превышать значений, приведённых ниже (мм):

- Блоки фундаментов и опор:
 - по высоте..... ±5
 - по остальным измерениям..... ±10
- Неплоскостность торцов блоков опор..... ±5
- Пролётные строения и их блоки
 - по длине..... +30; –10
 - по наибольшей ширине +20; –10
 - по высоте в любом сечении +15;
 - по остальным измерениям..... +5
- Линейные элементы
 - по длине +15
 - по поперечным размерам +0,02 стороны сечения
 - искривление..... 0,002 длины
- Разность отметок опорных поверхностей 0,001 расстояния между осями ферм (балок)

До начала строительно-монтажных работ заказчик обязан создать *геодезическую разбивочную основу* для строительства моста. Разбивочная основа должна закрепить на местности высотные реперы и продольную ось моста. Для мостов длиной более 300 м закрепляются пункты специальной плановой геодезической сети, включающей знаки на главной и дублёрной осях, а также дополнительные пункты, расположенные выше и ниже по течению.

Предельные ошибки положения пунктов относительно принятых за исходные отражены в отмеченном СНиПе (мм):

- Пункты плановой геодезической сети..... 6
- Отметки постоянных реперов 3
- Отметки временных реперов 5

Относительно пунктов разбивочной основы в натуре выносят центры опор и отметки временных и постоянных реперов на опорах. СНиП 3.06.04-91 определяет следующие предельные ошибки положения центров и отметок на опорах относительно пунктов, принятых за исходные (мм):

- Координаты центров фундаментов опор..... 50
- Координаты центров опор 12
- Отметки временных реперов на опорах..... 5
- Отметки постоянных реперов на опорах..... 3

После возведения опор на них разбивают оси подферменных площадок или иных опорных узлов. Фактическое положение узлов контролируется геодезическими методами.

Монтаж сборных конструкций допускается только после исполнительной съёмки опор, фундаментов и временных устройств для монтажа. Контроль планово-высотного положения конструкций осуществляют систематически от начала сборки до полного его завершения и в процессе монтажа. Геодезическая исполнительная съёмка положения пролётного строения в плане и профиле должна производиться после его установки на опорные части.

После завершения монтажных работ выполняют исполнительную съёмку ответственных элементов моста. Допустимые отклонения положения и размеров приведены ниже (мм):

- Смещение осей конструкций в плане относительно разбивочных осей:
 - осей фундаментов (ростверков) в котлованах 25
 - осей опор на уровне обреза фундамента 10
 - осей деревянных опор 20
 - осей стоек, колонн,
пролётных строений, сводов..... 0,005 пролёта,
но не более 50
 - осей продольных балок пролётного строения..... 15
- Размеры конструкций в плане:
 - фундаментов в котлованах (ростверков)..... ±50
 - опор выше обреза фундамента..... ±20
- Смещение конструкций относительно вертикали:
 - фундаментов..... 20

опор выше обреза фундамента.....	0,002	высоты, но не более 25
балочных и арочных ж/б пролётных строений	10	
Отметки поверхностей:		
обреза фундаментов.....	±50	
верха площадок опорных плит	±15	
Разность отметок площадок в пределах одной опоры 5		

Независимо от принятой схемы геодезических работ необходимо задать такую точность измерений, чтобы конечные результаты определения положения или выноса в проектное положение отдельных элементов конструкций не превышали указанных предельных величин.

В процессе строительства вплоть до возведения опор необходимо обеспечивать проектное положение элементов конструкций моста в единой системе координат. При этом наиболее жёсткие требования предъявляются к определению положения осей опор на уровне фундамента. Строительный допуск как по направлению вдоль, так и поперёк главной оси моста составляет $\Delta = 10$ мм. Для отметок верха подферменных площадок $\Delta = 15$ мм. Выполнение этих требований – конечная цель разбивки мостовых опор.

11.3. Плано-высотная основа мостового перехода

Геодезическая разбивочная сеть мостового перехода строится в соответствии с основным принципом геодезических построений – переходом от общего к частному. От всеохватывающих точных построений (на всём строительном объекте, мостовом переходе) последовательно производят локальные, частные построения (разбивки опор, конструкций). Таким образом, разбивочная сеть является общей основой разбивки моста, она должна обеспечить контроль разбивочных работ на всех стадиях строительства. Поэтому в процессе её проектирования принимают во внимание многие обстоятельства, способствующие успешной реализации строительства.

Плано-высотная сеть мостового перехода должна быть максимально удобной для производства разбивочных работ и контроля центров опор. Пункты сети должны располагаться в местах, обеспечивающих их максимальную сохранность и незыблемость плано-высотного положения. Располагают пункты с учётом технологии строительства и его организации.

В зависимости от конкретных условий строительства и от наличия соответствующих геодезических приборов плано-высотная сеть мостового перехода может быть выполнена в виде триангуляционных, линейно-угловых построений или полигонометрии. Сегодня всё чаще схемы разбивочных сетей реализуются на основе спутниковых определений и в комбинации с традиционными технологиями. Иногда в качестве геодезической разбивочной основы принимают закреплённую ось моста и параллельные ей створы, если разбивка опор моста может быть выполнена по оси сооружения светодальнометром или электронным тахеометром.

Разбивочную сеть создают в частной системе координат. Одну из координатных осей (чаще ось x) совмещают с осью мостового перехода. Координаты одного из пунктов, лежащих на этой оси, задают исходя из условия положительности координат всех пунктов. Предельная ошибка положения пунктов разбивочной сети относительно исходного равна 6 мм. Для подавляющего большинства случаев это требование является несколько завышенным. Поэтому считается целесообразным рассчитывать точность разбивочной сети в каждом конкретном случае, исходя из требований к конечным результатам.

Специфической особенностью мостовых разбивочных сетей является то, что оцениваемой стороной всегда является сторона, совпадающая с осью мостового перехода. Для больших мостов требуется, чтобы предельная ошибка определения длины мостового перехода не превышала величины

$$\Delta_L = \sqrt{\sum_1^n \left(\frac{l_i}{10000} \right)^2} + 0,5n, \quad (11.2)$$

где l_i – длина пролёта с номером i , см; n – число пролётов моста.

Мостовая триангуляция. Этот вид геодезических построений, весьма популярный во времена, когда отсутствовали спутниковые определения, а высокоточные линейные измерения производились очень сложными и дорогостоящими способами, сегодня потерял своё значение, уступив место современным электронным методам и средствам высокоточных измерений и координатных определений.

Типовой фигурой мостовой триангуляции является двоянный геодезический четырёхугольник, рис. 11.6, *a* и геодезический четырёхугольник, *b*.

Наиболее удобным является четырёхугольник с продвигом, равным $\frac{1}{2}$ (отношение стороны на берегу к стороне, направленной перпендикулярно потоку). Такая форма геодезического четырёхугольника выбирается потому, что основным способом разбивки в отсутствие электронных тахеометров является прямая угловая засечка. Для реализации этого способа с максимальной возможной точностью необходимо, чтобы углы засечки в центре опоры составляли около 90° , т. е. чтобы береговые стороны четырёхугольника равнялись примерно половине длины мостового перехода. С такой формой образующие фигуру треугольники будут иметь острые углы при диагоналях около 27° , что приводит к существенному

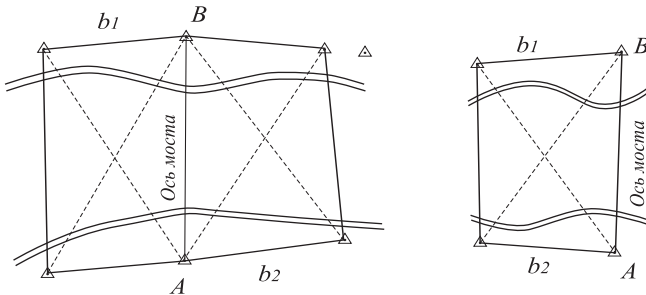


Рис. 11.6.
Схемы мостовой
триангуляции

возрастанию ошибок геометрической связи треугольников (обратные веса).

Мостовая триангуляция не является оптимальным построением также в связи с тем, что часть сторон фигур проходит в рефракционно опасных зонах. Кроме того, на результаты угловых измерений существенное влияние оказывают ошибки центрировки и редукции.

Мостовые сети являются сравнительно простыми геодезическими построениями и чаще всего уравниваются упрощёнными методами. В этом случае сначала уравнивают условия фигур, а затем – полюса.

На рис. 11.7 изображён геодезический четырёхугольник. Для него число независимых условий фигур будет три, если измерены все восемь углов. Кроме того, в этом четырёхугольнике возникает ещё одно условие – условие полюса. Это условие возникает из требования, чтобы диагональ DA прошла через точку A (что не обеспечивают три условия фигур).

Условия фигур будут выглядеть так:

- 1). $1 + 2 + 3 + 4 + 5 + 6 + 7 + 8 - 360^\circ = 0$;
- 2). $1 + 2 - 5 - 6 = 0$; (11.3)
- 3). $3 + 4 - 7 - 8 = 0$.

Приняв за полюс точку пересечения диагоналей, можно составить условие полюса:

$$\frac{\sin 1 \cdot \sin 3 \cdot \sin 5 \cdot \sin 7}{\sin 2 \cdot \sin 4 \cdot \sin 6 \cdot \sin 8} = 1. \tag{11.4}$$

После известных преобразований, переходя к условным уравнениям поправок, получим:

- (1) + (2) + (3) + (4) + (5) + (6) + (7) + (8) + $v_1 = 0$;
- (1) + (2) - (5) - (6) + $v_2 = 0$; (11.5)
- (3) + (4) - (7) - (8) + $v_3 = 0$.

Для полюсного условия будем иметь:

$$(1) + (3) + (5) + (7) - (2) - (4) - (6) - (8) + $v_4 = 0$. \tag{11.6}$$

Решая уравнения (11.3) получим первичные поправки в углы:

$$\begin{aligned} (1) = (2) &= \frac{1}{8}v_1 - \frac{1}{4}v_4; & (3) = (4) &= -\frac{1}{8}v_1 - \frac{1}{4}v_3; \\ (5) = (6) &= -\frac{1}{8}v_1 + \frac{1}{4}v_2; & (7) = (8) &= \frac{1}{8}v_1 + \frac{1}{4}v_3. \end{aligned} \tag{11.7}$$

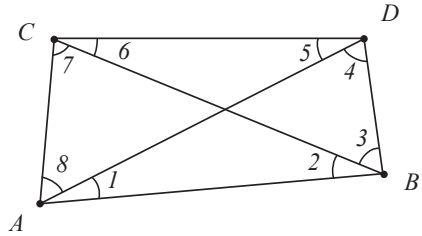


Рис. 11.7. Четырёхугольник с диагоналями

Вторичные поправки в углы находят, решая полюсное уравнение поправок. При этом ставят условие, чтобы вторичные поправки были равны друг другу и имели противоположные знаки для числителя и знаменателя уравнения (11.4), иначе

$$(1) = (3) = (5) = (7) = -(2) = -(4) = -(6) = -(8) = 0. \quad (11.8)$$

Для этих условий вторичные поправки вычисляются по формуле

$$(1) = -(2) = -\frac{\nu_4}{\sum(\alpha + \beta)}. \quad (11.9)$$

В этой формуле α и β – приращения логарифмов синусов углов при изменении величины угла на одну секунду.

Описанный упрощённый метод уравнивания геодезического четырёхугольника практически приводит к тем же результатам, что и строгое уравнивание.

Если разбивочная сеть мостового перехода выполнена из двух спаренных четырёхугольников с двумя базами (рис. 11.6, а), то эту сеть уравнивают за условия фигур, затем каждый четырёхугольник уравнивают независимо за условия полюса и вычисляют два значения мостового перехода, из которых берут среднее.

Линейно-угловая сеть. В связи с широким внедрением в геодезическое производство точных электронных тахеометров для разбивки мостовых переходов всё чаще стали применяться специальные линейно-угловые построения. Типовой фигурой таких сетей является так называемый базовый треугольник 1.2.3.4., в котором измерены четыре стороны и углы при вершинах (рис. 11.8). Береговые стороны и направления в фигурах не измеряются. Обычно строят сдвоенный базовый треугольник: один выше, а другой ниже по течению. Средняя сторона 1-2 при этом совмещается с осью моста, стороны 3-4 и 5-6 служат базами разбивки.

Такие сети обладают рядом достоинств. Отсутствие направлений вдоль берегов позволяет измерять углы в примерно одинаковых внешних условиях и уменьшает влияние боковой рефракции. Взаимная видимость между пунктами сети обеспечивается без постройки высоких знаков.

В базовом треугольнике возникает три условия: фигур, сторон и проекций.

Условие фигур состоит в равенстве углов в пересекающихся диагоналях:

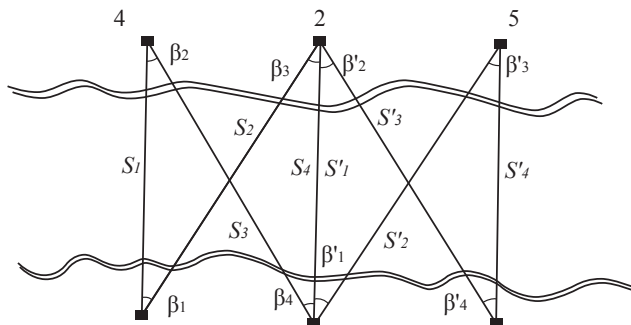


Рис. 11.8. Сеть из базовых треугольников

$$180^\circ - (\beta_1 + \beta_2) = 180^\circ - (\beta_3 + \beta_4),$$

или иначе

$$\beta_1 + \beta_2 = \beta_3 + \beta_4.$$

Уравнение поправок при этом будет иметь вид:

$$(1) + (2) - (3) - (4) + w_\beta = 0, \quad (11.10)$$

где $w_\beta = \beta_1 + \beta_2 - \beta_3 - \beta_4$.

Условие сторон заключается в том, что общая для двух смежных треугольников неизмеренная сторона, вычисленная по измеренным элементам этих треугольников, должна быть одинаковой. Например, для стороны 2-4 из треугольников 2.4.3 и 2.4.1 имеем

$$s_1^2 + s_2^2 - 2s_1s_2 \cos \beta_1 = s_3^2 + s_4^2 - 2s_3s_4 \cos \beta_4 \quad (11.11)$$

или условные уравнения поправок

$$\left[\begin{array}{l} (s_1 - s_2 \cos \beta_1)(s_1) + (s_2 - s_1 \cos \beta_1)(s_2) - (s_3 - s_4 \cos \beta_4)(s_3) - \\ (s_4 - s_3 \cos \beta_4)(s_4) + s_1s_2 \sin \beta_1 \frac{(1)}{\rho''} - s_3s_4 \sin \beta_4 \frac{(3)}{\rho''} \end{array} \right] \frac{1}{a_1} + w_s = 0, \quad (11.12)$$

где

$$a_1 = \sqrt{s_1^2 + s_2^2 - 2s_1s_2 \cos \beta_1}; \quad w_s = a_1 - \sqrt{s_3^2 + s_4^2 - 2s_3s_4 \cos \beta_4}.$$

Скобками (1) или (s_i) обозначены поправки в углы и стороны.

Условие проекций заключается в том, что сумма проекций сторон базового треугольника на ось мостового перехода равна нулю:

$$s_1 \cos(\beta_1 - \beta_4) - s_3 \cos \beta_3 + s_4 - s_2 \cos \beta_4 = 0, \quad (11.13)$$

или

$$\begin{aligned} & \cos(\beta_1 - \beta_4)(s_1) - \cos \beta_4(s_2) - \cos \beta_3(s_3) + (s_4) - \frac{s_1 \sin(\beta_1 - \beta_4)(1)}{\rho''} + \\ & + \frac{s_3 \sin \beta_3(3)}{\rho''} + \frac{[s_1 \sin(\beta_1 - \beta_4) + s_2 \sin \beta_4](4)}{\rho''} + w_{pr} = 0 \end{aligned} \quad (11.14)$$

где

$$w_{pr} = s_1 \cos(\beta_1 - \beta_4) - s_3 \cos \beta_3 + s_4 - s_2 \cos \beta_4.$$

Условные уравнения решают при условии

$$[p_\beta(\beta)^2 + p_s(s_i)^2] = \min,$$

где p_β и p_s – веса измеренных углов и сторон при $p_\beta = 1$ и $p_s = m_\beta^2 / m_s^2$.

Исследования показывают [27], что в сетях из базовых треугольников ошибка уравненного дирекционного угла стороны равна ошибке угловых измерений $m_\alpha = m_\beta$, а средняя квадратичная ошибка уравненной стороны практически не зависит от размеров и формы сети и примерно на 15% меньше ошибки линейных измерений: $m_{s,ур} = 0,85 m_{s,изм}$.

Ошибки координат и ошибки положения конечных пунктов базиса разбивки увеличиваются с увеличением длины мостового перехода и продвига сети. Ошибки абсцисс (по оси моста) при этом возрастают быстрее, чем ошибки ординат.

Базовые треугольники связаны между собой одной общей стороной, поэтому полученными формулами можно пользоваться при оценке типовой сети из двух фигур.

Спутниковые сети на мостовых переходах. В качестве базовой станции выбирают ближайший пункт или несколько пунктов ГГС. Надёжно закрепив точки A и B (рис. 11.9, a), определяют их координаты как роверных пунктов относительно базовой (референцной) станции. Контроль координатных определений можно выполнить прямым промером расстояния AB электронным тахеометром. Однако этого может оказаться недостаточным. В таких случаях при построении каркасной сети из спутниковых определений действующие нормативные документы (СП 47.13330 2012) требуют построения 3 спутниковых пунктов с взаимной видимостью, что позволяет произвести контроль определений координат прямым измерением расстояний между пунктами, а также горизонтальных углов фигуры.

При возведении средних и малых мостов двух пунктов (A и B) вполне достаточно для выполнения разбивок опор и производства других геодезических работ. Однако ситуация на строительной площадке, наличие машин и механизмов чаще всего не позволяют выполнять прямые промеры в створе линии AB . Поэтому для удобства производства разбивочных работ на берегах строят дополнительные геодезические знаки с таким расчётом, чтобы с береговых пунктов (C и D , рис. 11.9, a) визирные линии для точек на оси моста пересекались под углом, близким 90° .

Точность таких построений диктуется нормами точности (формула 11.2), а погрешности координат точек сети не должны превышать 6 мм.

Эти требования к расположению пунктов разбивочной основы продиктованы не только условиями производства разбивок способом прямой угловой засечки, но также удобствами реализации контрольных измерений с береговых пунктов на точки, расположенные на оси сооружения.

Полигонометрические сети. При строительстве моста или путепровода на сравнительно сухой пойме или суходоле разбивочная сеть может быть создана в виде полигонов. Все пункты в такой сети являются узлами. При построении полигонометрии активно используются электронные тахеометры, позволяющие производить линейные измерения с высокой точностью (2 – 3 мм). Углы в ходах измеряют с погрешностями не хуже 2 - 3".

На больших мостовых переходах разбивочная основа может быть построена из сочетания спутниковой сети и полигонометрических ходов. При этом пункты спутниковой сети располагают в качестве магистрального хода вдоль оси трассы. Сгущение сети на мостовом переходе производят полигонометрическими ходами (рис. 11.9, b).

Разбивочные сети мостовых переходов уравнивают строгими способами. После уравнивания спутниковой сети координаты пунктов перевычисляют в стро-

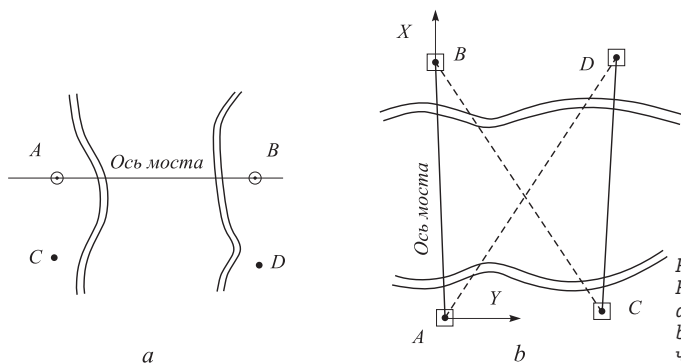


Рис. 11.9.
Разбивочные сети:
а – спутниковая;
б – полигонометрическая

ительную (частную) систему координат, совместив ось X с направлением AB мостового перехода.

Высотную геодезическую сеть на мостовом переходе создают ещё в период изысканий для обеспечения высотами топографических съёмок, для производства разбивочных работ и контрольных наблюдений в период строительства и эксплуатации моста. Грунтовые реперы, заложенные на стадии изысканий, служат исходной основой для передачи высот на опоры и устои моста. Погрешности высот постоянных реперов не должны превышать 3 мм, для временных реперов – 5 мм. Это требование обеспечивается нивелированием III класса.

Реперы, расположенные на противоположных берегах реки, должны иметь отметки в единой системе высот, а погрешности их взаимного высотного положения не должны превышать приведённых выше значений. Для передачи отметок на пункты высотной основы и строительные конструкции применяют три основных метода: геометрического, тригонометрического и гидростатического нивелирования. Однако последний метод не получил широкого распространения из-за его трудоёмкости, хотя зимой по льду, с применениями незамерзающих жидкостей в качестве наполнителей трубопровода он вполне может конкурировать с двумя другими методами.

Зимой отметки через реку можно передавать непосредственным нивелированием по льду. Для этого предварительно в лёд вмораживают деревянные столбики для установки реек. Работы выполняют в периоды наименьших суточных подвижек льда по возможности в кратчайшие сроки.

В летнее и осеннее время в зависимости от характера и ширины водной преграды для передачи высотных отметок с одного берега на другой могут применяться разнообразные схемы и методы геометрического нивелирования. Основные из них рассмотрены в «Инструкции по нивелированию I, II, III и IV классов. ГУГК СССР. – М.: Недра, 1990, – 167 с.».

При ширине реки 300 – 500 м для сокращения расстояний до реек используют имеющиеся острова, отмели или забивают в дно на середине реки сваю для установки реек. На речную точку на свае передают отметку с каждого берега

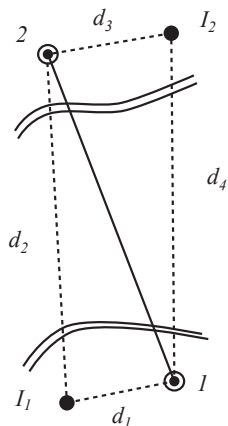


Рис. 11.10. Передача отметки через водное препятствие

при нескольких установках нивелира. Работы выполняются синхронно при одновременной установке трёх реек – на свае и двух реперах.

При ширине реки до 300 м распространение получил метод двойного геометрического нивелирования, сущность которого заключается в следующем.

На обоих берегах примерно на одной высоте закладывают реперы I и 2 , рис. 11.10. Для ослабления влияния рефракции нивелирование целесообразно выполнять одновременно двумя нивелирами с противоположных берегов, меняя затем их местами.

Нивелиры I_1 и I_2 устанавливают на одинаковом расстоянии от реперов так, чтобы $d_1 = d_3$ и $d_2 = d_4$.

Приведя нивелиры в рабочее положение, производят отсчёты по ближней рейке и по рейке на противоположном берегу, что составляет приём. Среднее значение превышений в приёме будет свободно от погрешностей, вызванных наличием угла i . Количество приёмов устанавливают не менее двух. Расхождение между приёмами не должно превышать 10 мм. Затем нивелиры меняют местами. За окончательное значение превышения между реперами берут среднее из измерений.

При большой ширине реки отсчёты по дальнейшей рейке непосредственно не берут. По сигналу наблюдателя по рейке перемещают специальный щиток с прорезью в виде окошечка. В момент совмещения прорези с горизонтальной нитью зрительной трубы нивелира через окошечко производят отсчёт по рейке.

Работы по передаче отметок через водные преграды выполняются особенно тщательно. Перед наблюдениями детально исследуют нивелиры и рейки, определяют и исправляют угол i , защищают нивелиры от прямого попадания солнечных лучей. Наблюдения стремятся выполнять в кратчайшие сроки.

Отечественный и зарубежный опыт показывает, что передача отметок через реку шириной около 1000 м описанным способом может быть выполнена с погрешностью около 3 – 5 мм.

С широким внедрением в практику инженерно-геодезических работ электронных тахеометров для передачи отметок через водные пространства всё чаще используют метод тригонометрического нивелирования.

Естественно, процесс передачи высот тригонометрическим нивелированием в сравнении с приведёнными выше методами представляется более привлекательным по своей простоте и доступности. Однако метод не так прост, как это может показаться на первый взгляд. Все проблемы метода тригонометрического нивелирования заключаются в неоднозначности коэффициента земной рефракции, под которым понимают отношение радиуса R земного эллипсоида к радиусу R_l кривизны визирного луча на измеряемой дистанции. При этом предполагается, что обе кривые располагаются в одной вертикальной плоскости и траектория визирного луча представляет собой дугу окружности радиуса R_l . Понятно, что

это гипотетические допущения, а в действительности путь луча в атмосфере будет определяться случайными процессами распределения температурных полей, плотности и других показателей состояния атмосферы.

Рассмотрим способ тригонометрического нивелирования с использованием электронного тахеометра при передаче высот через водные преграды.

Ранее нами выведена формула (2.32) одностороннего тригонометрического нивелирования, которую применительно к рис. 11.11 и с учётом (2.36) можно записать несколько расширено:

$$h_{1,2} = S_{A,2} \sin v_{A,2} + (i_A - V_2) + \frac{S_{A,2}^2}{2R} (1 - k_1). \quad (11.15)$$

Здесь $S_{A,2}$ – длина линии A-2, измеренная электронным тахеометром; $v_{A,2}$ – угол наклона этой линии к горизонту; i_A – высота прибора над репером 1; V_2 – высота отражателя на репере 2; R – средний радиус Земли; k_1 – коэффициент земной рефракции. Последнее слагаемое формулы (11.15) учитывает не только влияние искривления луча из-за рефракции, но также влияние кривизны Земли на результаты нивелирования, это член $\frac{S_{A,2}^2}{2R}$.

Превышение между обозначенными точками можно измерить в обратном направлении:

$$h_{2,1} = S_{B,1} \sin v_{B,1} + (i_B - V_1) + \frac{S_{B,1}^2}{2R} (1 - k_2). \quad (11.16)$$

В этих уравнениях первый член $S \cdot \sin v = h$ представляет собой превышение, вычисляемое компьютером тахеометра по непосредственно измеренному углу v и расстоянию S .

В случае двустороннего тригонометрического нивелирования превышения $h_{1,2}$ и $h_{2,1}$ должны быть равны по абсолютной величине и противоположны по знаку и, очевидно, среднее из прямого и обратного превышений определится по формуле $h_{cp} = \frac{h_{1,2} - h_{2,1}}{2}$. Принимая во внимание вышесказанное, для среднего значения превышения получим

$$h_{cp} = \frac{h_{1,2} - h_{2,1}}{2} + \frac{(k_2 - k_1) S_{cp}^2}{2 \cdot 2R} + \frac{(i_B - V_1)}{2} - \frac{(i_A - V_2)}{2}. \quad (11.17)$$

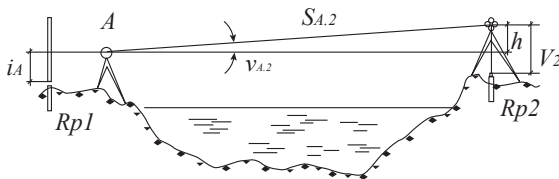


Рис. 11.11. Нивелирование через реку

Из этой формулы видно, что при равных значениях коэффициента рефракции ($k_2 = k_1$) среднее из прямого и обратного превышений должно быть свободно от влияния рефракции. Поэтому схему измерений и собственно наблюдения следует организовать таким образом, чтобы поставленные условия были реализованы. Так, прямые и обратные измерения должны выполняться одновременно двумя тахеометрами. Путь луча прямого измерения должен проходить вблизи пути распространения луча обратного измерения. Пути лучей должны быть приблизительно равны.

На рис. 11.12 приведена схема расположения приборов по отношению к реперам 1 и 2 высотной сети мостового перехода. Приборы располагают в непосредственной близости от реперов так, чтобы не перекрывать отражатели, установленные на реперах и на равном расстоянии от них (2 – 3 м).

На первом этапе после установки приборов и приведения их в рабочее положение на реперы устанавливаются шашечные рейки и, приведя трубы приборов на отсчёт по вертикальному кругу, равный 0° (или 90°), берут отсчёт по рейке. Для прибора в точке A это отсчёт по рейке в точке 1. Для тахеометра в точке B – отсчёт по рейке в точке 2. Эти отсчёты суть высоты приборов в точках A и B над соответствующими реперами, рис. 11.11.

На втором этапе над реперами центрируют отражатели и тщательно измеряют высоты центров симметрии призм над реперами – это высоты визирных целей V_1 и V_2 .

Далее выполняются непосредственные измерения, т. е. зрительная труба тахеометра наводится на середину отражателя, расположенного на противоположном берегу и включаются измерения. Таких наведений и измерений выполняют 3-5. После чего приборы меняют местами и измерения повторяют. Обязательным является измерение и введение параметров атмосферы: давления и температуры.

При *спутниковых* определениях наряду с пространственными координатами пунктов магистральных ходов определяются и высоты этих пунктов. Это геодезические высоты. Для перехода к нормальным высотам необходимо знать аномалии высот в районе работ. Однако точность спутниковых определений высот сегодня несколько ниже приведённых ранее требований к построению высотных сетей мостового перехода, и, тем ни менее, способ передачи высот методами ГНСС может оказаться единственно возможным при построении мостов значительной протяжённости.

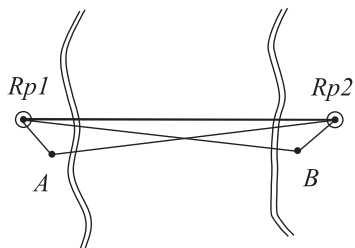


Рис. 11.12. Схема тригонометрического нивелирования

11.4. Разбивочные работы на мостовых переходах.

При строительстве мостового перехода определяют и закрепляют на местности положение центров отдельных опор, осей регуляционных устройств и подходов к мосту, а также производят детальные плановые и высотные разбивочные работы, связанные с возведением этих сооружений.

Перед началом разбивочных работ трассу восстанавливают: уточняют на участке перехода пикетаж, проверяют сопряжение перехода с подходами, контролируют положение пунктов мостовой опорной сети и высоты реперов нивелирной основы.

Положение мостового перехода на местности определяется общим пикетажем трассы и привязкой к исходным пунктам *A* и *B*, рис. 11.5. Разбивочные работы по выносу в натуру центров мостовых опор являются наиболее сложными и ответственными из разбивочных работ.

Центры опор задаются координатами, пикетажным значением и для контроля – пролётными расстояниями. Наиболее простой и рациональной схемой разбивки центров опор представляется схема разбивки *по створу оси моста прямыми линейными промерами*. Средние квадратические погрешности таких промеров не должны превышать значения 3 мм при нормирующем коэффициенте 3.

Большинство современных электронных тахеометров в соответствии с паспортными данными обеспечивают измерение расстояний с погрешностью 2 – 4 мм в пределах 1 км. Дальнейшее увеличение измеряемого расстояния приводит к увеличению погрешности измерений на $2 \cdot 10^{-6}$ от длины. Казалось бы, современные приборы вполне удовлетворяют требованиям по точности измерения линейных величин при разбивках мостовых переходов. Однако, как показывает опыт, реализация указанных параметров по точности линейных измерений требует определённых стараний и умений.

Так, измерения производят поверенным прибором несколькими приёмами; между приёмами прибор и отражатель заново центрируют и приводят в рабочее состояние; тщательно измеряют параметры атмосферы и т. п.

Разбивку ведут от обоих исходных пунктов *A* и *B* к середине. Вследствие ошибок измерений для центра средней опоры получаются две точки: одна по измерениям от точки *A*, другая – от точки *B*. Если расстояние между полученными точками не превышает предельной ошибки измерений, то из двух точек берут среднюю и принимают её за центр опоры. При этом следует пропорционально сдвинуть в соответствующую сторону центры ближайших опор, распределяя, таким образом, полученную невязку.

Положение центров опор фиксируют на мостках и для контроля измеряют длины всех пролётов между опорами. На основании этих измерений составляют исполнительный чертёж разбивки опор. Намеченные центры опор закрепляют на суходоле створными знаками.

Разбивку мостовых опор и других конструкций мостового перехода можно выполнять *методом прямой угловой засечки*. Хотя метод прямой угловой засечки и является менее рациональным из всех способов построения точки на местно-

сти, в некоторых случаях он может оказаться полезным. При разбивке мостовых опор на глубоких и широких реках на первом этапе приходится выносить не центры опор, а некоторые плавсредства (баржу, плашкоут и т. п.), с которых либо опускают основание опоры с размеченными центром и осями или забивают первую сваю. В этом случае при отсутствии электронных тахеометров метод прямой угловой засечки является одним из наиболее удобных.

На берегах на пунктах разбивочной сети устанавливают три теодолита, один из которых – на оси мостового перехода. Построив разбивочные углы, теодолиты ориентируют на центр опоры. По командам наблюдателей монтажники с плавсредства поворачивают основание опоры по азимуту и совмещают его ось с осью моста. Центр опоры выставляют по командам наблюдателей с пунктов сети на берегах. Связь осуществляется по радио. Работа является очень трудоёмкой и осуществляется методом последовательных приближений.

На рис. 11.13 точками A и B обозначены знаки, закрепляющие ось мостового перехода. С точек C и D производится разбивка некоторого центра опоры, точка K , b – базис разбивки. Положение центра находят построением на исходных пунктах C и D проектных углов β_1 и β_2 .

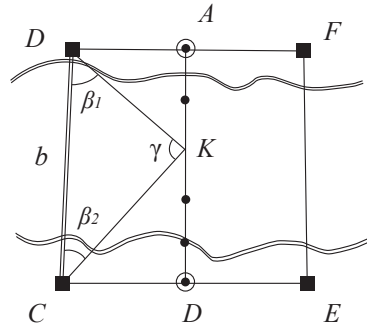


Рис. 11.13. Разбивка центров опор

Средняя квадратичная ошибка планового положения точки, построенной способом прямой угловой засечки, может быть подсчитана по формуле

$$m_K^2 = m_{зас}^2 + m_u^2 + m_{цр}^2 + m_{фр}^2 \quad (11.15)$$

где ошибка собственно засечки $m_{зас}$ определяется из выражения

$$m_{зас}^2 = \left(\frac{m_\beta}{\rho} \right)^2 b^2 \frac{\sin^2 \beta_1 + \sin^2 \beta_2}{\sin^4 \gamma}, \quad (11.16)$$

где m_u – средняя квадратическая ошибка планового положения исходных пунктов; ρ – число секунд в радиане;

m_β – ошибка построения углов β ;

$m_{цр}$ – ошибка совместного влияния центрирования прибора и редукции визирной цели.

Влияние ошибок в положении исходных пунктов на результат разбивки можно найти по формуле

$$m_u^2 = m_{1,2}^2 \frac{\sin^2 \beta_1 + \sin^2 \beta_2}{\sin^2 \gamma}, \quad (11.17)$$

а ошибки за центрирование и редукцию находят из выражения

$$m_{\text{цр}}^2 = e^2 \frac{\sin^2 \beta_1 + \sin^2 \beta_2}{\sin^2 \gamma}. \quad (11.18)$$

Найдём погрешность разбивки точки K способом прямой угловой засечки для расстояния $b = CD = 1 \text{ км} = 1000 \text{ м}$. Примем углы $\beta_1 = 30^\circ$ и $\beta_2 = 60^\circ$, а угол $\gamma = 90^\circ$. Тогда для погрешности построения углов, равной $m_\beta = 5''$, получим $m_{\text{зас}} = 25 \text{ мм}$.

Центрирование приборов в точках C и D осуществляется оптическими или лазерными центрирами с погрешностью менее 0,5 мм. В засекаемой точке на штативе устанавливают визирную марку, которую и выставляют по командам с точек C и D . Сняв с подставки марку, устанавливают лотаппарат (оптический центрир) и проектируют ось подставки на поверхность опоры. Эта операция также оценивается погрешностью не более 0,5 – 1,0 мм.

Ошибку фиксации примем равной 1,0 мм, а ошибки исходных данных (иначе говоря, погрешности положения пунктов разбивочной сети) примем равными 6 мм. Принимая во внимание вышеприведённые расчёты и допущения, получим результирующую погрешность разбивки центра опоры способом прямой угловой засечки, $m_{\text{зас}} = 26 \text{ мм}$.

Теперь если мы поставим условие вынести центры опор способом прямой засечки с погрешностью не более 10 мм, то, решая формулу (11.16) относительно ошибки построения углов β , получим $m_\beta = 2,0''$.

Построить с такой точностью горизонтальные углы на строительной площадке для расстояний 500 – 1000 м и более довольно сложно. Поэтому задачу решают в несколько этапов.

На первом этапе описанным способом разбивают и намечают положение точки K . Затем измеряют с необходимой точностью построенные углы β_1 и β_2 , но также и угол γ при точке K . Треугольник *уравнивают* и вычисляют координаты точки K . Сравнив координаты построенной точки с её проектными координатами, точку или перемещают (редуцируют), или при удовлетворительном результате принимают для дальнейших работ. Этот способ называют способом *замкнутого треугольника*. Контролируют разбивку, произведя построения с третьего исходного пункта.

В процессе разбивки могут возникнуть несколько вариантов решения треугольников по комбинациям измеренных величин. На рис. 11.14 изображён треугольник линейно-угловой засечки, в котором измерены все три угла 1, 2 и 3 и все стороны. Но одна сторона, s_3 , является стороной разбивочной сети и базисом разбивки, она измерена точнее, уравнена, и её длина принята в качестве исходной и не может быть исправлена.

Поставленные условия приведут к задаче уравнивания; рассмотрим порядок составления условных уравнений для этого случая. В треугольнике возникнут два условия сторон и одно условие фигур.

Условие фигуры выглядит просто: $1 + 2 + 3 = 180^\circ = 0$.

Условия длин сторон будут выглядеть так:

$$\begin{aligned} s_2 \sin 1 - s_1 \sin 2 &= 0 \\ s_3 \sin 2 - s_2 \sin 3 &= 0. \end{aligned} \quad (11.19)$$

Для перехода от функциональных зависимостей к условным уравнениям поправок найдём полный дифференциал для каждого из уравнений (11.19).

$$\sin 1(s_2) - \sin 2(s_1) + \frac{S_2}{\rho} \cos 1(1) - \frac{S_1}{\rho} \cos 2(2) + w_2 = 0 \quad (11.20)$$

$$\sin 2(s_3) - \sin 3(s_2) - \frac{S_2}{\rho} \cos 3(3) + \frac{S_3}{\rho} \cos 2(2) + w_3 = 0$$

Для условия фигур уравнение поправок будет выглядеть так:

$$(1) + (2) + (3) + w_1 = 0. \quad (11.21)$$

Здесь (1), (2) и (3) – поправки в углы, (s_1) , (s_2) – поправки в измеренные расстояния, причём $(s_3) = 0$ и первый член уравнения (11.22) должен быть опущен.

Для свободных членов имеем:

$$\begin{aligned} w_1 &= 1 + 2 + 3 - 180^\circ \\ w_2 &= s_1 \sin 2 - s_2 \sin 1 \\ w_3 &= s_2 \sin 3 - s_3 \sin 2 \end{aligned} \quad (11.22)$$

Выполнив уравнивание треугольника линейно-угловой засечки (замкнутого треугольника), вычисляют координаты засекаемого пункта и сравнивают их с проектными. При необходимости выполняют редуцирование.

Похожая технология разбивочных работ реализуется *способом полярных координат*. Используя два электронных тахеометра, один из них устанавливают на оси мостового перехода, а другой – на одном из береговых пунктов разбивочной сети. Первым прибором реализуется разбивка по створу и по расстоянию, вторым прибором осуществляются контрольные функции. Работы могут выполняться в координатном режиме тахеометра.

Средняя квадратичная ошибка m_K разбивки точки способом полярных координат определится формулой

$$m_K^2 = m_u^2 + m_s^2 + \left(\frac{m_\beta}{\rho} \right)^2 S^2 + m_{цр}^2 + m_\phi^2, \quad (11.23)$$

где m_u – также средняя квадратическая ошибка планового положения исходных пунктов;

ρ – число секунд в радиане;

m_s – ошибка построения расстояния S ($S = CK$ или $S = DK$);

m_β – ошибка построения полярного угла β ;

$m_{цр}$ – ошибка совместного влияния центрирования прибора и редуциции визирной цели;

Зная ошибки планового положения исходных пунктов и принимая их равными m_1 и m_2 , можно подсчитать результирующее их влияние на положение разбиваемой точки по формуле

$$m_u^2 = m_{1,2}^2 \left[1 + \left(\frac{S}{b} \right)^2 - \frac{S}{b} \cos \beta \right]. \quad (11.24)$$

Ошибку совместного влияния центрирования прибора и редукции визирной цели можно подсчитать по формуле

$$m_{ц.р}^2 = e^2 \left[1 + \left(\frac{S}{b} \right)^2 - \frac{S}{b} \cos \beta \right]. \quad (11.25)$$

В этой формуле e – величина линейного элемента центрирования или редукции.

Из анализа формул (11.24) и (11.25) следует, что полярный угол β должен быть меньше 90° , а полярное расстояние S не должно быть больше базиса разбивки b .

Подсчитаем ошибку построения точки способом полярных координат для тех же условий, что и в предыдущей задаче, а ошибку построения расстояния в 600 м электронным тахеометром примем равной 4 мм. Тогда получим $m_{зас} = 15$ мм. Если же разбивку выполнять двумя приборами (с контролем), то результат разбивки окажется в $\sqrt{2}$ точнее, или около 10 мм.

Приходим к заключению, что результаты разбивки центров опор способом полярных координат при помощи электронного тахеометра получаются точнее способа угловой засечки приблизительно в 2 раза.

Если позволяют размеры опоры и есть возможность установить электронный тахеометр в её контуре, то очень удобно разбивочные работы на опоре производить методом «свободной станции». Для этих целей в пределах строительной площадки на высоких объектах (мачтах линий электропередач, осветительных фонарях и т. п.) одновременно создают пространственную сеть из марок-катафотов. Координаты центров марок определяют с пунктов разбивочной сети полярным способом многократными измерениями. Результаты измерений усредняют.

Установив тахеометр в пределах контура опоры, приводят его в рабочее положение и, войдя в режим «обратная засечка», определяют координаты точки стояния прибора из наблюдений марок пространственной сети. (Если такой сети нет, на пунктах разбивочной основы устанавливают на штативах отражатели и обратную засечку реализуют по координатам пунктов разбивочной сети). Далее, войдя в режим «разбивочные работы», вводят координаты точки стояния, точки ориентирования и разбиваемых точек, производят разбивочные работы.

Разбивка мостовых опор имеет ряд специфических особенностей, связанных с технологией их возведения: на ограниченном пространстве опоры ведутся интенсивные строительные работы. В этой связи вынесенные геодезические точки постоянно утрачиваются. В результате одну и ту же точку приходится выносить много раз. В связи с многократным повторением одной и той же операции весьма эффективным для производства разбивочных работ является применение электронных тахеометров, производящих вычисление разбивочных элементов выносимых точек в автоматическом режиме.

12. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ НА ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЯХ

12.1. Гидротехнические сооружения

Гидротехническими называются инженерные сооружения, предназначенные для повышения эффективности целенаправленного использования водных ресурсов при решении многих народнохозяйственных задач.

К гидротехническим сооружениям относятся сооружения напорного фронта и естественные плотины (плотины, шлюзы, дамбы, оросительные системы, перемычки, запруды, каналы, ливневая канализация и др.), создающие разницу уровней воды до и после них, предназначенные для использования водных ресурсов, а также для борьбы с вредными воздействиями вод.

Наиболее важными из них являются:

- *гидроэнергетические* сооружения, позволяющие превращать энергию падающей воды в механическую, а затем в электрическую;
- *гидромелиоративные* – сооружения, позволяющие реализовать систему инженерных, агротехнических и хозяйственных мероприятий по орошению, обводнению или осушению почв;
- *воднотранспортные* – сооружения, позволяющие улучшать существующие водные магистрали и создавать искусственные водные пути различного назначения;
- *водоснабжение* населённых и промышленно-транспортных объектов путём строительства водозаборов, водоводов и всевозможных распределителей.

Совокупность нескольких гидросооружений, расположенных в одном месте и объединённых условиями работы, называется гидроузлом. Основными сооружениями гидроузла являются плотины, водохранилища, водозаборы и водовыпуски, гидроэлектростанция (ГЭС), судоходные шлюзы (или судоподъёмники) и др.

Плотина – искусственное водоподпорное сооружение или природное (естественное) препятствие на пути водотока, создающее разницу уровней в своем верхнем и нижнем бьефе по руслу реки; является важным типом общего гидросооружения с водопропускными и другими устройствами, создаваемыми при ней.

Искусственные плотины создаются человеком для своих нужд; это плотины гидроэлектростанций, водозаборов в ирригационных системах, дамбы, перемычки, запруды, создающие водохранилища в своем верхнем бьефе. Естественные плотины являются результатом действий природных сил: оползней, селей, лавин, обвалов, землетрясений.

Бьеф – участок реки между двумя соседними плотинами на реке или участок канала между двумя шлюзами. Верхний бьеф плотины – часть реки выше подпорного сооружения (плотины, шлюза). Нижний *бьеф* – часть реки ниже подпорного сооружения.

Часто плотины используют как мостовой переход, проектируя по ним железную или автомобильную дорогу. В зависимости от размещения основных сооружений и, в частности, здания ГЭС, принципа использования водных ресурсов гидроузлы делятся в основном на четыре типа.

- *Русловые и плотинные ГЭС.* Это наиболее распространенные виды гидроэлектрических станций. Напор воды в них создается посредством установки плотины, полностью перегораживающей реку или поднимающей уровень воды в ней на необходимую отметку. Такие гидроэлектростанции строят на многоводных равнинных реках, а также на горных реках, в местах, где русло реки более узкое, сжатое.

- *Приплотинные ГЭС* (рис. 12.1). Строятся при более высоких напорах воды. В этом случае река полностью перегораживается плотиной, а само здание ГЭС располагается за плотиной, в нижней её части. Вода в этом случае подводится к турбинам через специальные напорные тоннели, а не непосредственно, как в русловых ГЭС.

- *Деривационные гидроэлектростанции.* Такие электростанции строят в тех местах, где велик уклон реки. Необходимая концентрация воды в ГЭС такого типа создается посредством деривации. Вода отводится из речного русла через специальные водоотводы. Последние спрямлены, и их уклон значительно меньше, нежели средний уклон реки. В итоге вода подводится непосредственно к зданию ГЭС. Деривационные ГЭС могут быть разного вида — безнапорные или с напорной деривацией. В случае с напорной деривацией водовод прокладывается с большим продольным уклоном. В другом случае в начале деривации на реке создается более высокая плотина, и создается водохранилище — такая схема еще называется смешанной деривацией, так как используются оба метода создания необходимой концентрации воды.

- *Гидроаккумулирующие электростанции.* ГАЭС способны аккумулировать вырабатываемую электроэнергию и пускать её в ход в моменты пиковых нагрузок. Принцип работы таких электростанций следующий: в определенные периоды (не пиковой нагрузки), агрегаты ГАЭС работают как насосы от внешних источников энергии и закачивают воду в специально оборудованные верхние бассейны. Когда возникает потребность, вода из них поступает в напорный трубопровод и приводит в действие турбины.

Принцип работы ГЭС достаточно прост (рис. 12.2). Цепь гидротехнических сооружений обеспечивает необходимый напор воды, поступающей на лопасти гидротурбины, которая приводит в действие генераторы, вырабатывающие электроэнергию.

Необходимый напор воды образуется посредством строительства плотины и, как следствие, концентрации реки в определенном месте или деривацией



Рис. 12.1. Приплотинная ГЭС

— естественным током воды. В некоторых случаях для получения необходимого напора воды используют совместно и плотину, и деривацию.

Непосредственно в самом здании гидроэлектростанции располагается всё энергетическое оборудование. В зависимости от назначения оно имеет свое определенное деление. В машинном зале расположены гидроагрегаты, непосредственно преобразующие энергию

тока воды в электрическую энергию. Есть еще всевозможное дополнительное оборудование, устройства управления и контроля над работой ГЭС, трансформаторная станция, распределительные устройства и многое другое.

Гидроэлектрические станции разделяются в зависимости от вырабатываемой мощности:

- Мощные — вырабатывают от 25 МВт и выше;
- Средние — до 25 МВт;
- Малые гидроэлектростанции — до 5 МВт.

Мощность ГЭС зависит от напора и расхода воды, а также от КПД используемых турбин и генераторов. Из-за того, что по природным законам уровень воды постоянно меняется в зависимости от сезона, а также еще по ряду причин, в качестве выражения мощности гидроэлектрической станции принято брать циклическую мощность. К примеру, различают годичный, месячный, недельный или суточный циклы работы гидроэлектростанции.

Гидроэлектростанции также делятся в зависимости от максимального использования *напора воды*:

- высоконапорные — более 60 м;
- средненапорные — от 25 м;
- низконапорные — от 3 до 25 м.

В зависимости от напора воды в гидроэлектростанциях применяются различные виды турбин.

Для высоконапорных — ковшовые и радиально-осевые турбины с металлическими спиральными камерами. На средненапорных ГЭС устанавливаются поворотнлопастные и радиально-осевые турбины, на низконапорных — поворотнлопастные турбины в железобетонных камерах. Принцип работы всех видов турбин схож — вода, находящаяся под давлением (напор воды) поступает на лопасти турбины, которые начинают вращаться. Механическая энергия, таким образом, передается на гидрогенератор, который и вырабатывает электроэнергию. Турбины отличаются некоторыми техническими характеристиками, а также камерами — стальными или железобетонными и рассчитаны на различный напор воды.

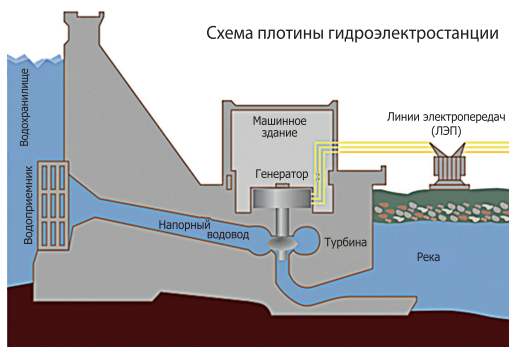


Рис. 12.2. Принцип работы ГЭС

В состав гидроэлектрических станций в зависимости от их назначения также могут входить дополнительные сооружения, такие как шлюзы или судоподъемники, способствующие навигации по водоему, рыбопропускные, водозаборные сооружения, используемые для ирригации, и многое другое.

Ценность гидроэлектрической станции состоит в том, что для производства электрической энергии они используют возобновляемые природные ресурсы. Ввиду того, что потребности в дополнительном топливе для ГЭС нет, конечная стоимость получаемой электроэнергии значительно ниже, чем при использовании других видов электростанций.

При изучении гидротехнических сооружений встречается терминология, имеющая следующий смысл.

Понур – устройство перед плотиной, сооружаемое преимущественно из водонепроницаемых пород и служащее в качестве экрана, сокращающего фильтрационные потери воды.

Водослив – канал, используемый для постоянных полезных пропусков воды из водохранилища в нижний бьеф плотины.

Быстроток – канал, служащий для сброса вод и имеющий уклон дна, превышающий критический.

Канал – искусственное углубление в окружающих породах, служащее для пропуска вод, а также гидросмеси (пульпы).

Гребень – горизонтальная верхняя часть плотины.

Флотбет – ложе потока, проходящего через гидросооружение. Флотбет обычно делится на понурную, водобойную и сливную части.

Водобой – устройство, принимающее удары падающей воды, проходящей через плотину.

Сливная часть или *рисберма* – устройство, которым создаются условия снижения первоначальных скоростей течения воды, и осуществляется плавное примыкание потока к нижней части русла за плотиной.

Дамба – это ограждающее подпорное сооружение, выполненное, как правило, из грунтовых материалов, для удержания технологических отходов производства, пустых намывных пород: глин, песков, супесей, зашлакованных материалов и т. п.

Шлаки и шламы – это отходы обогатительных фабрик и других перерабатывающих предприятий. Шламовое (золотшлаковое) хозяйство – это комплекс сооружений и оборудования для гидравлического транспортирования отходов производства.

12.2. Расчёт мощности ГЭС

Крупные гидротехнические сооружения в значительной степени изменяют сложившийся водный баланс в природе. Так, строительство каскадов гидроузлов на реках и образование больших водохранилищ нарушают режим речного стока и приводят к обмелению внутренних морей и озёр (гибель Арала), и нарушению

естественного нереста рыбы. Затопление водохранилищами сельскохозяйственных и лесных угодий, необходимость строительства береговых укрепительных и защитных сооружений весьма дороги для народного хозяйства и должны быть тщательно и всесторонне исследованы. Исследования и технико-экономическое обоснование выбора варианта проекта, который бы вносил минимальный ущерб в сложившееся природное равновесие, осуществляют в период изысканий. Значительную роль в комплексе изысканий гидротехнических объектов играют геодезические изыскания.

Проектирование гидротехнических сооружений требует детального изображения рельефа местности с повышенной точностью. Поэтому используемые для этих целей крупномасштабные топографические карты снимаются с сечением рельефа 0,5 – 1,0 м. При составлении продольного профиля больших рек, падение на 1 км которых достигает 5 – 10 см, требуется построение вдоль их русла ходов нивелирования II и даже I классов.

При вынесении проектов гидротехнических сооружений на местность требуется строгое соблюдение проектных высот и уклонов объектов, расположенных на значительной территории и связанных между собой и с водотоками зависимыми гидрологическими расчётами. Это вызывает необходимость построения на местности высокого класса нивелирной основы, уравненной в единой абсолютной системе высот.

Серьёзные требования предъявляются также и к плановому обоснованию, предназначенному для реализации проектов гидротехнических сооружений, монтажу технологического оборудования и высокоточного слежения за осадками и деформациями конструкций гидротехнических сооружений.

При проектировании плотин важное значение имеет выбор высоты так называемого нормального подпорного уровня (НПУ) – наивысшего уровня верхнего бьефа, определяющего величину напора и расчётную мощность ГЭС, а также границы контура водохранилища, рис. 12.3.

Водохранилище – это искусственный водоём для сбора, хранения и регулирования стока вод. Водохранилища могут быть долговременными или кратковременными. Долговременным искусственным водохранилищем является, например, водохранилище верхнего бьефа Ириклинской ГРЭС. Долговременное естественное водохранилище образуется из-за перекрытия рек обвалом твердых скальных пород (горы Тянь-Шаня, Памира и др.).

В водохранилищах различают характерные объёмы воды: мёртвый, рабочий и полезный.

Мёртвый объём V_{MO} используют для отложений наносов и как места зимовки рыб. Ему соответствует уровень мёртвого объёма (УМО). На отметке УМО располагают порог шлюза.

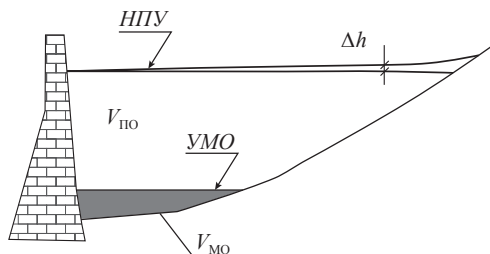


Рис. 12.3. Объёмы и уровни воды в водохранилище

Рабочий объём воды расположен выше УМО и включает в себя полезный объём $V_{по}$ и потери воды на испарение и фильтрацию. Рабочий и мёртвый объёмы вместе составляют полный объём водохранилища, которому соответствует нормальный подпорный уровень (НПУ). Отметка НПУ определяет размеры водохранилища в плане. Её устанавливают при водохозяйственных расчётах, руководствуясь конкретными значениями объёма стока, потребностью в воде, потерями на испарение и фильтрацию, рельефом чаши водохранилища, допустимыми отметками затопления и подтопления.

Вода в реке, перегородженной плотиной, имеет неравномерное движение. По мере приближения к плотине глубина и площадь живого сечения водоёма возрастают, а скорость потока убывает. Вследствие этого поверхность потока в продольном профиле имеет вид вогнутой кривой, называемой *кривой подпора* (рис. 12.3). Уровни смежных поперечных профилей водохранилища будут отличаться между собой на величину Δh . При расстоянии между поперечными профилями l величина $\Delta h = li$, где i – уклон потока в водохранилище.

На водохранилищах больших равнинных рек разность высот хвоста водохранилища и НПУ у плотины достигает 6 – 8 м.

Мощность ГЭС определяется известной формулой гидроэнергетики

$$N = 9,81\eta QH, \quad (12.1)$$

где Q – расход воды, проходящей через турбины, м³/с; H – напор воды на турбинах ГЭС, м; η – коэффициент полезного действия турбин.

Годовая выработка электроэнергии \mathcal{E}_z (кВт·ч) определяется по годовому объёму стока W_z (м³):

$$\mathcal{E}_z = \frac{9,81}{3600} W_z \eta H, \quad (12.2)$$

где 3600 – число секунд в 1 часе.

Из формул (12.1) и (12.2) видно, что мощность ГЭС и выработка электроэнергии зависят от значения напора воды H , величины расхода воды Q и речного стока W . Расход воды Q и сток W имеют значительные сезонные колебания, и для регулирования работы турбин естественный приток дополняется водой из запаса водохранилища, т. е. реальный расход воды, проходящей через турбины, состоит из транзитного расхода реки $Q_{мп}$ и слива воды $Q_{сл}$ из водохранилища:

$$Q = Q_{мп} + Q_{сл}. \quad (12.3)$$

При равномерном стоке за время t расход (12.3) можно представить в несколько ином виде:

$$Q = \frac{(W_{мп} + V_{сл})}{t}, \quad (12.4)$$

где $V_{сл}$ – так называемая сливная призма, полезный объём водохранилища.

Объём сливной призмы определяется так: $V_{сл} = V_{НПУ} - V_M$, где $V_{НПУ}$ – полный объём водохранилища по высоте НПУ; V_M – объём водохранилища ниже уровня

сработки, т. е. ниже высоты водослива или турбинных водоприёмников – мёртвый объём.

С учётом (12.4) формула (12.1) запишется следующим образом:

$$N = 9,81\eta(W_{mp} + V_{cl})H / t. \quad (12.5)$$

Мощность является основной характеристикой ГЭС. Рассмотрим, каким образом на точность расчёта мощности оказывают влияние погрешности определения величин W_{mp} ; V_{cl} ; H . Логарифмируя и дифференцируя выражение (12.5), получим

$$\frac{dN}{N} = \frac{dH}{H} + \frac{dW_{mp}}{W_{mp} + V_{cl}} + \frac{dV_{cl}}{W_{mp} + V_{cl}} \quad (12.6)$$

или в средних квадратических отклонениях

$$\left(\frac{m_N}{N}\right)^2 = \left(\frac{m_H}{H}\right)^2 + \left(\frac{m_{W_{mp}}}{W_{mp} + V_{cl}}\right)^2 + \left(\frac{m_{V_{cl}}}{W_{mp} + V_{cl}}\right)^2. \quad (12.7)$$

Точность расчёта напора H и сливной призмы $V_{сл}$ зависит главным образом от точности топографо-геодезических данных, а точность расчёта транзитного стока определяется в основном условиями гидрологических наблюдений.

Для расчётов на стадии технического проекта высоты уровней нижнего и верхнего бьефа обычно определяются от нивелирных знаков на водомерных постах. Очевидно, общая величина относительной ошибки в напоре $\frac{m_H}{H}$ будет тем меньше, чем больше напор. В практике проектирования ГЭС считается достаточным на стадии технического проекта знать отметку НПУ с погрешностью $\pm 0,5$ м для высоконапорных ГЭС, что приведёт к погрешности определения мощности ГЭС в пределах 1%. Для низконапорных ГЭС погрешности в напоре приведут к погрешностям в расчётах мощности до 2 – 3%. Для ослабления влияния ошибки в напоре следует повышать точность определения объёма водохранилища.

Влияние величины транзитного стока на точность расчёта мощности ГЭС зависит от режима речного стока, его изменчивости из-за колебаний расхода и определяется из гидрологических наблюдений. Приблизительно относительная погрешность транзитного стока принимается в пределах 6%. Суммарная погрешность предрасчёта мощности ГЭС составит около 8%.

12.3. Составление продольного профиля реки

Одним из важнейших вопросов проектирования ГЭС является правильный выбор отметки НПУ. От отметки НПУ зависит напор и ёмкость водохранилища, величина гарантированной мощности ГЭС и количество вырабатываемой электроэнергии. Оптимальное решение этой задачи в большей мере зависит от правильно построенной высотной основы на территории будущего водохранилища и точности магистральных (опорных) нивелирных ходов, прокладываемых

вдоль рек. Реперы магистральных нивелирных ходов используют для нивелирования уровней воды в реке, передачу отметок на водомерные посты, гидрологические изысканий, привязку инженерно-геологических выработок.

Многие задачи инженерных изысканий, в том числе при расчётах пропускной способности русла реки, живых сечений каналов, расходов воды в трубопроводах и др. решают с помощью формулы Шези, которая имеет вид

$$v = c\sqrt{Ri}, \quad (12.8)$$

где v – скорость потока, м/сек; c – скоростной коэффициент Шези; R – гидравлический радиус; i – продольный уклон водного потока.

Гидравлическим радиусом называют отношение площади живого сечения русла ω к смоченному периметру p (практически это средняя глубина потока). Для определения скоростного коэффициента выведены несколько эмпирических формул, из которых наиболее точно гидравлическим расчётам отвечает формула Павловского, которая для $R > 1$ имеет вид

$$c = \frac{1}{n} R^{1,5\sqrt{n}}, \quad (12.9)$$

где n – коэффициент шероховатости водотоков, имеющий значение от 0,012 до 0,050 для сильно засоренных и извилистых водотоков.

Из формулы Шези следует $i = v^2 / c^2 R$. Подставив в это выражение значение c из (12.9), а также выразив скорость потока через расход воды и площадь живого сечения, т. е. $v = Q/\omega$, получим

$$i = \frac{Q^2 n^2}{R^{2,6\sqrt{n}} R \omega^2}. \quad (12.10)$$

Выполнив логарифмирование и принимая для показателя степени $2,6\sqrt{n}$ предельное значение $n = 0,050$, будем иметь

$$\ln i = 2 \ln Q + 2 \ln n - 1,58 \ln R - 2 \ln \omega. \quad (12.11)$$

Продифференцировав последнее выражение по переменным Q , n , R , ω , получим

$$\frac{di}{i} = 2 \frac{dQ}{Q} + 2 \frac{dn}{n} - 1,58 \frac{dR}{R} - 2 \frac{d\omega}{\omega}. \quad (12.12)$$

Переходя к средним квадратическим ошибкам, получим относительную среднюю квадратическую ошибку в уклоне реки:

$$\left(\frac{m_i}{i}\right)^2 = 4\left(\frac{m_Q}{Q}\right)^2 + 4\left(\frac{m_n}{n}\right)^2 + 2,5\left(\frac{m_R}{R}\right)^2 + 4\left(\frac{m_\omega}{\omega}\right)^2. \quad (12.13)$$

При достаточно тщательных натуральных наблюдениях можно принять относительные ошибки $m_Q/Q = 1,5\%$; $m_n/n = 3\%$; $m_R/R = 1\%$; $m_\omega/\omega = 1\%$.

Тогда по формуле (12.13) можно подсчитать величину относительной средней квадратической ошибки определения уклона водотока, которая окажется равной 0,072 или приблизительно $m_i = 0,1i$. Эта погрешность близка к допустимой погрешности при вынесении в натуру проектных уклонов самотёчных трубопроводов и открытых лотков.

При определении уклонов реки из нивелирования $i = h/L$, где h – превышение между точками («падение реки»), а L – расстояние между ними.

Пренебрегая по малости влиянием ошибки измерения расстояния, можно записать:

$$m_i/i = m_h/h, \quad (12.14)$$

где m_h/h – относительная ошибка нивелирования реки. Примем эту ошибку для магистрального нивелирного хода вдоль реки в два раза меньше требуемой точности (0,072) определения уклона, т. е. $m_h/h = 0,036$ или

$$m_h = 0,036h. \quad (12.15)$$

Как известно, при геометрическом нивелировании

$$m_h = \eta\sqrt{L}, \quad (12.16)$$

где η – средняя квадратическая случайная ошибка на 1 км хода; L – длина хода в км.

Приравняв правые части формул (12.15) и (12.16) найдём η :

$$\eta = 0,036 \frac{h}{\sqrt{L}}. \quad (12.17)$$

Задаваясь в формуле (12.17) значением падения h для участка реки длиной 1 км, определяют соответствующую этому падению допустимую величину ошибки η на 1 км и, следовательно, необходимый класс нивелирования магистрального хода.

Приняв соотношение между предельной и среднеквадратической ошибками в 2,5 раза, запишем согласно инструкции по нивелированию таблицу допусков и соответствующую СКП для классов нивелирования.

В качестве примера для падения реки $h = 6$ см на участке длиной 1 км по формуле (12.17) найдём

$$\eta = 0,036 \times 0,06 = 2,2 \text{ мм.}$$

Следовательно, из таблицы 12.1 для данного случая получим класс нивелирования – II класс.

Для горных рек с уклоном больше 0,001 можно применять тригонометрическое (геодезическое) нивелирование.

Для изучения характеристик реки её делят на участки длиной 30 – 50 км, которые поручают отдельным исполнителям. Длина участка зависит главным образом от интенсивности изменения уровня воды. На границах участков, а также в характерных перегибах профиля реки устраивают временные водомерные по-

Таблица 12.1 Допуски классов нивелирования

Класс нивелирования	Допустимая невязка хода f_h	Случайная СКП на 1 км хода η
II	$5\sqrt{L}$	2
III	$10\sqrt{L}$	4
IV	$20\sqrt{L}$	8
Техническое	$50\sqrt{L}$	20

сты, на которых ведут систематические наблюдения за уровнем воды. Желательно нивелирование реки вести в летнюю межень.

Для нивелирования уровней воды в реке их фиксируют примерно через 1 – 3 км на характерных точках реки: перекатах и порогах, плёсах, в местах резкого поворота, на суженных островами участках, у мостов, на верхних и нижних бьефах плотин и т.п.

Характерные точки реки, в которых забивают колья для определения уровня воды, называют точками однодневной связки (ТОС).

При устойчивом уровне (изменении в день не более 1 см) колья можно забивать вровень с поверхностью воды в течение одного дня на всём участке (или на значительной его части), используя катер или моторную лодку.

Колья устанавливают не далее 1 м от уреза воды или в отведённых траншеях в тихую безветренную погоду. Для контроля в каждой характерной точке дополнительно забивают один-два кола на расстоянии 1 – 2 метра друг от друга.

Установленные урезные колья рабочим нивелированием связывают с реперами магистрального нивелирного хода (рис. 12.4).

Постоянные железобетонные реперы в магистральном ходе устанавливают в незатопляемых местах через 5 – 7 км, по возможности ближе к характерным точкам реки. Временные реперы могут быть установлены через 2 – 3 км. Рабочие нивелирные ходы прокладывают как висячие в прямом и обратном направлении. Их точность определяется обычно значениями в два раза ниже точности магистрального хода (часто это IV класс).

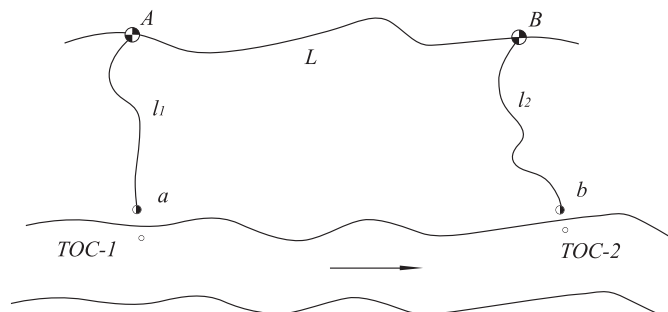


Рис. 12.4.
Схема ходов
нивелирования
уровней реки

Средняя квадратическая погрешность вычисления падения водной поверхности между двумя точками ТОС-1 и ТОС-2 может быть подсчитана по формуле

$$m_h = \sqrt{m_L^2 + m_{l_1}^2 + m_{l_2}^2 + 2m_\phi^2}, \quad (12.18)$$

где m_L – средняя квадратическая ошибка в магистральном ходе между реперами A и B ; m_{l_1} – СКП рабочих нивелирных ходов l_1 и l_2 ; m_ϕ – средняя квадратическая погрешность фиксации уровней воды (около 10 мм).

Значения перечисленных СКП ходов нивелирования могут быть получены по формулам:

$$m_L = \eta_1 \sqrt{L}; \quad m_{l_1} = \eta_2 \sqrt{l_1}; \quad m_{l_2} = \eta_2 \sqrt{l_2}. \quad (12.19)$$

При этом принимается, что класс нивелирования рабочих ходов один и тот же. После подстановки формул (12.19) в (12.18) получим рабочую формулу

$$m_h = \sqrt{\eta_1^2 L + \eta_2^2 (l_1 + l_2) + 2m_\phi^2}. \quad (12.20)$$

При примерно равной длине рабочих ходов ($l_1 \approx l_2 = l$) получим

$$m_h = \sqrt{\eta_1^2 L + 2\eta_2^2 l + 2m_\phi^2}. \quad (12.21)$$

Согласно формуле (12.13) расчётная величина ошибки падения реки

$$m_{h_p} = 0,072h, \quad (12.22)$$

где h – величина падения между смежными ТОС-1 и ТОС-2.

Вычисленная по формуле (12.20) реальная величина ошибки падения не должна превышать расчётной, т. е. $m_h \leq m_{h_p}$

Если $m_h \geq m_{h_p}$, то необходимо повысить класс нивелирования рабочих ходов (например с IV на III) и уменьшить ошибки фиксации до 5 мм. Например, при расстоянии между смежными точками связки 2 км и уклоне реки 0,00010 падение составит 200 мм, и допустимая величина ошибки будет $m_{h_p} = 0,072 \cdot 200 = 14,4$ мм.

Если длина участка между реперами нивелирования II класса $L = 5$ км, длина рабочих ходов $l = 3$ км и ошибка фиксирования $m_\phi = 10$ мм, то по формуле (12.21) $m_h = \sqrt{20 + 384 + 200} = 24,6$ мм, что явно больше допустимой (14,4 мм). Повысив класс нивелирования рабочих ходов до III и, обеспечив $m_\phi = 5$ мм, получим $m_h = \sqrt{20 + 96 + 50} = 13,7$ мм.

Полученная ошибка меньше допустимой и удовлетворяет требованию (12.22). Одновременно с нивелированием кольев ТОС выполняют промеры глубин по фарватеру, определение высот берегов и съёмку обстановки реки.

Продольный профиль реки представляет собой вертикальный разрез по линии наибольших глубин русла или по середине реки. Водная поверхность на продольном профиле изображается в виде ломаной линии, имеющей различные уклоны. Продольный профиль реки служит для различных целей: проектирования ГЭС; регулирования рек с целью улучшения условий судоходства; составления проекта размещения плотин; для целей водоснабжения и др.

Масштаб продольного профиля зависит от его назначения, от длины реки, уклонов водного потока и др. Обычно горизонтальный масштаб устанавливают в пределах 1:25000 – 1:100000, вертикальный 1:100.

На продольном профиле отмечают высоты характерных уровней реки, дна, берегов; поверхностные скорости течения; падение уровня воды на 1 км потока, высоты нулей водомерных постов и реперов, береговую обстановку и населённые пункты.

Для получения сведений о возможных затоплениях при образовании водохранилищ на продольные профили наносят высоты самых низких точек населённых пунктов и сооружений.

12.4. Топографо-геодезические работы на водохранилищах

При возведении на реке плотины бытового уровень воды поднимается до отметки нормального подпорного уровня (НПУ), образуя в верхнем бьефе водохранилища. Длина водохранилища от плотины до хвостовой части, где образуется подпор, может быть подсчитана по приближённой формуле

$$L = K \cdot H / J, \quad (12.23)$$

где H – высота напора; J – средний продольный уклон бытового потока; K – коэффициент, принимаемый для плотины с затворами равным 1,5 – 2,2.

Приняв для равнинных рек $H = 28$ м; $K = 1,5$ и $J = 0,00015$, находим $L = 280$ км.

Ранее мы сказали, что уровни смежных поперечных профилей водохранилища будут отличаться между собой на величину Δh , рис 12.3, которая в первом приближении определяется из формулы Шези. При расстоянии между поперечными профилями l величина $\Delta h = li$, где i – уклон потока в водохранилище. Подставляя значение уклона i из формулы Шези (12.8) и выражая скорость потока $v^2 = Q^2 / \omega^2$, где Q – расход воды, ω – площадь живого сечения, имеем

$$\Delta h = \frac{lQ^2}{C^2 \omega^2 R}. \quad (12.24)$$

Так как гидравлический радиус $R = \omega/p$, где p – смоченный периметр, то

$$\Delta h = \frac{lQ^2 p}{C^2 \omega^3}. \quad (12.25)$$

Например, при $l = 20$ км, $Q = 8000$ м³/сек, $C = 50$; $\omega = 15000$ м²; $p = 5$ км величина $\Delta h = 0,76$ м. На водохранилищах больших равнинных рек разность высот хвоста водохранилища и НПУ у плотины достигает 6 – 8 метров. Поэтому ошибки в определении и учёте этой величины могут привести к непредвиденному затоплению значительных площадей.

В состав инженерно-геодезических работ на водохранилище входят:

- съёмки плановой и высотной основ на всей площади и вблизи контура водохранилища;

- топографическая съёмка или аэрофотосъёмка на территории чаши водохранилища в масштабе 1:10000 с сечением 2 м в равнинной и населённой местности и с сечением рельефа 10 м в горной местности;
- крупномасштабная топографическая съёмка в масштабах 1:1000 – 1:2000 с сечением 0,5 – 1,0 м в местах проектируемых сооружений (причалов, паромных переправ, подпорных стенок, насосных станций, защитных дамб и пр.);
- вынос в натуру контура водохранилища;
- определение площади затопления и объёма водохранилища;
- геодезическое обеспечение геологических, геофизических и других видов изысканий.

Исходной планово-высотной геодезической основой для съёмки водохранилища и определения на местности его контура служат пункты государственной геодезической сети (ВГС, СГС, АГС), сети сгущения, реперы нивелирной сети I – IV классов. Ступают опорные сети путём построения планово-высотного съёмочного обоснования. Основным методом построения сетей съёмочного обоснования являются спутниковые методы.

Средние погрешности координат пунктов съёмочной сети относительно пунктов высших порядков определены СП 11-104-97 и соответствуют погрешностям, установленным для сетей при производстве топографических съёмок соответствующего масштаба.

Контур водохранилища представляет собой границу постоянного затопления при отметке НПУ. Его определяют и закрепляют в натуре с учётом кривой подпора точки, расположенными в характерных изгибах. Частоту точек контура устанавливают в зависимости от сложности его очертания и экономической значимости территории. Например, на территориях населённых пунктов, промышленных предприятий, транспортных сооружений, в садах, на территории леса, на участке пересечения контуром кладбищ и скотомогильников расстояние между точками кривой контура может составить 20 – 30 метров. В открытой местности на землях сельскохозяйственного назначения расстояния могут быть 50 – 70 м, а при простом рельефе – 100 – 150 м. Контур водохранилища в натуре не обозначается в пределах крутых, обрывистых косогоров и на оврагах, в болотах, тундре и пустынных районах.

Для обозначения и закрепления контура водохранилища на местности можно использовать нивелир или электронный тахеометр.

Так, если работы производят тахеометром, то его устанавливают вблизи точки с известной отметкой (точкой съёмочной сети, знаком основы, репером и т.п.). Вращая зрительную трубу, устанавливают отсчёт по вертикальному кругу, равный 90° (или 0°). На репер устанавливают шашечную рейку и, произведя отсчёт по рейке, вычисляют абсолютную высоту горизонтальной оси вращения прибора: $H_{np} = H_{кр} + n$, где n – отсчёт по рейке. Зная отметку нормального подпорного уровня $H_{НПУ}$ и высоту отражателя v , находят необходимое превышение для искомым точек контура: $h = H_{НПУ} - H_{np} + v$. Далее, перемещая отражатель по склону в нужном месте, добиваются вычисленного превышения и отмечают точку под вехой отражателя.

Точность вынесенного и закреплённого в натуре контура водохранилища зависит от хозяйственной значимости территории. На застроенных территориях контур водохранилища намечают и закрепляют возле каждого строения, на других землях – в соответствии с формами рельефа.

Одним из важнейших элементов водохозяйственных расчётов является определение *площади и объёма водохранилища*. Объём V определяют приближённым и уточнённым способами. Приближённый способ определения объёма водохранилища заключается в следующем. Объём dV воды, содержащейся в слое, заключённом между плоскостями двух смежных горизонталей топографического плана (объём призмы), определяют по формуле $dV = \left[\frac{(F_1 + F_2)}{2} \right] \cdot h_c$ и по несколько уточнённой формуле, учитывающей сложность контура водохранилища на разных уровнях:

$$dV_1 = \frac{F_1 + F_2 + \sqrt{F_1 F_2}}{3} h_c, \quad (12.26)$$

где F_1 и F_2 – площади затопления, ограниченные двумя смежными горизонталями, измеряется планиметром. Полный объём V водохранилища находят последовательным суммированием объёмов dV призм по формуле $V = \sum_1^n dV$.

Русловые съёмки. При воднотранспортных изысканиях важнейшим вопросом являются русловые съёмки рек, выполняемые для гидротехнического строительства и эксплуатации водных путей. Особое значение русловые съёмки имеют для исследования руслового режима: глубин потока, уклонов водной поверхности, движения наносов, состояния берегов и др. На основании периодических русловых съёмок устанавливают общее изменение русла реки и деформацию берегов за многолетний период.

Съёмка русла реки и поймы ведётся до границы высоких вод, при этом главное внимание обращают на полноту и точность промеров глубин реки и отображение всех характерных особенностей русла.

Для рек шириной 200 – 500 м съёмку выполняют в масштабах 1:2000 – 1:5000 с изображением рельефа дна горизонталями или глубины реки изобатами через 0,25 – 0,5 м. При ширине реки более 500 м масштаб съёмки делают мельче (1:10000 при высоте сечения 0,5 – 1,0 м).

Наземные съёмки целесообразно дополнять аэрофотосъёмкой, которая даёт наглядное представление о морфологических особенностях реки.

Плановое обоснование русловых съёмок сегодня создаётся спутниковыми методами для рек с открытой прибрежной зоной или в комбинации с полигонометрическими ходами, опирающимися на пункты СГС. Разряд полигонометрии для русловых съёмок обычно устанавливают первый со всеми вытекающими из этого техническими характеристиками, методами и приборами для производства работ. Знаки планового обоснования закрепляют в зонах, недоступных для паводковых вод в местах с плотными и надёжными грунтами.

Высотная основа русловых съёмок равнинных рек создаётся в виде ходов и полигонов нивелирования III класса, которые сгущаются ходами нивелирования

IV класса и технического нивелирования. Длины ходов рассчитываются из условия, чтобы невязки ходов и замкнутых полигонов не превышали величины

$$\text{пред } f_h \leq 0,5 \cdot h, \quad (12.27)$$

где h – падение реки.

Промерные работы. Детальное изображение рельефа дна реки или глубины потока производят по поперечным профилям, которые называются *галсами*. Галсы располагают перпендикулярно к оси потока на расстоянии в 1–2 см один от другого в масштабе плана. Промерные точки на галсах назначают в 2–4 раза чаще.

В состав промерных работ входит измерение глубины реки, определение планового положения промерных точек, наблюдение за высотой уровня воды в реке в момент промерных работ. Измерение глубины реки осуществляется эхолотом, прибором, установленным на борту речного транспорта. Работа эхолота основана на принципе ультразвуковой локации путём измерения времени прохождения ультразвукового импульса от излучателя до дна реки и обратно к приёмнику, которые установлены на борту катера.

Точность измерения глубин эхолотом составляет 10 – 15 см на глубинах до 5 м и с увеличением глубины понижается до 1 – 2 %. Перед работой эхолоты тарируют (эталонируют) путём сравнения известных глубин с показаниями эхолота. Разность $\Delta h = h_{из} - h_3$ характеризует суммарную поправку эхолота за влияние систематических погрешностей.

Плановая привязка промерных точек. Плановое положение промерного катера,двигающегося по галсу, может быть определено несколькими способами: инструментальными засечками, радиодальномерными системами, фотограмметрическими методами, но также и на основе спутниковых технологий. Плановую привязку промерных точек сегодня проще определять спутниковыми методами.

Координирование промерных точек при помощи ГНСС. Координирование промерных точек поверхности дна реки или водоёма спутниковыми приёмниками ГЛОНАСС и *GPS* выполняется в режиме «Кинематика с постобработкой», позволяющем получать координаты и высоты точек за короткие промежутки времени. Для этого базовый приёмник устанавливается на пункте берегового геодезического обоснования, а мобильный – на борту судна, выполняющего съёмку дна реки или водного бассейна.

Одним из принципиальных условий совместной работы спутниковой аппаратуры и гидрографического эхолота является их синхронизация во времени. Иначе говоря, «картинка» поверхности дна должна быть привязана к положению судна. Точки, отвечающие положению антенны приёмника спутниковой аппаратуры на судне, координаты которой определяются из спутниковых наблюдений, проектируются на соответствующую картинку поверхности дна реки или водного бассейна. Это позволяет определять координаты всех интересующих для топографии точек поверхности дна водоёма.

Режим «Кинематика» в спутниковых измерениях служит для определения координат передвижной станции в ходе ее перемещения. При работе в этом режиме необходимо, чтобы приемники на базовой и передвижной станции поддержива-

ли непрерывный контакт с созвездием одних и тех же спутников в течение всего времени измерений. До начала движения гидрографического судна выполняют инициализацию – разрешение неоднозначности фазовых измерений.

Если имеется цифровой радиоканал и данные с базового приемника в процессе измерений можно передавать на подвижную станцию, координаты получают в режиме «кинематики в реальном времени», т. е. непосредственно на определяемой точке.

Успешная съемка требует инициализации системы и сохранения инициализации в течение всей съемки. Могут использоваться несколько одновременно работающих роверов (читай несколько судов), причем каждый получает данные *RTK* поправок от той же самой базы.

Основой измерений в режиме *RTK* служит принцип совместной обработки фазовых измерений, полученных, как правило, с двух разнесенных в пространстве навигационных приёмников – базового и подвижного (ровера). Каждый приёмник *RTK*-комплекта оборудован радио или *GSM*-модемом, посредством которого осуществляется передача корректирующих данных, а также соответствующими антеннами. Скорость передачи данных должна быть не менее 2400 бит/с.

Базовый приёмник устанавливается на геодезическом пункте с известными координатами и передаёт по радио или *GSM*-связи поправки в координаты на подвижный приёмник – ровер. Ровер обрабатывает информацию, чтобы решить задачу получения векторов в системе координат ПЗ-90 или *WGS-84* путём разрешения неоднозначности фаз в реальном времени.

12.5. Геодезическое обеспечение строительства гидроузлов

Наиболее сложным сооружением гидроузла является гидроэлектростанция (ГЭС). Все сооружения гидроузла объединены между собой расчётной геометрической связью, которая строго соблюдается при выносе проекта в натуру. Сооружения компоуются вокруг главной разбивочной оси гидроузла, заданной координатами и азимутом. Если ось не прямолинейна, то определяют координаты углов поворота. К главной оси привязаны основные оси агрегатов, водослива, шлюза и оси других элементов проекта.

Главная ось гидроузла выносится на местность от пунктов планового обоснования, построенного в период изысканий. Однако для вынесения в натуру основных и вспомогательных осей составных элементов и конструкций гидроузла создаётся специальная высокоточная разбивочная сеть.

Гидроузел строится в несколько очередей, и на весь период строительства знаки сети должны сохранять свою стабильность, устойчивость. По этой причине за сохранностью знаков следят, а сеть систематически наблюдают и переувеличивают.

Плановая разбивочная сеть проектируется таким образом, чтобы одна из сторон сети была совмещена с главной осью гидроузла.

Разбивочная сеть строится на основе спутниковых технологий в комбинации с линейно-угловыми построениями. Стороны сети на крупных гидроузлах

составляют 0,5 – 1,5 км, средняя квадратическая погрешность измерения горизонтальных углов 1,0 – 1,5", относительная средняя квадратическая ошибка сторон должна быть не хуже 1:200000 – 1:150000.

Сеть строится как локальная и вычисляется в строительной системе координат (обычно за ось абсцисс принимают разбивочную ось плотины). Пункты сети закрепляют трубчатыми наружными знаками высотой 1,2 м с приспособлениями для принудительного центрирования.

На рис. 12.5 приведена типовая схема разбивочной сети гидроузла для равнинных рек. Пункты A, B, \dots, F – пункты каркасной сети спутниковых определений, пункты $1, 2, \dots, 7$ – пункты второго порядка, пункты сгущения из линейно-угловых построений. Пункты сгущения располагают вблизи сооружений, совмещая их по возможности с точками крепления продольных и поперечных разбивочных осей. Разбивочная сеть второго порядка регулярно контролируется с пунктов каркасной сети на предмет возможных смещений пунктов.

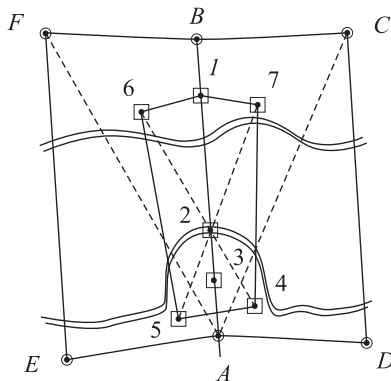


Рис. 12.5. Разбивочная сеть гидроузла

Разряд и точность разбивочной сети гидроузла выбирают и обосновывают с учётом категории и размеров объекта, исходя из заданной точности конечного результата. Параметры точности разбивочных сетей гидроузла не отличаются от государственных сетей соответствующего класса.

Для обеспечения земляных (скальных) и бетонных работ, монтажа технологического оборудования, а также для производства исполнительных съёмки, включая наблюдения за деформациями оснований и сооружений, на площадке гидроузла создают высотную *разбивочную основу*.

Пункты разбивочных высотных сетей равномерно размещают по строительной площадке и закрепляют грунтовыми и скальными реперами через 300 – 500 м так, чтобы высоты можно было бы передать на сооружение при 2 – 3 установках нивелира. По точности сети должны обеспечивать высотную разбивку бетонных сооружений со средней квадратической ошибкой не более 10 мм. Сети развиваются ходами и полигонами нивелирования III и IV классов в прямом и обратном направлениях.

Для наблюдений за осадками сооружений гидроузла на строительной площадке создаётся специальная высотная сеть в виде трёх разрядов.

Ходы нивелирования I разряда прокладываются в прямом и обратном направлениях при двух горизонтах прибора и связывают кусты исходных реперов на противоположных берегах реки. Длина визирного луча 25 – 30 м, средняя квадратическая погрешность измерения превышения на станции – 0,16 мм.

Ходы нивелирования II разряда прокладывают в прямом и обратном направлениях при одном горизонте прибора при длине визирного луча 25 – 30 м. Средняя квадратическая погрешность измерения превышения на станции – 0,18 мм.

Ходы нивелирования III разряда прокладываются в одном направлении при одном горизонте прибора при длине визирного луча 40 – 50 м.

Средняя квадратическая погрешность измерения превышения на станции – 0,40 мм.

Детальные разбивочные работы на гидроузле выполняют при производстве земляных и бетонных работ и при монтаже конструкций и оборудования ГЭС, плотин, шлюзов и пр. Разбивочные работы выполняют с пунктов разбивочной сети электронным тахеометром полярным методом в «координатах».

Часто видимость на разбиваемые точки с пунктов разбивочной сети бывает закрыта. Поэтому на территории стройплощадки заблаговременно строят пространственную сеть из марок-катафотов, располагая их на хорошо видимых высоких объектах. Наличие такой сети позволяет производить разбивочные работы со «свободной станции» известными приёмами.

Детальные разбивочные работы для производства бетонных работ на плотине и здании ГЭС могут выполняться также от главных и основных осей сооружения. Техника и технология разбивочных работ, закрепление и откраска разбиваемых точек аналогичны таковым, как и при монолитном домостроении.

13. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ В ТУННЕЛЕСТРОЕНИИ

13.1. Общие сведения о туннелях

Туннели являются ответственными инженерными сооружениями и подразделяются на туннели на путях сообщения (железнодорожные, метрополитены, пешеходные и судоходные), гидротехнические туннели (в комплексах гидроузлов, водоснабжения, мелиорации), промышленные и горнопромышленные, коммунальные туннели (водостоки, коллекторы и др.), а также специальные.

Туннели мелкого заложения обычно сооружают открытым способом без нарушения обустройства на земной поверхности. Ось запроектированной трассы в этом случае переносят в натуру и закрепляют знаками.

По контуру будущего туннеля сооружают свайное или шпунтовое ограждение, разрабатывают грунт и производят бетонные и изоляционные работы. Сооружают подготовку из бетона, устраивают защитную кирпичную стену (рис. 13.1), далее возводят стены, лоток и перекрытие. Особое внимание уделяется гидроизоляционным работам.

Работы завершают обратной засышкой котлована.

Туннели глубокого заложения сооружают или через порталы (рис. 13.2 и рис. 13.3) или через *вертикальные стволы* шахт и специальные камеры (рис. 13.4).

Порталом называют защитные бетонные или бутовые стены, оформляющие вход в туннель (рис. 13.3). Через порталы строят чаще всего горные туннели, а также туннели, входящие в депо.

В горных условиях полотно железной дороги доводят до горного массива, затем производят выемку грунта и возводят защитную стенку, предназначенную для предохранения входа в туннель от обвалов, снежных лавин и ливневых вод. Иногда перед порталом строят *рампу* – длинную, постепенно увели-

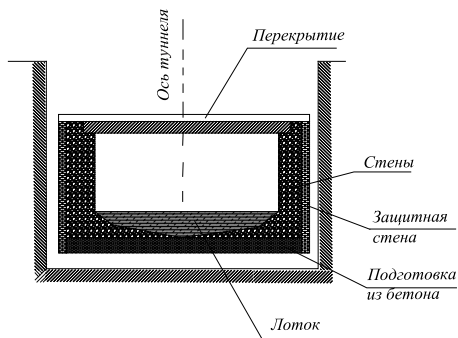


Рис. 13.1. Схема строительства туннеля открытым способом

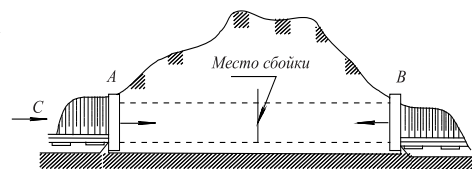


Рис. 13.2. Схема сооружения туннеля через порталы в разрезе

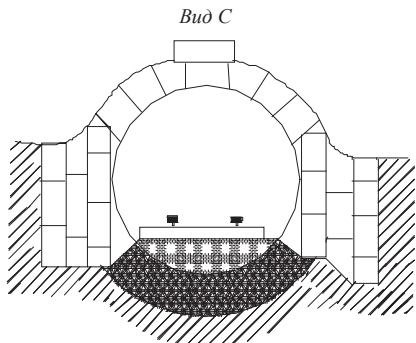


Рис. 13.3. Фронтальный вид портала

чивающуюся по глубине выемку с укрепленными бетоном или камнем бортами.

Туннели метрополитена глубокого заложения сооружают обычно посредством вертикальных стволов шахт (рис. 13.4), которые для удобства при дальнейшей эксплуатации располагают на расстоянии около 40 м от трассы туннеля. После проходки до проектной глубины и закрепления ствола под землей сооружают приствольные выработки и штольни для выхода от ствола на

трассу туннеля. После выхода подходов штолен на трассу строят камеры для сборки проходческого оборудования. Таким оборудованием для механической разработки грунта может быть *проходческий щит* – устройство цилиндрической формы диаметром, равным диаметру туннеля, оборудованное ножами и гидравлическими домкратами, продвигающими щит вперед по оси выработки.

По внешнему контуру поперечного сечения туннеля после выемки грунта сооружают постоянное крепление, называемое *обделкой*. Обделка бывает металлическая или железобетонная и состоит из отдельных колец шириной 0,75...1,0 м, каждое из которых собирается из отдельных блоков или тюбингов. Такую обделку применяют преимущественно в мягких грунтах для гидротехнических туннелей и туннелей метрополитена.

При сооружении туннелей на путях сообщения установлено три вида габаритов (рис. 13.5): подвижного состава, приближения строения и приближения оборудования. *Габарит подвижного состава* определяется контуром, внутри которого помещается подвижной состав со всеми выступающими частями с учётом наклона вагонов и поломки рессоры. *Габарит приближения оборудования*

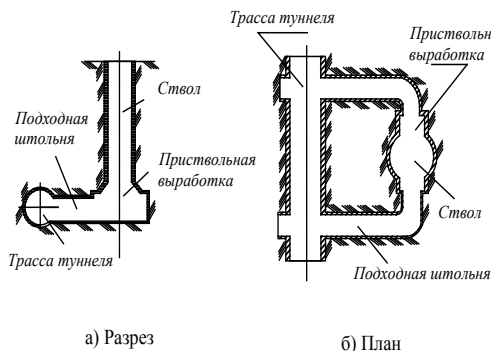


Рис. 13.4. Схема сооружения туннеля через ствол

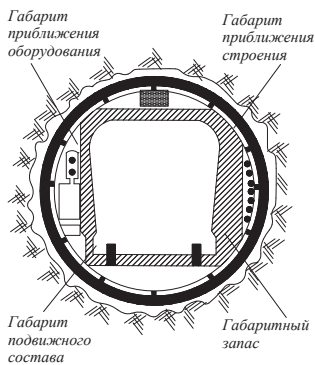


Рис. 13.5. Габариты туннеля

определяется контуром, соединяющим наиболее выступающие точки различного оборудования (кабелей, светофоров, релейных шкафов, осветительных фонарей и др.), устанавливаемого в туннелях. *Габарит приближения строения* определяется контуром, соединяющим выступающие внутрь точки обделки туннеля. Пространство между габаритом подвижного состава и габаритом приближения оборудования называют *габаритным запасом*. Габаритный запас, обычно равный 100 мм, устанавливается проектировщиками и служит исходной величиной при расчёте требуемой точности производства геодезических работ.

Форма поперечного сечения зависит от размера поперечного сечения строящегося туннеля, от его назначения, способа строительства, интенсивности и направления давления грунта. Туннели метрополитена глубокого заложения обычно строят однопутными с круглым сечением. При мелком заложении они имеют прямоугольное сечение и могут быть как однопутными, так и двухпутными.

Проектирование туннелей осуществляют двумя способами: геометрическим и аналитическим. Геометрический способ чаще всего применяют при проектировании туннелей мелкого заложения на путях сообщения и гидротехнических сооружений при несложных топографических условиях района работ. Ось туннеля трассируют непосредственно в натуре на поверхности земли. Измеренные углы и линии вынесенной на поверхность и закреплённой оси туннеля принимают за основу при его строительстве, поэтому ошибки геодезических измерений оказывают влияние на точность сбойки подземных встречных выработок, что является существенным недостатком.

Аналитический способ применяют на застроенных территориях и в сложных топографических условиях. Он заключается в том, что трассу проектируют (наносят) на плане города крупного масштаба (1:2000) и графически определяют координаты углов поворота. По этим координатам, решая обратные задачи, вычисляют длины линий и дирекционные углы прямых участков. По разностям дирекционных углов находят углы поворота трассы. Такой метод расчёта позволяет получать математически строго согласованные между собой элементы трассы.

13.2. Аналитический расчёт трассы туннеля

Вычисление элементов кривой и длины неправильного пикета. В плане трасса туннеля состоит из прямых участков и круговых кривых. Для придания транспорту большей плавности перехода с прямолинейного участка на кривые между ними вписывают так называемые *переходные кривые* переменного радиуса. В профиле трасса также состоит из прямых участков разных уклонов, сопрягаемых вертикальными круговыми кривыми.

Ось трассы туннеля, состоящую из прямых участков и круговых кривых, называют *разбивочной осью*.

Туннели метрополитена строят преимущественно однопутными, поэтому для движения поездов в прямом и обратном направлениях сооружают два туннеля с расстоянием между ними в 25,4 м. Один из туннелей называют левым, а другой – правым.

Трассу проектируют на топографических планах и картах и разбивают на местности стометровыми участками, которые называются пикетами (ПК). Началу трассы приписывают нулевой пикет. Для удобства пользования пикетами при проектировании и расчётах, связанных с переносом трассы на местность, пикеты располагают на перпендикуляре к трассе обоих туннелей.

Для перенесения на местность запроектированной трассы на круговой кривой в проектных чертежах указываются основные элементы: угол поворота трассы θ ; радиус круговой кривой R ; длина кривой K и длина тангенса T .

На криволинейных участках длину K и радиус R круговых кривых на правом и левом туннелях проектируют одинаковыми, поэтому число пикетов на внутреннем туннеле будет меньше, чем на внешнем. По этой причине одноимённые пикеты на прямых участках трассы не будут находиться на одном перпендикуляре к оси пути, что вызывает значительные неудобства при строительстве и эксплуатации. Для устранения этих неудобств изменяют длину одного из пикетов, вводят так называемые *неправильные пикеты*, длины которых могут быть больше или меньше 100 м.

Так как длины круговых кривых в левом и правом туннелях одинаковы, то отклонение длины неправильного пикета от 100 м определится величиной $a = a_1 + a_2$, (рис. 13.6), причём $a_1 = a_2$.

Опустив перпендикуляр из центра кривой левого туннеля $Ц_l$ на линию правого туннеля при расстоянии между осями путей D , получим отрезок $Ц_l A = D$, так как радиусы круговых кривых в обоих туннелях одинаковы.

Из треугольника $AЦ_lЦ_n$ получим:

$$a_1 = D \operatorname{tg} \frac{\theta}{2}; \quad (13.1)$$

следовательно,

$$a = a_1 + a_2 = 2D \operatorname{tg} \frac{\theta}{2}. \quad (13.2)$$

Величина a может быть введена в последний пикет внешней кривой со знаком плюс или в пикет внутренней кривой с отрицательным знаком.

Главными точками круговой кривой называют начало круговой кривой (НKK), середину кривой (СКК) и конец круговой кривой (ККК). Пикетажные значения главных точек круговой кривой вычисляются по пикетажному значению вершины угла поворота (ВУП) и основным элементам кривой: тангенсу T , длине круговой кривой (K), домеру D ($D = 2T - K$).

Пикетажное наименование начала кривой (рис. 13.6.) находят из соотношения $\text{НKK} = \text{ВУП} - T$. Тогда конец круговой кривой найдётся из равенства $\text{ККК} = \text{НKK} + K$. Пикетажное наименование середины кривой (СКК) находят через половину кривой, т.е. $\text{СКК} = \text{НKK} + 0,5K$.

Вычисление координат пикетов на прямолинейных участках трассы и на кривой. Для вынесения проекта туннеля в натуру необходимо знать координаты всех пикетов трассы и точек кривых.

На прямых участках приращения координат между пикетами вычисляют по известным формулам

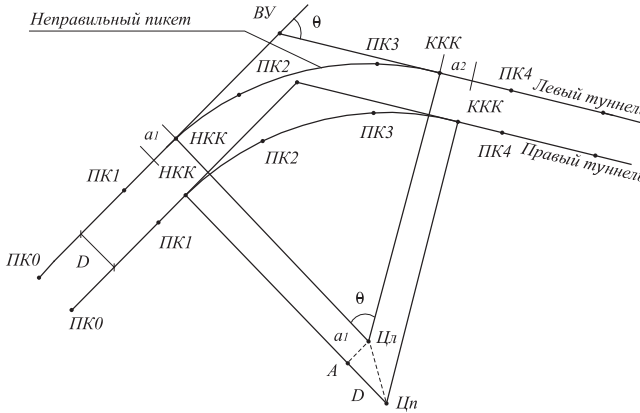


Рис. 13.6.
Расположение пикетов на кривых в двухпутном туннеле

$$\left. \begin{aligned} \Delta x_i &= d \cdot \cos \alpha_i; \\ \Delta y_i &= d \cdot \sin \alpha_i. \end{aligned} \right\} \quad (13.3)$$

где d – проектное расстояние между пикетами, обычно равное 100,0 м, а α_i – дирекционный угол прямых участков, определяемый через углы поворота трассы.

Координаты пикетов, расположенные на круговой кривой, можно вычислить или через центральные углы и длины радиусов по координатам центра кривой, или по стягивающим хордам и углам между ними.

Центральные углы определяются по формулам (рис. 13.7.):

$$\gamma_1 = k_1 \cdot \rho / R; \quad \gamma_{II} = k_{II} \cdot \rho / R; \quad \gamma_{нп} = k_{нп} \cdot \rho / R; \quad \gamma_2 = k_2 \cdot \rho / R, \dots \quad (13.4)$$

где γ_1 – центральный угол при точке O между радиусами, проведёнными через точку НKK и первый пикет, лежащий на кривой; γ_2 – центральный угол между радиусами, проведёнными через последний пикет, лежащий на кривой, и точку КKK; γ_{II} – центральный угол, соответствующий нормальному пикету; $\gamma_{нп}$ – центральный угол, соответствующий неправильному пикету; k_1 , k_2 , k_{II} и $k_{нп}$ – длины дуг, соответствующие одноимённым центральным углам.

Выполненные вычисления следует проконтролировать по формуле

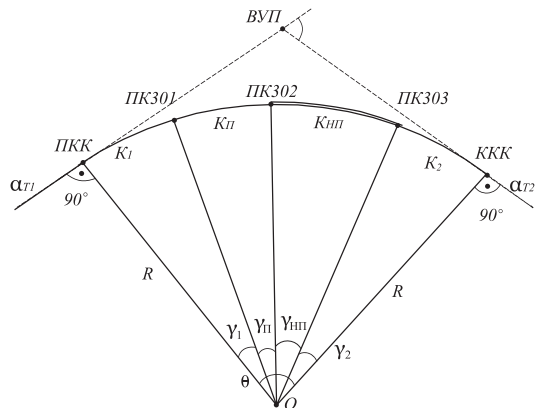


Рис. 13.7. Вычисление координат пикетов на кривой

$$\gamma_1 + \gamma_2 + n\gamma_n + \gamma_{nn} = \theta. \tag{13.5}$$

В этой формуле n – число нормальных пикетов на кривой; θ – угол поворота трассы.

Длины круговых кривых, используемые для вычисления центральных углов, также следует проконтролировать:

$$k_1 + nk_n + k_{nn} + k_2 = K, \tag{13.6}$$

где K – длина всей круговой кривой.

Координаты центра кривой вычисляют решением прямой геодезической задачи от точки НКК по длине радиуса R и дирекционному углу первого тангенса $\alpha_{T1} + 90^\circ$.

Дирекционные углы направлений на пикеты из центра кривой O определяют по известному дирекционному углу линии O -НКК путём прибавления соответствующего центрального угла γ . По этим дирекционным углам и известному радиусу кривой находят приращения координат и координаты всех пикетов на кривой.

Для вычисления координат точек на кривой по стягивающим хордам необходимо знать дирекционные углы и длины этих хорд.

Дирекционные углы хорд находят по исходным дирекционным углам линий тангенсов α_{T1} и α_{T2} через значения углов поворота хорд, которые вычисляются из равнобедренных треугольников, образованных радиусами и стягивающими хордами (рис. 13.8).

При точке НКК дирекционный угол хорды, вычисленный по дирекционному углу тангенса и углу $\gamma/2$, получит значение $\alpha_{T1} + \gamma/2$. В точке ПК32 дирекционный угол хорды b_n найдётся через угол между хордами $\gamma/2 + \gamma_n/2$ и т.д.

Длину хорды можно найти из соотношения:

$$b = 2R \sin \frac{\gamma}{2}. \tag{13.7}$$

Иногда для контроля с некоторым приближением используют следующую формулу:

$$b_i = k_i - \frac{k_i^3}{24R^2}. \tag{13.8}$$

Вычисление координат точек переходной кривой. Переходные кривые, обеспечивающие плавность перехода от прямого участка трассы к круговой кривой, имеют переменный радиус кривизны, меняющийся от бесконечности в начале переходной кривой до величины радиуса круговой кривой в конце переходной кривой.

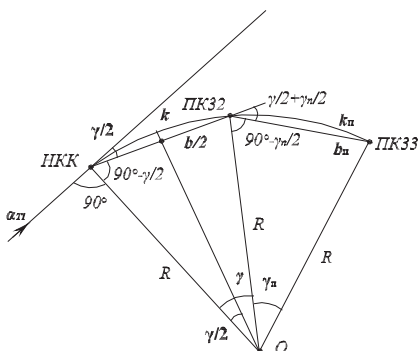


Рис. 13.8. Вычисление координат по стягивающим хордам

Величина радиуса переходной кривой в любой её точке определяется по формуле

$$r = \frac{C}{l}, \quad (13.9)$$

где C – параметр переходной кривой; l – расстояние от начала переходной кривой до точки, в которой определяется величина переменного радиуса.

Параметр переходной кривой зависит от расчётной скорости движения транспорта V , ширины колеи железнодорожного пути b и других величин и для высокоскоростных магистралей может принимать значения от 45 000 до 150 000. Для небольших скоростей этот параметр принимают менее 45 000.

В результате применения переходной кривой круговая кривая сместится к центру кривизны на величину p , которая определяется по формуле

$$p = \frac{L^3}{24C}, \quad (13.10)$$

где L – вся длина переходной кривой.

Если R – радиус круговой кривой, то радиус смещённой круговой кривой будет равен $R - p$.

Ось трассы, включающей в себя прямые отрезки, переходные и смещённые кривые называют *осью пути*.

Переходные кривые предварительно располагают таким образом, чтобы её середина находилась на радиусе, проходящем через *НКК* или *ККК* (рис. 13.9). Для точного расчёта положения переходной кривой находят расстояние от *НКК* или от конца круговой кривой (*ККК*; рис. 13.9) до начала переходной кривой (*НПК*) по формуле

$$t_1 = \frac{L}{2} + \frac{L^5}{60C^2}. \quad (13.11)$$

Положение конца переходной кривой находят через её проекцию на линию тангенса:

$$t_2 = \frac{L}{2} - \frac{L^5}{24C^2}. \quad (13.12)$$

Следовательно, координаты начала переходной кривой можно найти по дирекционному углу тангенса и величине t_1 , используя координаты точки *НКК* или *ККК*.

Угол φ поворота переходной кривой вычисляют по формуле

$$\varphi = \frac{L^2}{2C} \rho = \frac{L \cdot \rho}{2R}. \quad (13.13)$$

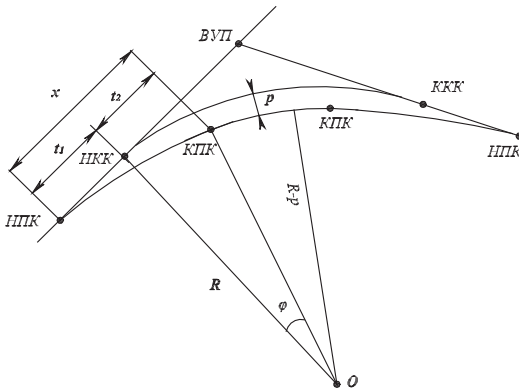


Рис. 13.9. Вставка переходных кривых

Зная угол поворота переходной кривой и радиус смещённой круговой кривой ($R - p$), легко подсчитать координаты концов переходной кривой через координаты центра круговой кривой.

При вычислении координат конца переходной кривой на оси пути по абсциссе и ординате за начало координат принимают точку начала переходной кривой, а за ось X – линию тангенса. Координаты точки конца переходной кривой в этой системе находят из формул

$$x' = L - \frac{L^3}{40C^2}; \quad y' = \frac{L^3}{6C}. \quad (13.14)$$

Очевидно, что $x' = t_1 + t_2$.

Пикетажные значения начала и конца для первой переходной кривой вычисляются по очевидным соотношениям: $НПК_1 = НКК - t_1$; $КПК_1 = НПК_1 + L$. То же для второй переходной кривой: $НПК_2 = ККК + t_1$; $КПК_2 = НПК_2 - L$.

Для уравнивания действия центробежной силы, возникающей при движении вагона по криволинейному участку пути, внешнего рельса возвышают по отношению к внутреннему на величину h . Возвышение внешнего рельса над внутренним подсчитывают для расчётной скорости движения транспорта на данном участке пути V по формуле

$$h = \frac{b \cdot V^2}{g \cdot R}, \quad (13.15)$$

где $g = 9,81 \text{ м/с}^2$ – ускорение силы тяжести; $b = 1,524 \text{ м}$ – ширина нормальной колеи (расстояние между осями рельсов).

Вследствие возвышения наружного рельса на кривой вагон наклоняется, и его центр смещается на некоторую величину. Горизонтальную проекцию этого смещения вычисляют по формуле

$$q = h \frac{d}{b}, \quad (13.16)$$

где $d = 1,850 \text{ м}$ – высота центра тяжести вагона над головками рельсов.

Поэтому на участках кривых ось туннеля следует сместить на величину q относительно оси пути для того, чтобы габариты подвижного состава вписались в габариты туннеля. Такую смещённую кривую называют *осью туннеля*.

Таким образом, на криволинейных участках в проектных чертежах приводят сведения по трём осям трассы туннеля:

- разбивочной оси радиусом R ;
- оси пути с радиусом $R_{\text{пут}} = R - p$;
- оси туннеля с радиусом $R_{\text{тун}} = R - (p + q)$.

Длина круговой кривой по оси туннеля вычисляется через $R_{\text{тун}}$ и центральный угол, на который эта кривая опирается: $\theta - 2\varphi$, т. е.

$$K_{\text{тун}} = \frac{\theta - 2\varphi}{\rho} R_{\text{тун}}. \quad (13.17)$$

Детальная разбивка круговых и переходных кривых. Перенесение трассы туннеля в натуру на криволинейных участках осуществляется по ломаному контуру, состоящему из прямых линий, находящихся под некоторым углом друг к другу. В качестве прямых линий выбирают или хорды, или секущие.

Длину хорды выбирают таким образом, чтобы стрелка прогиба f_0 (рис. 13.10) не превышала определённой величины (обычно это 100 мм). От этого зависит как точность и удобства производства разбивочных работ, так и их объём.

Стрелку прогиба находят из соотношения

$$f_0 = R(1 - \cos \gamma / 2). \quad (13.18)$$

Разложив косинус угла в ряд до членов второго порядка, получим:

$$f_0 = \frac{R\gamma^2}{8\rho^2}. \quad (13.19)$$

Центральный угол γ , опирающийся на дугу k , определяется известным соотношением $\gamma'' = \frac{k}{R}\rho''$. Подставляя значение γ в формулу 13.19, находим:

$$f_0 = \frac{k^2}{8R}. \quad (13.20)$$

Для приближённых расчётов длину хорды можно принять равной длине дуги. Тогда $f_0 = b^2/8R$. Из этого выражения легко определить длину b_{np} такой хорды, при которой стрелка прогиба не превышала бы заданной величины f_{max} :

$$b_{np} = \sqrt{8Rf_{max}}. \quad (13.21)$$

Для вынесения круговой кривой по хордам необходимо вычислить координаты концов хорд. Это можно сделать двумя путями:

- Кривую выносят в натуру равными хордами так, чтобы все хорды в пределах разбиваемой круговой кривой имели одинаковую длину с точностью до миллиметра;
- Хордами, длины которых выражены целым числом метров, а последняя хорда (остаток) – длиной, вычисленной до 1 мм.

При условии равенства длин хорд в пределах всей круговой кривой по оси туннеля (между концами переходных кривых) определяют приближённую их длину, а затем, пользуясь приближённой длиной

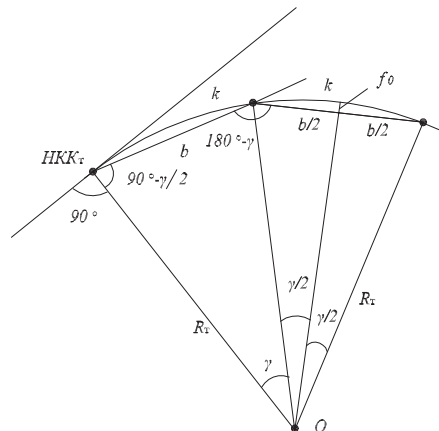


Рис. 13.10. Схема разбивки кривой по хордам

хорды, подсчитывают их приближённое число n_{np} по формуле $n_{np} = K_v / b_{np}$. Длина кривой на оси туннеля определяется формулой $K_m = \theta_m R_m / \rho$, где $\theta_m = \theta - 2\varphi$; $R_m = R - (p + q)$. Округлив значение n_{np} до ближайшего целого числа, вычисляют длину кривой, которая соответствует длине принятой хорды по формуле $k = K_m / n$. Зная длину кривой, вычисляют соответствующие ей центральные углы и длину стягивающей хорды по ранее приведённым формулам.

Координаты концов хорд вычисляют по замкнутому ходу, последовательно решая прямую задачу по хордам и радиусам R_m , соединяющим центр кривой O и концы переходных кривых, расположенных на оси туннеля.

13.3. Геодезическое обоснование трассы туннеля

Геодезическое плановое и высотное обоснования трассы туннеля можно условно разделить на две части: геодезическое обоснование на поверхности и геодезическое обоснование в самом туннеле.

Геодезическое обоснование создаётся для обеспечения точного перенесения в натуру проекта всех подземных и наземных сооружений, входящих в комплекс строительства туннеля и подразделяется на плановое и высотное. Геодезическая основа является исходной для всех разбивочных работ и предназначена для обеспечения точного совпадения осей при сбойках туннелей, сооружаемых встречными забоями.

Плановым геодезическим обоснованием на поверхности для вынесения в натуру проекта трассы туннеля до последнего времени служила туннельная триангуляция, линейно-угловая сеть или полигонометрия, заменяющая триангуляцию. Туннельная триангуляция могла быть заменена трилатерацией. Сегодня основным методом построения плановых геодезических сетей на поверхности является спутниковый метод.

Традиционная схема построения планового геодезического обоснования на поверхности приведена на рис. 13.11.

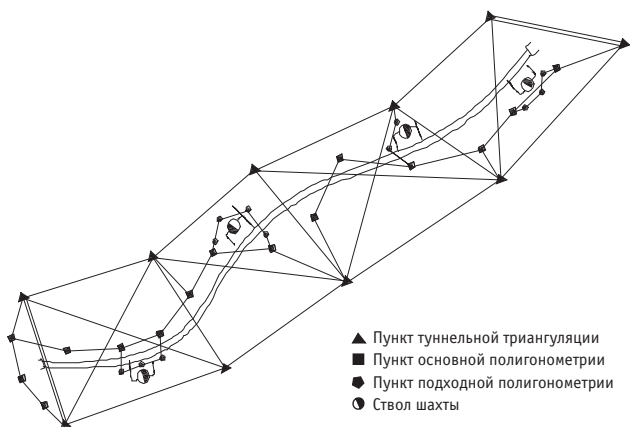


Рис. 13.11.
Схема планового геодезического обоснования туннеля

Туннельная триангуляция представляет собой вытянутую вдоль трассы цепочку треугольников или геодезических четырёхугольников со связующими углами не менее 40° . В качестве базисов используют непосредственно стороны, расположенные на концах цепочки, а при длинных туннелях – и в середине. Для получения исходных координат один из пунктов привязывают к пунктам государственной геодезической сети.

При создании туннельной триангуляции обязательно предусматривается возможность передачи дирекционных углов через два смежных ствола от одной и той же стороны, что исключает влияние ошибки исходного дирекционного угла на величину несбойки. Пункты сети стремятся располагать ближе к стволам шахт, но вне зоны возможных деформаций, возникающих под влиянием подземных выработок. Все измерения в сети производят дважды с перерывом в один месяц.

Разряд и, следовательно, технические характеристики туннельной триангуляции зависят от длины строящегося туннеля. Так, при длине туннеля от 2 до 5 км следует принять третий разряд триангуляции с длинами сторон от 1,5 до 5 км. Средняя квадратическая ошибка измеренного угла в такой сети, подсчитанная по невязкам в треугольниках, должна быть не хуже $1,5''$, а относительная ошибка измеренной длины базиса должна быть не ниже $1:400000$.

Основным нормативно-техническим документом для геодезистов при сооружении транспортных туннелей является «Инструкция по геодезическим и маркшейдерским работам при строительстве транспортных туннелей. ВСН 160-69», изданная в 1970 г. В «Инструкции» приведены нормы точности производства геодезических и маркшейдерских работ на всех стадиях строительства транспортных туннелей.

В качестве второй степени приведённой схемы планового обоснования туннеля выступает *основная полигонометрия*, главное назначение которой – передача координат от пунктов триангуляции в район ствола и на подземные выработки. Её создают вдоль трассы туннеля вытянутыми ходами или полигонами, опирающимися на пункты туннельной триангуляции. При длине туннеля менее 1 км она может служить первичным плановым обоснованием. Длины ходов между пунктами триангуляции допускаются до 4 км, а между узловыми точками – 1 км. Длины сторон находятся в пределах 150 – 500 м. Сегодня измерения в полигонометрических ходах целесообразнее выполнять электронными тахеометрами. До недавнего времени стороны в полигонометрии измерялись инвариными проволоками или фазовыми светодаальномерами, а горизонтальные углы теодолитами Т2. Относительная невязка полигонометрического хода не должна превышать $1:30000$, а допустимая угловая невязка определяется по формуле $f_\beta = 6''\sqrt{n}$.

На строительных площадках стволов шахт для передачи координат в подземные выработки создают подходную полигонометрию в виде замкнутых полигонов или ходов с узловыми точками. Подходная полигонометрия должна опираться на пункты основной или туннельной полигонометрии. Длины ходов не допускаются более 300 м, а стороны – менее 30 м. Углы измеряют со средней квадратической ошибкой $4''$. Допустимая угловая невязка в ходах и полигонах определяется по формуле $f_\beta = 8''\sqrt{n}$. Относительная ошибка измерения сторон не должна превышать $1:20000$.

Применение электрооптических светодальномеров и электронных тахеометров позволило заменить метод триангуляции методом полигонометрии. Пункты туннельной полигонометрии рекомендуется закладывать вне зоны возможных деформаций и не далее 1 км от трассы туннеля. Приведённая на рис. 13.11 схема планового обоснования при этом упростится: из схемы выпадет триангуляционное построение.

Серьёзные изменения претерпела схема планового геодезического обоснования трассы туннеля в связи с внедрением спутниковых технологий. Сегодня, используя спутниковые определения, с некоторыми обобщениями и упрощениями схему построения планового обоснования туннеля на поверхности можно представить следующим образом.

Вблизи ствола будущего туннеля, вне зоны возможных деформаций строится сеть из пунктов *GPS*-определений. Количество и расположение пунктов выбирают таким образом, чтобы в образовавшейся фигуре можно было проконтролировать геометрические связи, выполнив традиционные измерения длин сторон и горизонтальные углы. Кроме того, проложив полигонометрический ход между пунктами *GPS* смежных стволов, можно судить о точности построения планового обоснования на поверхности туннеля, и, таким образом, гарантировать надёжные исходные данные для ориентирования подземных сооружений.

Дальнейшие работы по геодезическому обеспечению строительства туннеля заключаются в ориентировании подземных выработок. Ориентировать подземные выработки означает передать в забой координаты и дирекционный угол. Ориентирование производят на пункты подземной полигонометрии, которые закрепляют у ствола. В подходных штольнях до выхода на ось туннеля прокладывают подходную подземную полигонометрию. После выхода на трассу вслед за движущимся вперёд забоем прокладывают ходы сначала рабочей полигонометрии со сторонами 25 – 50 м, затем *основной подземной полигонометрии* со сторонами 50 – 100 метров. И, наконец, при удалении забоя на 1 км и более от ствола для повышения точности передачи дирекционного угла от приствольной линии к забою прокладывают *главные ходы подземной полигонометрии*. Пункты главных полигонометрических ходов совмещают через две-три стороны с пунктами основной подземной полигонометрии.

Высотное геодезическое обоснование также строится в виде сетей на поверхности и нивелирных ходов в подземных выработках. Класс нивелирных сетей выбирается в зависимости от длины туннеля и длин встречных подземных выработок, предусмотренных проектом.

При длине туннеля более 2 км, а в горных районах – более 1 км согласно действующим инструкциям следует выполнять нивелирование II класса, а при длине туннелей менее 2 км – нивелирование III класса.

При сооружении метрополитенов высотное геодезическое обоснование кроме обеспечения сбойки подземных выработок служит основой для наблюдения за осадками зданий и сооружений. По этой причине класс нивелирной сети на поверхности устанавливается не ниже III класса точности.

Нивелирные сети II и III класса, развиваемые для строительства туннеля, представляют собой вытянутую вдоль трассы систему замкнутых полигонов, охватывающую всю полосу возможной деформации местности. От реперов этих ходов высоты передаются к стволам шахт, а затем через стволы – в подземные выработки.

13.4. Особенности построения геодезического обоснования на поверхности

Как отмечено выше, с широким внедрением в практику инженерно-геодезических работ спутниковых технологий и применением высокоточных электронных измерительных приборов в виде цифровых нивелиров и электронных тахеометров изменилась и технология производства геодезических работ. Использование технологий ГНСС позволяет определять координаты произвольно расположенных точек автономно и независимо от каких-либо дополнительных геодезических построений, а внедрение электронных тахеометров настолько упростило процесс высокоточных линейных измерений, что метод триангуляции потерял своё назначение.

В туннелестроении геодезическая разбивочная основа на дневной поверхности создаётся в районе подземного строительства до начала горнопроходческих работ, а подземная разбивочная основа – в течение всего периода строительства во всех подземных сооружениях по мере их возведения. Разбивочная основа создаётся в единой системе координат и высот. Назначение разбивочной основы – обеспечение точного перенесения в натуру проектов всех подземных и наземных сооружений подземного комплекса.

Классическая схема развития геодезической разбивочной основы, приведенная ранее в разделе 13.3, представлена следующими последовательными этапами построения:

- На первом этапе на дневной поверхности над будущим подземным сооружением строится туннельная триангуляция или полигонометрия ИТ, ПТ, ПТТ и IVT разрядов (Инструкция ВСН 160-69).
- На втором этапе на поверхности производится сгущение наземной геодезической сети основными и подходными полигонометрическими ходами.
- Подземная разбивочная основа создаётся методами полигонометрии путём построения свободных (висячих) ходов основной и рабочей полигонометрии, а при длинных туннелях – прокладкой главных полигонометрических ходов.
- Ориентирование подземной полигонометрии осуществляется различными способами через вертикальные стволы шахт гироскопическими приборами и непосредственным примыканием подземной полигонометрии к сторонам геодезической основы через порталные, боковые и наклонные выработки.

Выбор способа построения наземных сетей зависит от условий местности (городская застройка, горного ландшафта, равнинной местности и т.п.), но также и от возможностей и предпочтений геодезической организации, производящей

работы. Основная наземная полигонометрия прокладывается во всех случаях строительства метрополитена вдоль его трасс в виде систем одиночных или замкнутых ходов. Одиночные ходы основной полигонометрии целесообразно применять при значительных длинах перегонных туннелей между станциями. В основном это вытянутые ходы.

Для проектирования наземных сетей необходимо иметь следующие топографические и проектные материалы:

- Топографические карты масштаба 1:10000 – 1:50000;
- Генеральный план подземных сооружений;
- Проект организации строительства с площадками у порталов и стволов шахт;
- Технические отчёты и материалы по ранее выполненным топогеодезическим работам, сведения о геодезических сетях и системах координат в районе работ.

В связи с широким внедрением в практику инженерно-геодезических работ электронных тахеометров преимущества проектирования и построения разбивочной основы на поверхности и в туннелях методом полигонометрии стали более чем очевидны. Полигонометрические построения с дистанционно измеренными сторонами значительно экономичнее триангуляционных. Электронными тахеометрами легко достигается высокая точность измерения длин сторон полигонометрических ходов. Так стороны хода длиной 500 - 1000 м могут быть измерены с погрешностью 1:200000 и точнее. Углы же, особенно в городских условиях, следует измерять особенно тщательно, избегая бокового влияния рефракционных полей от нагретых стен, лесных массивов или водных бассейнов.

С появлением спутниковых методов возникли новые возможности и новые схемы построения опорных геодезических сетей для туннелестроения.

С внедрением спутниковых технологий появилась возможность получения в непосредственной близости от стволов шахт геодезических пунктов с высокоточными координатами из одноступенчатого построения. Координаты всех приствольных и припортальных пунктов туннеля могут быть получены относительно одного или нескольких исходных пунктов городской или региональной сети в нужной системе координат с высокой точностью.

Поскольку метрополитены строятся в крупных городах, то с большой долей вероятности можно утверждать, что город и регион обеспечены постоянно действующей базовой системой навигационно-геодезического обеспечения. Такие системы функционируют в Москве, Санкт-Петербурге и других крупных городах.

При построении опорной геодезической сети для сооружения тоннелей метрополитена на основе ГНСС следует придерживаться следующих положений.

- Геодезическая сеть должна быть построена таким образом, чтобы пункты, её образующие, располагались вблизи порталов и стволов.
- Пункты, образующие опорную сеть одного тоннеля метрополитена, должны быть объединены в единую систему, иначе говоря, должны быть связаны единым построением.

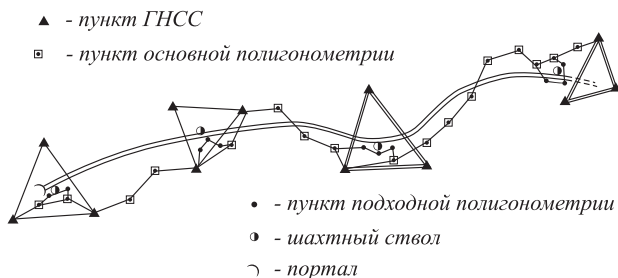


Рис. 13.12. Схема туннельной спутниковой геодезической сети

- Поскольку отдельно взятый пункт СГС определяется бесконтрольно, то для контроля спутниковых определений пункты СГС у стволов следует строить группами (кустом), образующими некоторую простую геометрическую фигуру, удобную для выполнения контрольных линейно-угловых измерений.

Одна из возможных схем построения опорной геодезической сети с применением спутниковых методов при строительстве подземных сооружений приведена на рис. 13.12.

Определяемые (роверные) пункты СГС располагают в удобных местах у порталов и стволов шахт так, чтобы между пунктами отдельно взятого ствола (портала) была прямая видимость. Часто в городе эти пункты располагают на крышах зданий и сооружений. По пунктам СГС прокладывается магистральный полигонометрический ход, связывающий опорные пункты спутниковой геодезической сети и опирающийся на его стороны и пункты. Назначение полигонометрического хода – это связь всей сети в единое целое. Такая связь образует единую координатную систему на всём протяжении туннеля, осуществляя также контроль дирекционных направлений. Пункты и стороны основной полигонометрии являются опорными для построения подходной полигонометрии.

С пунктов подходной полигонометрии осуществляется ориентирование подземных выработок, т. е. передача координат и дирекционных углов через стволы и порталы в подземные выработки.

Опорную сеть на основе спутниковых технологий для строительства туннеля можно строить и по другим схемам. Для туннелей незначительной длины (5 – 6 км) представляется, к примеру, возможной схема со спутниковыми определениями у порталов (куст из 2, 3 пунктов СГС) и основная полигонометрия, соединяющая порталы и шахтные стволы.

Минимальное расстояние, на которое должны быть разнесены спутниковые пункты, образующие куст, можно предварительно рассчитать. Для этого необходимо знать погрешность определения планового положения пунктов СГС и требуемую точность ориентирования подземных сооружений.

Обратимся к рисунку 3.15, *b* и рассмотрим дифференциальную формулу дирекционного угла (формулу 3.36) для общего случая, когда ошибочны координаты обоих концов линии *AB*:

$$d\alpha = -\frac{(a)}{S} dx_a - \frac{(b)}{S} dy_a + \frac{(a)}{S} dx_b + \frac{(b)}{S} dy_b.$$

Решим следующую задачу. Пусть координаты точки A и точки B известны с погрешностью 20 мм.

Примем знаки погрешностей координат соответственно $dx_a = +20$ мм; $dy_b = -20$ мм; $dx_b = -20$ мм, а $dy_a = +20$ мм, что соответствует наиболее неблагоприятным условиям влияния ошибок координат на ошибку дирекционного угла. Требуется найти минимально допустимое расстояние между точками A и B , чтобы исходный дирекционный угол стороны AB определялся с погрешностью не менее $4''$. Примем дирекционный угол стороны AB равным 45° и решим уравнение (3.36) относительно S . Простые вычисления дадут значение искомого расстояния, равного 2900 м. Таким образом, при проектировании пунктов СГС в качестве исходных, если известна погрешность их определения, необходимо располагать пункты в кусте на значительных расстояниях для обеспечения заданной точности ориентирования строящихся сетей. Другим путём повышения точности ориентирования является повышение точности определения координат пунктов СГС.

Ориентирные пункты СГС могут быть общими для нескольких шахтных скважин или порталов. Например, они могут быть установлены на крышах зданий или на господствующих высотах со взаимной видимостью.

Построение спутниковых сетей, а также городской полигонометрии рассмотрено нами ранее в соответствующих разделах настоящего издания.

Существенное значение при уравнивании туннельных сетей имеет выбор поверхности относимости. Геодезическая основа, обеспечивающая сбойки подземных выработок, создаётся на поверхности, а рабочее обоснование, на основе которого производят разбивки сооружений, строится под землёй. Таким образом, геодезические измерения на поверхности и под землёй выполняются на различных абсолютных высотах. Чтобы в результате измерений, выполняемых при разбивочных работах в подземных выработках, не вводить поправки, геодезическое обоснование, построенное на поверхности, целесообразно проектировать на плоскость со средней отметкой поверхности земли по трассе туннеля.

Вводимая в связи с этим поправка в длину стороны l полигонометрического хода может быть вычислена по формуле

$$\Delta l_H = -\frac{H_m}{R} l, \quad (13.22)$$

где H_m – средняя высота стороны полигонометрии, отсчитанная от поверхности, принятой за плоскость проекции; R – радиус кривизны поверхности эллипсоида на средней широте B_m данной линии.

Если район работ расположен далеко от осевых меридианов, установленных в государственной разграфке зон, вычисление сети ведут в системе плоских координат с произвольно расположенным осевым меридианом. В длины измеренных сторон полигонометрии при этом вводятся поправки для перехода на плоскость в проекции Гаусса:

$$\Delta l_y = \frac{y_m^2}{2R^2} l, \quad (13.23)$$

где y_m – ордината середины линии, вычисленная от принятого меридиана.

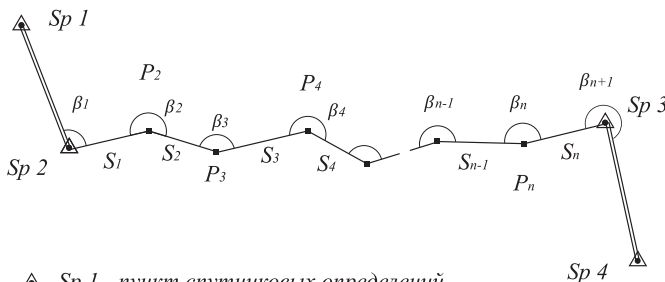
По аналогии с классической схемой построения геодезического обоснования туннеля на поверхности на рис. 13.13 приведена схема построения полигонометрии, опирающейся на пункты СГС, и направления, образованные пунктами СГС. Это вторая ступень приведённой схемы планового обоснования туннеля – *основная полигонометрия*, главное назначение которой – передача координат от пунктов триангуляции в район ствола и на подземные выработки. Её создают вдоль трассы туннеля вытянутыми ходами или полигонами, опирающимися на пункты СГС. При длине туннеля менее 1 км она может служить первичным плановым обоснованием.

Длины ходов между пунктами СГС допускаются до 4 км, а между узловыми точками – 1 км. Длины сторон находятся в пределах 150 – 500 м. Сегодня измерения в полигонометрических ходах выполняются электронными тахеометрами. Относительная невязка полигонометрического хода не должна превышать 1:30000, а допустимая угловая невязка определяется по формуле $f_\beta = 6''\sqrt{n}$.

Привязка ходов основной полигонометрии к пунктам СГС, расположенным на крышах зданий, осуществляется методом снесения координат. При этом должно быть построено не менее двух треугольников и измерены все доступные для линейных измерений стороны образовавшихся фигур.

Полигонометрический ход, рис. 13.13, опирается обоими концами на исходные пункты $Sp2$ и $Sp3$ и исходные направления $Sp2 - Sp1$ и $Sp3 - Sp4$. Это классическая схема прямой привязки полигонометрии к исходным пунктам и сторонам. В таком полигонометрическом ходе независимо от числа пунктов в нём три избыточных измерения: два угла и одна сторона.

Так как число избыточных измерений по сравнению с числом необходимых невелико, то в результате уравнивания такого хода нельзя ожидать заметного повышения точности измеренных величин. В связи с этим при уравнивании полигонометрических ходов 1 и 2 разрядов, 4 и даже 3 классов принят двухступен-



▲ $Sp 1$ - пункт спутниковых определений

■ P_3 - пункт полигонометрии

Рис. 13.13.
Схема основной полигонометрии на поверхности

чатый способ уравнивания. На первом этапе удовлетворяются угловые условия – угловая невязка распределяется поровну во все углы хода. Углы исправляются, и вычисляются дирекционные углы сторон.

На втором этапе подсчитывают невязки в координатах и вводят поправки в приращения координат, но пропорционально длинам сторон хода, что практически эквивалентно применению принципа наименьших квадратов к отысканию поправок в приращения координат.

Три избыточных измерения в полигонометрическом ходе приводят к возникновению условного уравнения дирекционных углов и двух координатных условных уравнений.

Нетрудно видеть, что при n измеренных линиях в ходе и $n + 1$ углах эти условные уравнения имеют вид:

1). Условное уравнение дирекционных углов

$$\sum_1^{n+1} v_{\beta_i} + w_{\beta} = 0, \quad (13.24)$$

где

$$w_{\beta} = \alpha_{нач} - \alpha_{кон} + \sum_1^{n+1} \beta_i - (n+1) \cdot 180^{\circ}. \quad (13.25)$$

2). Условное уравнение абсцисс

$$\sum_1^n v_{\Delta x_i} + w_x = 0, \quad (13.26)$$

где

$$w_x = \sum_1^n \Delta x_i - (x_{кон} - x_{нач}). \quad (13.27)$$

3). Условное уравнение ординат

$$\sum_1^n v_{\Delta y_i} + w_y = 0, \quad (13.28)$$

где

$$w_y = \sum_1^n \Delta y_i - (y_{кон} - y_{нач}). \quad (13.29)$$

В приведённых уравнениях

v_{β_i} – находимые из уравнивания поправки в левые измеренные углы;

$v_{\Delta x_i}$ и $v_{\Delta y_i}$ – находимые из уравнивания поправки в вычисленные приращения абсцисс и ординат;

$\alpha_{нач}$ и $\alpha_{кон}$ – дирекционные углы начального и конечного исходных направлений;

$x_{нач}, y_{нач}, x_{кон}, y_{кон}$ – координаты начального и конечного исходных пунктов хода;

β_i – измеренные левые по ходу углы;

Δx_i и Δy_i – вычисленные по измеренным данным приращения координат сторон хода;

n – число измеренных сторон в ходе.

При строгом уравнивании полигонометрического хода по способу наименьших квадратов условные уравнения (13.24), (13.26) и (13.28) должны решаться совместно и при условии минимума суммы квадратов поправок в измеренные величины.

При раздельном уравнивании все три приведённых условных уравнения решаются по способу наименьших квадратов, но раздельно. Решение уравнения (13.24) при условии, что все углы измерены равноточно, приведёт к нормальному уравнению коррелат:

$$(n+1)k_{\beta} + w_{\beta} = 0, \quad (13.30)$$

которое даёт

$$v_{\beta} = k_{\beta} = -\frac{w_{\beta}}{n+1}. \quad (13.31)$$

Аналогичное решение уравнений (13.26) и (13.28) приводит к коррелатам

$$k_x = -\frac{w_x}{\sum_1^n l_i}; \quad k_y = -\frac{w_y}{\sum_1^n l_i}. \quad (13.32)$$

С этими значениями коррелат получим поправки в приращения

$$v_{\Delta x_i} = -l_i \frac{w_x}{\sum_1^n l_i}; \quad v_{\Delta y_i} = -l_i \frac{w_y}{\sum_1^n l_i}. \quad (13.33)$$

Так осуществляется уравнивание полигонометрических ходов с некоторым отклонением от строгих канонов способа наименьших квадратов, что практически не отражается на результатах уравнительных вычислений.

13.5. Анализ источников ошибок сбойки встречных забоев

При сооружении туннеля от двух стволов встречными забоями под влиянием накопления ошибок геодезических и строительных работ при встрече туннельных обделок могут возникнуть расхождения (несбойка). Расстояние между одноимёнными проектными точками обделки встречных туннелей называют общей несбойкой δ (рис. 13.14).

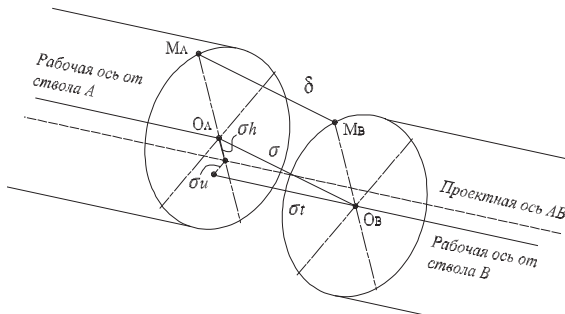


Рис. 13.14.
Сбойка встречных
выработок

По причине неизбежных ошибок геодезических измерений на поверхности и под землёй оси встречных туннелей не совпадут и займут различные пространственные положения. Расстояние между концами осей встречных забоев принято называть несбойкой рабочих осей σ , плановое положение которых задаётся координатами и определяется из встречных полигонометрических ходов. Конечная точка для обоих встречных ходов закрепляется общей. Координаты этой точки, полученные по ходу от ствола A и по ходу от ствола B , будут различаться. Для дальнейших разбивочных работ принимают среднее значение этих координат и производят раздельное уравнивание встречных ходов.

В таком случае полученное фактическое смещение конечной точки по каждому ходу уменьшается примерно в два раза. По этой причине ошибку сбойки в осях двух встречных выработок можно допустить в два раза больше установленного допускаемого отклонения в обделке туннеля. Иначе говоря, предельно допустимую несбойку в обделке можно принять в качестве средней квадратической ошибки конечной точки двух встречных ходов подземной полигонометрии.

Величина общей несбойки всегда больше величины несбойки рабочих осей встречных туннелей ($\delta > \sigma$). Допустимая величина δ определяется габаритным запасом, предусмотренным проектом, и зависит от:

- ошибок планового обоснования δ_1 ;
- ошибок высотного обоснования δ_2 ;
- отклонения колец при их укладке от разбивочной оси (эксцентриситет) δ_3 ;
- отклонения геометрической формы колец от проектной (эллиптичность) δ_4 ;
- деформации колец под влиянием горного давления δ_5 .

Общая величина уклонения обделки туннеля от проектного положения определится суммированием перечисленных ошибок:

$$\delta = \sqrt{\delta_1^2 + \delta_2^2 + \delta_3^2 + \delta_4^2 + \delta_5^2}. \quad (13.34)$$

Полагая, что влияние ошибок высотного обоснования на общую величину несбойки в два раза меньше планового, т.е. $\delta_2 = 0,5 \delta_1$, а также принимая $\delta_3 = \delta_4 = \delta_5 = 50$ мм с учётом того, что $\delta = 100$ мм, из формулы (13.34) получим $\delta_1 = 45$ мм, а $\delta_2 = 22,5$ мм.

Несбойку в плане можно разложить на поперечную σ_u и продольную σ_l несбойки. Трассы туннелей близки к прямолинейным, и по этой причине продольная несбойка не имеет существенного значения. В связи с этим при расчётах точности построения планового обоснования весь допуск в плане относят на поперечную несбойку, принимая $\delta_l = \sigma_u$.

На несбойку в плане при строительстве встречных туннелей через стволы A и B оказывают влияние следующие основные ошибки:

- построения планового обоснования на поверхности – m_1 ;
- ориентирования подземной основы через ствол A – m_2 ;
- ориентирования подземной основы через ствол B – m_3 ;
- полигонометрического хода, идущего от ствола A – m_4 ;
- полигонометрического хода, идущего от ствола B – m_5 .

Таким образом, средняя квадратическая ошибка сбойки рабочих осей встречных туннелей, сооружаемых через стволы, составит

$$m = \sqrt{m_1^2 + m_2^2 + m_3^2 + m_4^2 + m_5^2}. \quad (13.35)$$

Для туннелей длиной 1 – 1,5 км влияние перечисленных ошибок можно принять одинаковыми, т.е. $m_1 = m_2 = m_3 = m_4 = m_5 = \mu$.

Тогда $m = \mu \cdot \sqrt{5}$ и, следовательно,

$$\mu = \frac{m}{\sqrt{5}} = 0,45 \cdot m. \quad (13.36)$$

Согласно расчётам, выполненным ранее, $m = \delta_l = 45$ мм и, таким образом, $\mu = 0,45 \times 45 = 20$ мм. Полученное значение может служить основой для расчёта необходимой точности измерений на различных стадиях геодезических работ при строительстве через стволы прямолинейных туннелей длиной менее 1,5 км. Для более длинных туннелей расчёты несколько усложнятся.

Если туннель сооружается через порталы, то на точность сбойки рабочих осей влияют только три ошибки: геодезического обоснования на поверхности и геодезических измерений в ходах подземной полигонометрии, идущих от одного и от другого порталов к месту сбойки. Ошибка отдельного источника на сбойку определяется формулой

$$\mu_n = \frac{m}{\sqrt{3}} = 0,58m.$$

Рассмотрим принцип расчёта требуемой точности измерений на различных стадиях классической схемы построения геодезического обоснования.

Геодезическое обоснование на поверхности по классической схеме создают построением триангуляции, сгущаемой основной полигонометрией. Поэтому влияние на сбойку ошибок геодезического обоснования на поверхности выразится величиной

$$m_1 = \sqrt{m_T^2 + m_n^2},$$

где m_T – влияние ошибок триангуляции; m_n – влияние ошибок полигонометрии. Исходя из принципа равных влияний, получим:

$$m_{T_n} = m = \frac{m_1}{\sqrt{2}}. \quad (13.37)$$

Поскольку влияние туннельной триангуляции на сбойку между смежной парой стволов составляет m_1 , то для всего ряда триангуляции составит:

$$m_{T_n} = m_1 \sqrt{n}, \quad (13.38)$$

где n – число сбоек между стволами.

Если обозначить через L общую длину туннеля, а через l – среднее расстояние между смежными стволами, то $n = L/l$. Подставляя значение n в формулу (13.38), получим:

$$m_{T_u} = m_1 \sqrt{L/l}. \quad (13.39)$$

Величина m_{T_u} определяет поперечное смещение конечного пункта триангуляционного ряда по отношению к начальному и с учётом (13.37) и (13.36) составит:

$$m_{T_u} = \frac{m}{\sqrt{2}\sqrt{5}} \sqrt{L/l}. \quad (13.40)$$

Эта формула позволяет подсчитать допустимую среднюю квадратическую поперечную ошибку определения взаимного положения пунктов триангуляции, находящихся на противоположных концах строящегося туннеля.

Поперечный сдвиг конечной точки триангуляционного ряда без учёта ошибки исходного дирекционного угла может быть определён по формуле

$$m_{T_u} = L \frac{m_\beta}{\rho} \sqrt{\frac{2}{15} \cdot \frac{k^2 + k + 3}{k}}, \quad (13.41)$$

где L – длина полной диагонали ряда; m_β – средняя квадратическая ошибка измерения угла; k – число промежуточных сторон в полной диагонали ряда. Из этой формулы можно выразить и подсчитать ошибку измерения горизонтальных углов в триангуляционном ряду.

Непосредственное ориентирование подземных выработок осуществляется с пунктов основной или подходной полигонометрии. Рассчитаем необходимую точность измерения горизонтальных углов в основной полигонометрии, опирающейся на пункты триангуляции.

На участке туннеля между двумя смежными стволами поперечная ошибка в средней точке уравненного полигонометрического хода согласно формуле (13.37) не должна превышать величины

$$m_{T_u} = \frac{m}{\sqrt{2}\sqrt{5}} = m/\sqrt{10}.$$

Поперечный сдвиг конечной точки полигонометрического хода определяется по формуле

$$m_u = \frac{m_\beta}{\rho} [s] \sqrt{\frac{n+3}{12}}. \quad (13.42)$$

Так как поперечный сдвиг в середине вытянутого уравненного хода считается в два раза меньше ожидаемого смещения конечной точки хода до уравнивания, то поперечный сдвиг конечной точки хода до уравнивания можно определить формулой

$$\frac{m_\beta}{\rho} [s] \sqrt{\frac{n+3}{12}} = 2m/\sqrt{10}, \quad (13.43)$$

где $[s]$ – длина полигонометрического хода; n – число сторон в ходе. Из этой формулы можно выразить и подсчитать допустимую ошибку измерения горизонтальных углов в ходе основной полигонометрии.

Если тоннельная опорная сеть выполнена на основе спутниковых технологий, то связи между пунктами СГС нет, они определяются автономно, следовательно, и накоплений погрешностей от пункта к пункту тоже нет. Однако на основе формулы (13.42), задаваясь величиной предельного поперечного сдвига конечной точки полигонометрического хода, а также классом полигонометрии, можно найти допустимую длину хода. Так при $m_u = 80$ мм, $m_\beta = 3''$ и при количестве сторон 9 будем иметь допустимую длину хода 5,3 км. При количестве сторон 19 получим 3,8 км.

13.6. Ориентирование подземных выработок

При ориентировании подземных геодезических сетей с дневной поверхности в подземные выработки передают дирекционные углы, координаты и высоты. Этот комплекс работ является наиболее ответственным в туннелестроении и требует максимального внимания и полной отдачи от всех служб строительства.

В тех случаях, когда туннельные выработки выходят на дневную поверхность, ориентирование осуществляется продолжением полигонометрического хода через горизонтальные и наклонные туннели.

При сооружении туннеля через вертикальную шахту ориентирование подземных ходов может быть выполнено несколькими способами, как-то: створа двух отвесов, соединительного треугольника, двух шахт, гиротеодолитом и др.

Ориентировать подземные сооружения можно и при помощи магнитной буссоли. Для этого на поверхности определяют магнитный азимут известного дирекционного направления, определяют склонение магнитной стрелки, а, спустившись в подземную выработку, строят нужный дирекционный угол с учётом найденного склонения. Однако точность таких построений не превысит 1 угловой минуты.

Ориентирование способом двух отвесов находит наибольшее применение при передаче дирекционных углов в подземные выработки. Средняя квадратическая ошибка передачи дирекционного угла этим способом составляет около $30''$. Несколько усовершенствовав способ, ошибку можно уменьшить до $10 - 15''$.

Отвесы O_1 и O_2 подвешивают в шахте таким образом, чтобы исключить их касания с ограждающими конструкциями ствола и влияние потоков воздуха. Отвесы нагружают грузами, а грузы помещают в ёмкости с вязкой жидкостью для уменьшения колебаний.

От пунктов наземной подходной полигонометрии выносят и закрепляют над шахтой ось подземной подходной штольни точками T_1 и M_1 (рис. 13.15). Над точками центрируют соответственно теодолит и визирную марку. Строго в створе визирной линии зрительной трубы теодолита, наведённой на марку, выставляют отвесы O_1 и O_2 . Таким образом, дирекционный угол створа двух отвесов равен дирекционному углу оси подходной штольни.

В подземных выработках теодолит устанавливают на координатном столике. Передвигая теодолит перпендикулярно плоскости отвесов, устанавливают визирную ось в створе отвесов, а построив угол в 180° , подвешивают отвес (или

устанавливают визирную марку) и закрепляют в створе точку M_2 . Закрепив точку T_2 на продолжении оси вращения теодолита, получают в подходной штольне её ось T_2M_2 , дирекционный угол которой принимают равным оси T_1M_1 на поверхности.

Ориентирование методом двух шахт. По мере продвижения забоя от ствола по трассе в подземных выработках прокладывают полигонометрические ходы, в которых измеряют стороны l и углы β и вычисляют приращения координат и координаты пунктов хода.

При значительном удалении забоя от ствола с поверхности бурят скважину для подачи строительных материалов и улучшения вентиляции в забое. Наличие такой скважины по трассе туннеля позволяет проконтролировать построенный подземный полигонометрический ход и выполнить его переориентирование.

Для этих целей в вентиляционной скважине подвешивается отвес, на который передаются координаты с пунктов основной полигонометрии на поверхности. Координаты отвеса на поверхности и, следовательно, под землёй принимаются за основу для переориентирования подземного хода.

Обозначим координаты отвеса, опущенного через скважину, и координаты, полученные на поверхности от пунктов полигонометрии через y_n и x_n , а координаты того же отвеса, полученные посредством полигонометрического хода, проложенного под землёй, через $y_{ш}$ и $x_{ш}$.

Тогда разница координат определит невязки по осям:

$f_x = x_{ш} - x_n$; $f_y = y_{ш} - y_n$ (рис. 13.16). По полученным невязкам f_x и f_y вычисляют абсолютную и относительную невязки подземного полигонометрического хода:

$$f_s = \sqrt{f_x^2 + f_y^2}; \quad \frac{f_s}{L} = \frac{1}{T}.$$

Если $1:T$ окажется более $1:10\,000$, то считают, что точность измерений в подземном полигонометрическом ходе недостаточна и измерения следует повторить.

Ориентирование подземных выработок способом двух шахт выгодно отличается от всех остальных способов, поскольку позволяет

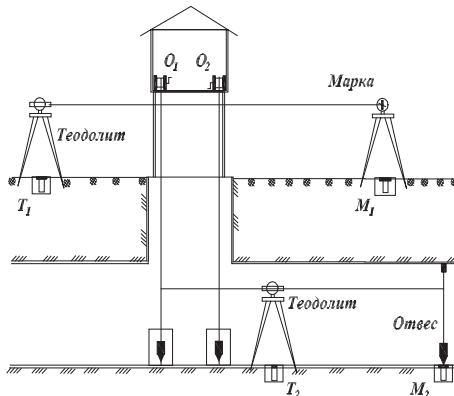


Рис. 13.15. Ориентирование по способу двух отвесов

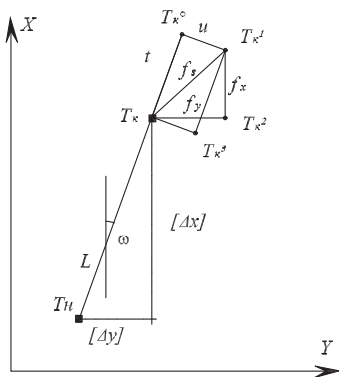


Рис. 13.16. Продольная и поперечная невязка полигонометрического хода

получить дирекционный угол стороны подземного полигонометрического хода непосредственно у забоя. Однако способ применим для прямолинейных трасс туннелей, когда ход подземной полигонометрии считается вытянутым. Ошибка способа около 8".

Для вытянутого полигонометрического хода продольная невязка t является результатом суммарного действия на положение конечной точки T_k ошибок линейных измерений; равным образом поперечная невязка u есть результат совместного действия ошибок угловых измерений (рис. 13.16).

Переход от f_x и f_y к t и u основан на переходе от одной системы координат к другой. Непосредственно из рисунка вытекает, что:

$$\begin{aligned} t &= f_x \cdot \cos \omega + f_y \cdot \sin \omega, \\ u &= f_y \cdot \cos \omega - f_x \cdot \sin \omega. \end{aligned} \quad (13.44)$$

Для угла ω имеем:

$$\sin \omega = \frac{[\Delta y]}{L}; \quad \cos \omega = \frac{[\Delta x]}{L},$$

где $L = \sqrt{[\Delta x]^2 + [\Delta y]^2}$ является замыкающей полигонометрического хода.

В соответствии с этим формулам (13.44) можно придать вид:

$$\begin{aligned} t &= \frac{f_x \cdot [\Delta x] + f_y \cdot [\Delta y]}{L}, \\ u &= \frac{f_y \cdot [\Delta x] - f_x \cdot [\Delta y]}{L}. \end{aligned} \quad (13.45)$$

Полученные величины t и u можно проконтролировать по формуле:

$$f_y^2 + f_x^2 = f_s^2 = u^2 + t^2.$$

Поперечная невязка u служит исходной величиной для ориентирования подземного геодезического обоснования по способу двух шахт. Она является следствием влияния ошибок геодезического обоснования на поверхности m_1 , ошибок угловых измерений в подземном полигонометрическом ходе m_2 и ошибки ориентирования первой линии подземного полигонометрического хода m_3 .

Так как обоснование на поверхности считается исходным и неизменным, то полученную поперечную невязку u устраняют путём введения поправок в исходный дирекционный угол и измеренные углы подземного полигонометрического хода.

Ожидаемое влияние ошибок обоснования, созданного на поверхности, на поперечную невязку вычисляют по формуле

$$m_{u1} = L : 45000. \quad (13.46)$$

Для вычисления величины ожидаемого влияния ошибок измеренных углов подземного полигонометрического хода применяют формулу

$$m_{u2} = \frac{m_\beta}{\rho} L \sqrt{\frac{n+1,5}{3}}. \quad (13.47)$$

Влияние ошибки ориентирования приствольной линии подземного полигонометрического хода подсчитывают по формуле

$$m_{u3} = \frac{m_o}{\rho} L, \quad (13.48)$$

где m_o – средняя квадратическая ошибка исходной стороны подземного полигонометрического хода, которая определяется способом ориентирования подземной выработки.

Суммарная ожидаемая величина полной поперечной ошибки хода будет:

$$m_u = \sqrt{m_{u1}^2 + m_{u2}^2 + m_{u3}^2}. \quad (13.49)$$

Таким образом, часть поперечной невязки, устраняемая исправлением дирекционного угла исходной стороны подземного полигонометрического хода, определяется из соотношения

$$u_3 = u \frac{m_{u3}^2}{m_u^2}. \quad (13.50)$$

Поправка в исходный дирекционный угол подземного полигонометрического хода найдётся из выражения

$$\Delta\alpha = -\frac{u_3}{L} \rho. \quad (13.51)$$

Вторая часть поперечной невязки, равная $(u - u_3)$, исключается введением поправок в измеренные углы подземного полигонометрического хода. Угол, образованный диагональю хода, находят по формуле

$$\varpi = \frac{(u - u_3)}{L} \rho, \quad (13.52)$$

а поправку в измеренные углы вычисляют по формуле

$$v_{\beta i} = \frac{u_3 - u}{L} \rho \frac{6[n - 2(i - 1)]}{(n + 1)(n + 2)}, \quad (13.53)$$

где n – число сторон хода по трассе, i – текущая точка хода.

Продольную невязку t распределяют с обратным знаком пропорционально длинам сторон хода. Поправка в каждую линию будет:

$$v_{li} = -\frac{t}{L} \cdot l_i. \quad (13.54)$$

После распределения поправок в углы и длины сторон подземного полигонометрического хода вычисляют поправки в приращения координат по формулам

$$\begin{aligned} v_{\Delta y_i} &= v_{li} \cdot \sin \alpha_i + \frac{\Delta x_i \cdot v_{\alpha i}}{\rho}; \\ v_{\Delta x_i} &= v_{li} \cdot \cos \alpha_i - \frac{\Delta y_i \cdot v_{\alpha i}}{\rho}. \end{aligned} \quad (13.55)$$

Описанный способ уравнивания измерений при ориентировании подземной геодезической основы по способу двух шахт не является строгим, но вполне применим на практике.

Ориентирование подземной основы гиротеодолитом. Это наиболее совершенный способ автономного ориентирования подземных сооружений, позволяющий в любое время и на любой глубине определять азимут или дирекционный угол направлений в произвольном месте забоя. Точность ориентирования гиротеодолитом составляет 5 - 10".

Перед началом работ по ориентированию подземных выработок, а также после их выполнения определяют постоянную поправку гиротеодолита. Поправку Δ определяют на сторонах основной полигонометрии с известными дирекционными углами, вычисляя её по формуле

$$\Delta = \alpha_{исх} - \alpha_{сир} + \gamma_{исх} - \delta_u, \quad (13.56)$$

где $\alpha_{исх}$ – дирекционный угол исходного направления; $\alpha_{сир}$ – дирекционный угол исходного направления, определённый гиротеодолитом; $\gamma_{исх}$ – сближение меридианов для исходного направления; δ_u – поправка за уклонение отвесных линий в исходное направление.

Сближение меридианов находят по формуле

$$\gamma = \lambda \sin \varphi, \quad (13.57)$$

где λ – разность долгот точки стояния и осевого меридиана; φ – широта точки стояния.

Поправка за уклонение отвесных линий вводится в направления, угол наклона которых превышает 8°.

Поправка за уклонение отвесных линий вводится в отсчёт горизонтального круга наблюдаемого направления и вычисляется по формуле

$$\delta = (\eta \cos \alpha - \xi \sin \alpha) / \operatorname{tg} z, \quad (13.58)$$

где ξ и η – составляющие уклонений отвеса в плоскости меридиана и первого вертикала; z – зенитное расстояние наблюдаемого направления.

Если величина η конечных точек наблюдаемого направления превышает 2,0", то в направление надо ввести поправку за несовпадение плоскости астрономического и геодезического меридианов. Эту поправку вычисляют по формуле

$$\delta_1 = \eta \cdot \operatorname{tg} \varphi. \quad (13.59)$$

Общая поправка за влияние уклонений отвесных линий определяется суммой двух поправок:

$$\delta_u = \delta + \delta_1. \quad (13.60)$$

Каждое определение поправки Δ производится двумя пусками гиротеодолита. При работе с гиротеодолитом следует пользоваться «Руководством пользователя гиротеодолитом» и инструкцией ВСН-160-69.

Дирекционный угол направления, определяемый гиротеодолитом, вычисляют по формуле

$$\alpha = \alpha_{\text{суп}} + \Delta - \gamma + \delta_u. \quad (13.61)$$

В этой формуле $\alpha_{\text{суп}}$ – гироскопический азимут направления; Δ – постоянная поправка гиротеодолита; γ – сближение меридианов; δ_u – поправка за уклонения отвесных линий.

13.7. Геодезические работы в подземных выработках

Подземная полигонометрия. Пункты подземной полигонометрии служат для вынесения в натуру и построения с требуемой точностью осей, железнодорожных путей и других элементов конструкций туннеля.

Если наземные сети строятся до начала проходки подземных сооружений, то подземные сети строят на всём протяжении подземного строительства.

Полигонометрические ходы под землёй прокладывают вслед за продвижением забоя первоначально короткими сторонами длиной в 25 – 50 м (это так называемая *рабочая* полигонометрия), затем прокладывают *основные* полигонометрические ходы со сторонами 50 – 100 м. При удалении забоя более чем на 1 км по пунктам основного полигонометрического хода прокладывают *главные* ходы. Ходы подземной полигонометрии могут опираться на пункты геодезического обоснования, созданного на поверхности путём непосредственного примыкания через порталы, штольни или наклонные выработки, но также передача координат и дирекционных направлений может быть выполнена через шахтные стволы.

Основные полигонометрические ходы прокладываются в виде цепочек вытянутых треугольников, сформированных из пунктов рабочей полигонометрии.

Конструктивно знаки могут быть выполнены из металлических деталей (болтов или обрезков рельса и др.), замурованных в бетонные части обделки. Если обделка тубинговая из металла, то на ребре жёсткости тубинга запиливают площадку размером 2 – 3 см, высверливают 2-миллиметровое отверстие, которое чеканят медью.

Пункты рабочих и основных полигонометрических ходов в выработках закрепляют или на сводах туннеля, или на боковой поверхности обделки туннеля, примерно на 10 см выше уровня головки рельса. На каждый закреплённый знак составляется карточка – его описание с указанием пикетажного значения и схемой конструкции.

Горизонтальные углы и длины сторон полигонометрических ходов измеряют электронными тахеометрами. Естественно, учитывая высокую значимость и ответственность геодезических работ в обеспечении сбойки подземных выработок, измерения выполняются многократно, с контролем.

Углы измеряются как минимум двумя приёмами и не менее двух раз в разное время с перестановкой подставки прибора на 180° с целью уменьшения погрешности центрирования. Если угловая точность прибора 2", то угол измеряют 3 – 4 приёмами. Угловые невязки в треугольниках основной полигонометрии со сторонами 50 и 100 м не допускаются более 8" при однократном измерении углов и 6" – при подсчёте невязки по средним значениям углов, полученных из измерений в разное время.

Длины сторон в треугольниках измеряют также несколько раз, переориентируя и центрируя прибор и отражатели с перестановкой подставок на 180° перед каждым приёмом измерений. Расстояния измеряются одновременно с измерением углов. Светодальномер тахеометра периодически следует поверять на базисах известной длины, а в процессе измерений необходимо вводить параметры атмосферы и значение постоянной поправки прибора.

В замкнутых полигонах, образованных прямым и обратным ходами основной полигонометрии, допустимую угловую невязку подсчитывают по формуле

$$\text{доп } f_{\beta} = 6'' \sqrt{n}. \quad (13.62)$$

Относительная линейная невязка в этих ходах не может быть более 1:25000. При периметре хода 250 м абсолютная невязка не должна превышать 10 мм.

Координаты пунктов основной полигонометрии вычисляют по мере продвижения забоя вперёд. Уравнивание ходов выполняют упрощёнными методами: угловую невязку распределяют поровну на все углы, а невязки в приращениях координат распределяют пропорционально длинам сторон. После сбойки между стволами ходы подземной полигонометрии ориентируют по методу двух шахт. Это уравнивание выполняется для уточнения дирекционных углов околоствольных линий подземной полигонометрии, что необходимо в дальнейшем при прокладке в другие стороны от стволов.

Разбивка оси туннеля. На прямолинейных участках разбивочная ось, ось пути и ось туннеля совпадают. Ось туннеля разбивают от пунктов подземной полигонометрии по координатам точек оси туннеля и координатам пунктов подземной полигонометрии. Разбивки производят электронным тахеометром с пунктов полигонометрии способом полярных координат в режиме «Разбивочные работы». Для этого прибор центрируют над знаком полигонометрии, ориентируют на соседний (или удалённый хорошо видимый) знак, вводят координаты точки стояния, точки ориентирования и координаты разбиваемой точки, которую и выносят в натуру и закрепляют. Разбивку следует проконтролировать промерами между вынесенными точками или контрольной разбивкой с соседнего знака полигонометрии.

На рис. 13.17 точки *A* и *B* – выносимые в натуру точки оси туннеля, пункты ПЗ 412 и ПЗ 414 – пункты подземной полигонометрии.

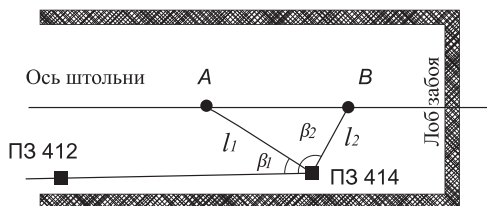


Рис. 13.17. Разбивка точек (пикетов) по оси штольни

Поскольку в разбивочных чертежах координаты нужных точек *A* и *B* могут и не быть, их следует вычислить по дирекционному углу оси штольни, расстоянию от предыдущего пикета и его координатам.

Разбивку оси штольни иногда производят от линии ей параллельной, которую предварительно разбивают в не-

посредственной близости к пунктам полигонометрии. Этот приём позволяет без дополнительных вычислений координат точек оси штольни выносить их по перпендикулярам к параллельной линии сколь угодно часто.

Разбивка оси в пределах переходной или круговой кривой производится по хордам или секущим, что нами рассмотрено ранее.

Для ведения забоя штольни в высотном отношении на обделке с обеих сторон туннеля вблизи забоя выносят проектную отметку ближайшего пикета или некоторой точки, высоту которой рассчитывают по заданному уклону туннеля, высоте и расстоянию от ближайшего пикета. Проектные отметки выносят нивелиром с рабочих реперов методом горизонта прибора. На ребре жёсткости обделки делают запил, который выделяют окраской.

Геодезические работы при сооружении наклонных туннелей. В практике туннелестроения наклонные туннели встречаются довольно часто.

В горном деле они используются для транспортировки руды и породы, в гидротехнических сооружениях – для создания напора воды, в туннелях метрополитена – для устройства эскалаторов.

Наклонные туннели часто пересекают различные пласты геологических пород, в том числе водонасыщенные грунты и пльвуны. Укреплять такие породы при сооружении туннелей весьма сложно, часто такой грунт предварительно замораживают.

Для замораживания грунта по окружности, вокруг будущего наклонного туннеля бурят равномерно расположенные наклонные скважины. В этих скважинах монтируют трубы для циркуляции в них замораживающего раствора, под действием которого вокруг каждой трубы образуется зона замороженного грунта в виде цилиндра диаметром 1 – 1,5 м.

При отклонении наклонной скважины от проекта вокруг будущего туннеля могут образоваться свободные от заморозки пространства, что приведёт к аварийной ситуации при наклонной проходке.

Координату точки O на поверхности находят по приращениям координат, зная проектный дирекционный угол наклонного туннеля, угол его наклона к горизонту и разность высот уровня платформы станции и проектного горизонта площадки, рис. 13.18.

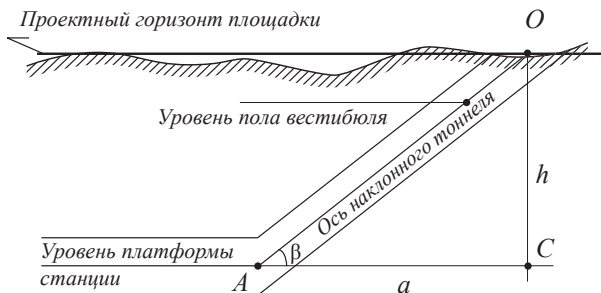


Рис. 13.18.
Схема наклонного туннеля

$$\Delta x = a \cos \alpha; \Delta y = a \sin \alpha;$$

$$x_o = x_A + \Delta x; y_o = y_A + \Delta y$$

Длина оси наклонного туннеля может быть вычислена по формуле

$$AO = l = a \cdot \sec \beta = h \cdot \cos \sec \beta.$$

Выносят точку O на местность по её координатам с пунктов подходной полигонометрии.

Если наклонный туннель в поперечном сечении имеет вид окружности, то сечение его горизонтальной плоскостью будет эллипсом, центр которого совпадает с центром туннеля, рис. 13.19. Следовательно, наклонные скважины для замораживания должны быть разбиты по эллипсу.

Направление оси наклонного туннеля выносят в натуру по её проектному дирекционному углу и закрепляют на местности знаками или откраской на окружающих предметах местности. Разбивку наклонных замораживающих скважин на местности производят из центра эллипса способом полярных или прямоугольных координат от закреплённых осей.

Из рис. 13.19 видно, что большая полуось эллипса

$$a = R / \sin \beta, \quad (13.63)$$

малая полуось эллипса равна радиусу R наклонного туннеля.

Если за начало координат принять центр наклонного туннеля, совпадающий с центром эллипса, а за ось x – направление большей оси эллипса, то координаты

точки K_o , расположенной на окружности, определяются по формулам

$$x_{k_o} = R \cos \gamma_o;$$

$$y_{k_o} = R \sin \gamma_o,$$

где γ_o – угол между направлением на точку K_o и осью x , отсчитанный по ходу часовой стрелки и находящийся в плоскости нормальной к плоскости наклонного туннеля.

Угол γ_o находят по заданному числу скважин

$$n, \gamma_o = 360 / n.$$

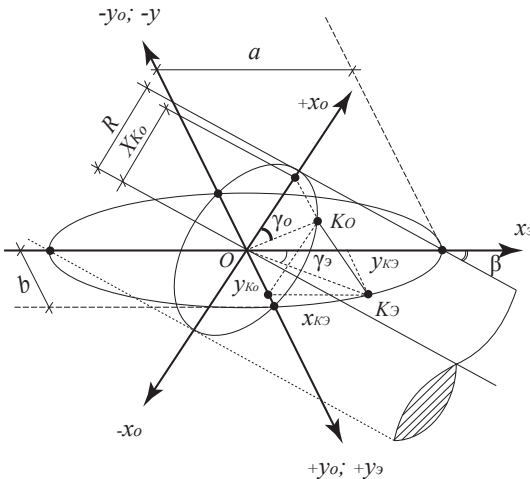


Рис. 13.19. Расчёт координат точек наклонного туннеля

Координаты той же точки K , но расположенной на эллипсе, будут равны

$$x_{k_s} = \frac{x_{k_o}}{\sin \beta} = R \cos \gamma_o / \sin \beta; \quad y_{k_s} = R \sin \gamma_o.$$

Учитывая, что $a = R / \sin \beta$; $R = b$, получим

$$x_{k_s} = a \cos \gamma_o; \quad y_{k_s} = b \sin \gamma_o.$$

Углы γ в плоскости эллипса определяют по формуле

$$\operatorname{tg} \gamma_s = \frac{y_{k_s}}{x_{k_s}} = \frac{b}{a} \cdot \operatorname{tg} \gamma_o.$$

Так как $\frac{b}{a} = \sin \beta$, то

$$\operatorname{tg} \gamma_s = \operatorname{tg} \gamma_o \cdot \sin \beta.$$

Расстояние в плоскости эллипса между центром эллипса и центром скважины определяют по формуле

$$d = \frac{y_{k_s}}{\sin \gamma_s} = \frac{x_{k_s}}{\cos \gamma_s}.$$

При сооружении наклонных эскалаторных туннелей метрополитена угол β принимают равным 30° , тогда $b = R$, а $a = R / \sin 30^\circ = 2R$.

Разбивку центров наклонных скважин проще выполнять электронным тахеометром в координатах.

14. ТРУБОПРОВОДЫ, ЛИНИИ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧ, АЭРОПОРТЫ

14.1. Изыскания и разбивка магистральных трубопроводов и линий электропередач

Состав трубопровода. Магистральные трубопроводы – это сооружения, предназначенные для транспортирования нефти, нефтяных продуктов и газа на большие расстояния. В состав магистральных трубопроводов входят:

- подводящие трубопроводы на промыслах;
- головные сооружения (насосные станции, ёмкости для сбора и хранения нефти или газа);



Рис. 14.1. Укладка трубопровода в траншею



Рис. 14.2. Трубопровод на эстакаде

- промежуточные станции (через 80 – 100 км), поддерживающие высокое давление в трубопроводе (75 атм.);
- линейные сооружения – трубопроводы диаметром 500 – 1420 мм с колодцами через 5 – 10 км;
- переходы через водные и рельефные препятствия и искусственные сооружения.

Для удобства строительства и эксплуатации вдоль трассы трубопровода прокладывают телефонную линию и грунтовую дорогу.

Требования к проектированию.

Магистральные трубопроводы укладывают в грунт на глубину не менее 0,8 м до верха трубы, рис. 14.1. При переходах через водные преграды глубина укладки труб должна быть не менее 0,5 м от поверхности донных отложений. Уклоны трубопровода малого диаметра проектируют параллельно рельефу местности. Также по наклонной местности производят разбивку пикетажа и составляют продольный профиль.

В сложных условиях (в районах вечной мерзлоты, в болотистых и горных районах, на оползнях) магистральные трубопроводы прокладывают на опорах в виде эстакады, рис. 14.2.

При строительстве переходов через препятствия магистральных трубопроводов используются дюкеры. *Дюкер* (*duiker*, пришло в русский через немецкий *Düker* — «сифон») — напорный участок трубопровода, прокладываемый под руслом реки (канала), по склонам или дну глубокой долины (оврага), под дорогой, расположенной в выемке. Дюкеры используются в системах водопровода, канализации, орошения и т. п. В проектировании и строительстве магистральных нефтепроводов дюкером называют участок нефтепровода, прокладываемый на пересечении с искусственным или естественным препятствием: под руслом реки или канала, по дну глубокого оврага, под авто- или железной дорогой. В этом случае, как правило, дюкер состоит из нескольких труб, которые предварительно свариваются в «нитку» («плеть») и затем укладываются в подготовленную траншею или «футляр» («кожух») способом протаскивания, рис. 14.3.

Начальным пунктом трубопровода обычно служит площадка головных сооружений, конечным пунктом — завод, база или распределительный пункт.

Проектирование трасс магистральных трубопроводов в необжитых районах осуществляют на картах мелкого масштаба (1:100000 – 1:50000). В районах с развитой инфраструктурой используют карты более крупного масштаба. Придерживаясь наиболее короткого направления трассы, намечают возможные варианты. Трассу стремятся приблизить к существующим железным и автомобильным дорогам, избегая пересечений больших лесных массивов, рек с неустойчивыми берегами и большими поймами. Полоса отвода вдоль трассы устанавливается шириной 15 – 20 м. В лесу делают просеку шириной 12 м.

К населённым пунктам трасса не допускается ближе 200 – 300 м, при этом нефтепроводы трассируют по высотам ниже, а газопроводы выше населённого пункта.

Полевое трассирование трубопровода. В изыскательский период уточняют положение трассы на местности и закрепляют её основные точки, выбирают места переходов водных преград и искусственных сооружений.

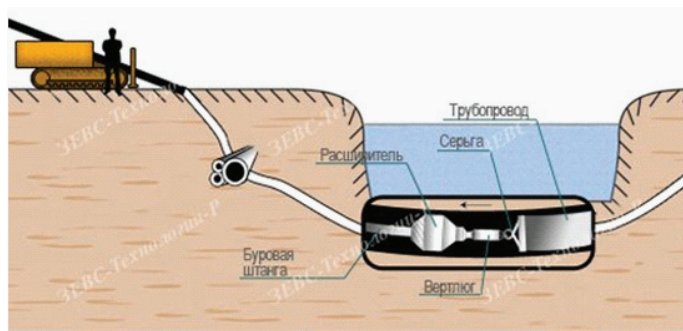


Рис. 14.3.
Трубопровод под
рекой — дюкер

Полевое трассирование трубопровода осуществляется в соответствии с утверждённым вариантом проекта по координатам вершин углов поворота трассы и створных точек. Трассу восстанавливают, закрепляют углы поворота, производят разбивку пикетажа и нивелирование трассы, выполняют топографическую съёмку пересечений и переходов.

Трасса привязывается к геодезическим пунктам не реже чем через 50 км. Из спутниковых определений вдоль трассы строится геодезическое обоснование, которое служит основой для производства разбивочных работ и топографических съёмок площадок (насосные и распределительные станции) и пересечений естественных и искусственных преград. Точность магистральных ходов устанавливается в пределах 1:1000.

Переходы через овраги, промоины, водотоки и каналы могут осуществляться как при помощи эстакад, так и посредством устройства дюкеров. Съёмку мест пересечений, площадок сооружений и промежуточных станций производят в крупных масштабах (1:500 – 1:1000) с сечением рельефа 0,5 – 1,0 м.

Высотная сеть для производства описанных работ строится в процессе трассирования трубопровода. Реперы ставят по трассе через 2 – 3 км, на каждой площадке и в местах переходов препятствий. К реперам или маркам высотной сети ходы технического нивелирования вдоль трассы привязываются через 20 – 30 км.

Разбивочные работы при строительстве трубопроводов. Перед строительством трубопровода трассу восстанавливают и закрепляют углы поворота, пикетаж трассы, сгущают сеть реперов, проводят контрольные измерения линий и повторное нивелирование. Одновременно с восстановлением трассы разбивают и надёжно закрепляют колодцы и переходы.

Если трубопровод сооружается в траншее, то геодезические работы заключаются в обозначении на местности оси траншеи. Для многоковшового экскаватора разбивают линию, параллельную оси трубопровода и отстоящую от неё на половину расстояния между гусеницами канавокопателя.

При сооружении трубопровода на опорах в плане трасса выполняется в виде зигзагов с прямыми участками в 100 – 120 м. Зигзагообразно трасса сооружается с целью компенсации температурных деформаций. Задачи геодезии при этом состоят в разбивках опор в соответствии с проектом трубопровода.

Выбор трассы воздушных линий электропередач. Линии электропередач (ЛЭП) разделяются на кабельные (подземные) и воздушные, рис. 14.4.

Передача тока высокого напряжения на значительные расстояния осуществляется по воздушным линиям. Основными элементами воздушных линий являются опоры, провода, изоляторы. Различают опоры анкерные и промежуточные. Анкерные опоры воспринимают усилия от натяжения провода. Промежуточные опоры только поддерживают провод, натянутые между анкерными опорами.

При изысканиях линий электропередач следует принимать во внимание *габариты приближения* проводов.

Различают габариты приближения вертикальные (это расстояние между нижней точкой проводов и поверхностью земли) и горизонтальные – расстояние от крайних проводов ЛЭП до ближайших контуров объектов ситуации (деревьев,

строений и пр.). Так, например, для линии напряжением 220 – 500 кВт допустимая величина вертикального габаритного размера равна 7 – 8 м в ненаселённой местности, а в труднодоступной местности – 6 – 7 м. Для линий с напряжением 750 кВт соответственно принимают 12 и 10 м. Горизонтальные габариты приближения определяются, в основном, высотой опор.

Трасса выбирается в соответствии с техническими условиями и с учётом топографических, инженерно-геологических и гидрометеорологических условий местности.

Начальным пунктом ЛЭП обычно является электростанция, конечным пунктом – распределительная станция, территориально-промышленный комплекс и пр. Трасса ЛЭП должна пройти между этими пунктами кратчайшим путём, но с учётом требований основ земельного и водного законодательства.

В отличие от других трасс линия электропередачи состоит только из прямых участков с поворотами в вершинах углов, без кривых.

Трассу ЛЭП проектируют на топографических картах крупного масштаба в обход аэродромов (не ближе 4 км), населённых пунктов, промышленных предприятий, заповедников и курортных зон.

Полевое трассирование проводят в том же порядке, что и для дорог. Так как кривые на трассе отсутствуют и пикеты разбиваются между вершинами углов поворота без учёта домера, то расстояния между вершинами или створными точками будет равно разности их пикетажных значений. В отличие от дорожных трасс и трасс трубопроводов, где разбивка пикетажа необходима для перенесения проекта в натуру, на трассах воздушных линий наличие пикетов через 100 м особой роли не играет. Продольные профили можно составлять по плюсовым точкам, взятым на характерных перегибах рельефа местности, на поворотах трассы и в местах её пересечений с естественными препятствиями и искусственными сооружениями. Поэтому при изысканиях воздушных ЛЭП весьма эффективен беспикетный способ трассирования.

Основные точки трассы (углы поворота, створные точки больших пролётов и др.) выносят на местность и надёжно закрепляют. Вынос точек осуществляется по привязкам к существующим контурам и предметам местности. В пустынных и малообжитых районах при отсутствии сколь-либо приметных контуров и предметов местности вынос характерных точек трассы осуществляется по их координатам. Координаты точек снимаются графически с топографической карты, на которой составлен проект трассы. Геодезическая плановая сеть для производства разбивочных работ создаётся на основе спутниковых технологий в системе координат утверждённого проекта.



Рис. 14.4. Воздушные линии электропередач

Высотную сеть создают в виде реперов, установленных через 8 – 10 км по ходу трассы, и привязывают к государственной сети через каждые 15 – 20 км. Реперы могут быть железобетонными или деревянными.

Вынесенную и закреплённую на местности трассу нивелируют с целью составления продольного профиля, по которому проектируют положение и высоту опор, обеспечивающих расчётный габарит приближений проводов. Точность должна соответствовать техническому нивелированию.

Вместе с изысканиями воздушной линии производятся съёмки в крупных масштабах площадок подстанций, монтажских пунктов и ремонтных баз.

При строительстве линий электропередач геодезические работы состоят из разбивки на местности опор и определения фактических габаритных размеров приближения проводов.

14.2. Изыскание аэродромных площадок

Сооружения аэропорта. По назначению различают аэропорты международные, региональные и местные. В зависимости от объёма пассажирских перевозок аэропорты разделяют на пять классов, табл. 15.1.

Таблица 14.1. Классы аэропортов

Показатели	Класс				
	I	II	III	IV	V
Годовой объём пассажирских перевозок, млн. чел.	10 - 7	7 - 4	4 - 2	2 – 0,5	0,5 – 0,1
Годовая интенсивность взлётов и посадок, тыс.	80	60	40	30	10

Аэропорты с годовым объёмом пассажирских перевозок более 10 млн. человек относятся к внеклассным.

Аэропорт является сложным сооружением, состоящим из аэродрома, полосы воздушных подходов, служебно-технической территории, а также объектов управления воздушным движением, радионавигации и посадки. Схема генплана аэропорта среднего класса показана на рис. 14.5.

На территории аэродрома, длина которого может достигать 4 км, производят вертикальную планировку рельефа с повышенной точностью. Главную взлётную полосу (ГВП) располагают вдоль господствующего направления ветров. К взлётно-посадочной полосе (ВПП) могут примыкать параллельно боковые дополнительные ВПП безопасности (на рисунке не показано). Светосигнальное оборудование размещается приблизительно за 1 км до и после ВПП. Сигнальные огни обозначают габариты ВПП и высвечивают её продольную ось.

Для размещения и обслуживания во время стоянки самолётов сооружают места стоянки (МС), которые соединяются с ВПП и станционной площадкой рулётными дорожками (РД).

К аэродрому прилегают полосы воздушных подходов, в пределах которых ограничивается высота вертикальных препятствий. От лётной полосы в направлении продольной оси поверхность, ограничивающая высотные препятствия, идёт с уклоном 1:200 – 1:100.

В поперечном направлении к оси лётного поля в средней его части поверхность, ограничивающая высотные препятствия, поднимается от границ поля с уклоном 1:25.

Среди сооружений аэропорта, в частности аэродрома важное место занимают подземные инженерные сети: система водоотводных сооружений (ливневая канализация и дренаж), водопроводные сети, кабельные линии.

В состав служебно-технической территории входят здания и сооружения транспортного и административного, а также служебного назначения (аэровокзал, перроны, технические службы), ангары, склады и хранилища, устройства радионавигационного комплекса и другие сооружения и службы.

Требования к выбору площадки для аэропортов. При выборе площадок для строительства аэропорта придерживаются следующих общих требований.

1. Площадка должна быть достаточных размеров для размещения всех сооружений аэродрома, а главная ВПП должна быть ориентирована вдоль господствующего направления ветров в регионе.

2. Рельеф лётного поля не должен иметь существенных уклонов, глубоких балок и оврагов. Уклоны местности должны быть в пределах 0,02 – 0,03, но не менее 0,003 – 0,005. При этих условиях объём земляных работ на площадке строительства будет минимальным.

3. Площадка должна иметь открытые воздушные подходы, особенно на рубежах захода на посадку и взлёта.

4. Грунты площадки должны быть устойчивыми, с глубоким залеганием грунтовых вод, без заболоченных участков, карстовых и оползневых явлений.

Состав работ при изысканиях и строительстве аэропортов. На выбранной площадке выполняют комплексные изыскания с целью получения крупномасштабных планов.

Для выбора площадки аэропорта производят камеральные изыскания: изучают

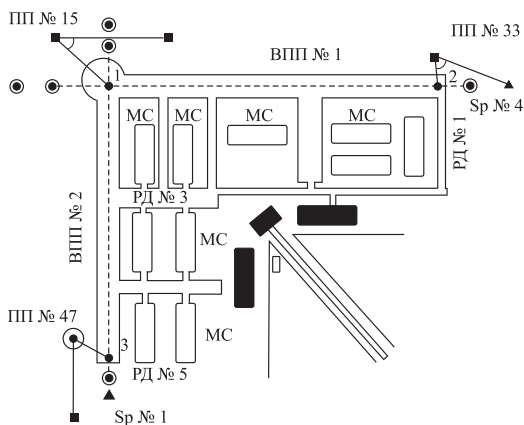


Рис. 14.5. Схема генплана аэропорта

территорию района по топографическим картам, аэрофотосъёмочным материалам, выполняют обследование территории с летательных аппаратов, изучают геологию и гидрологию грунтов.

Сегодня аэропорты проектируют в одну стадию и выполняют следующие инженерно-геодезические работы:

- трассирование на местности направления главной лётной полосы и построение плано-высотной основы (разбивку параллельно этому направлению сетки квадратов со сторонами 400x400 м);
- съёмку площадки аэропорта и прилегающей территории в масштабе 1:5000 с сечением рельефа 0,5 – 1,0 м;
- съёмку районов воздушных подходов с характеристикой препятствий, определением их высоты и отметки основания;
- съёмку аэродрома и площадки строительства аэропорта в масштабе 1:2000–1:1000. Высота сечения при съёмке лётного поля принимается равной 0,5–0,25 м. Съёмку производят путём нивелирования поверхности по квадратам.

Точность основы. Геодезическая сеть, создаваемая в процессе изысканий аэропорта как основа для съёмочных работ, обычно является и опорной для вынесения проекта аэропорта на местность. Поэтому она по точности должна удовлетворять как требованиям съёмочных работ территории, так и требованиям разбивки основных осей полос и красных линий застройки.

Поскольку для удобства выполнения разбивочных работ ставится условие, чтобы пункты геодезической основы совпадали с вершинами квадратов сетки 400x400 м, то такая сеть является также основой для производства съёмочных работ.

Для производства съёмочных и разбивочных работ на территории аэропорта средние квадратические ошибки взаимного положения пунктов сети не должны превышать 10 см, а ошибки в высотах реперов относительно исходного – 25 мм.

Плано-высотная основа. При изысканиях аэропортов площадь съёмки в масштабе 1:5000 может достигать 20 км² и более. Съёмке подлежит не только площадка аэропорта, но и прилегающая территория. В масштабе 1:2000 может быть заснята территория в 5 – 8 км² (съёмка аэродрома), а в масштабе 1:500 и 1:1000 – территория застройки может составить около 1 км². Поэтому в практике аэродромных изысканий съёмку масштаба 1:5000 проводят на съёмочном обосновании, а для съёмки более крупных масштабов и производства разбивочных работ строят более точные линейно-угловые сети.

Геодезическая разбивочная основа сегодня может быть построена на основе спутниковых методов. Ступение может быть осуществлено в виде ходов полигонометрии или рядов бездиагональных четырёхугольников. Геодезические пункты располагают вблизи основных сооружений аэропорта (ВПП, МС, и т. п.) и совмещают с вершинами 400-метровой сеткой квадратов.

Для этого на границах участка в удобных местах с открытым горизонтом закладывают пункты так называемыми «кустами», иначе говоря, группами из 2–3 пунктов со взаимной видимостью в кусте. Расстояния между спутниковыми пунктами подбираются из соображений обеспечения необходимой точности угловых привязок к этим пунктам. Спутниковые пункты являются основой для по-

строения между ними полигонометрических ходов. Полигонометрические ходы проектируют и прокладывают замкнутыми ходами из соображений обеспечения разбивки сетки квадратов по главным направлениям между пунктами спутниковых определений. Класс полигонометрии – это 1 или 2 разряд.

На рис. 14.5 треугольниками выделены пункты спутниковых определений. Не показаны базовые, или каркасные, пункты ГНСС. В качестве базовых могут быть задействованы станции региональной системы навигационно-геодезического обеспечения. Пункты полигонометрии выделены квадратами, а пункты закрепления осей – кружочками.

Вместо полигонометрии плановая основа может быть построена из рядов четырёхугольников без диагоналей (четырёхугольников Зубрицкого).

Высотная основа. Нивелирные сети при строительстве аэропортов играют очень важную роль. По высотам точек местности составляют проект вертикальной планировки и вычисляют объёмы земляных работ. По высотам выносят в натуру все элементы поверхности аэродрома и подземные коммуникации.

Высотной основой площадки крупного аэропорта служат сети нивелирования III класса, которые прокладывают замкнутыми полигонами по ходам полигонометрии, совмещая плановые знаки с высотными. Между реперами III класса внутри полигонов прокладывают ходы нивелирования IV класса по сторонам основной сетки квадратов.

Закрепление. Пункты геодезической основы закрепляют бетонными знаками, точки рабочего обоснования – деревянными столбами. Так как плановые знаки одновременно являются высотными (реперами), то их закладывают ниже глубины промерзания грунта.

Конструкция знаков может быть различной, но общее требование к ним – это надёжность и стабильность их плано-высотного положения. Головки знаков располагают ровень с землёй или ниже на 5 – 10 см.

14.3. Опорная сеть аэропорта и съёмочные работы

Опорные инженерно-геодезические сети могут строиться любыми известными способами построения геодезических сетей, включая спутниковые методы, способы полигонометрии, триангуляции, трилатерации и их сочетания.

При строительстве комплексов промышленных и гражданских сооружений на значительных площадях, в частности, при строительстве аэропортов или планировке орошаемых полей плано-высотное обоснование может строиться в виде геодезической строительной сетки. Она представляет собой координатную систему из опорных пунктов, расположенных в вершинах квадратов, или прямоугольников со сторонами 100, 200 или 400 м.

Строительная сетка предназначена для выноса в натуру основных осей сооружения и производства планировочных работ территорий.

Для обеспечения строительства большинства промышленных и гражданских объектов на основе опыта по созданию строительных сеток установились следующие требования к точности их построения:

- ошибки в положении соседних пунктов строительной сетки в относительной мере не должны превышать 1:10000, скажем, при длине сторон сетки 200 м ошибки взаимного положения пунктов не должны составлять более 2 см;
- прямые углы сетки должны быть построены с точностью порядка 20";
- ошибки в положении пунктов в самом слабом месте сетки относительно исходной основы не должны превышать 0,2 мм на плане масштаба 1:500, т. е. 10 см на местности.

Технологию создания строительных сеток рассмотрим на примере её построения для реализации проектов аэропортов.

Геодезическую строительную сетку при сооружении объектов аэропорта проектируют на картах крупного масштаба, располагая взлётно-посадочную полосу (ВПП) вдоль господствующего направления ветров, рис. 14.5.

Для перенесения проекта сетки на местность используют пункты ГГС или создают независимую исходную сеть из пунктов спутниковых определений $Sp1 \dots Sp4$, как это показано на рис. 14.6. На первом этапе на местность выносятся ось ВПП, т. е. линия $W1 - W2$. Для этого используют координаты пунктов ГГС и проектные координаты точек $W1$ и $W2$. Проектные координаты могут быть сняты с карты графически.

На следующем этапе, используя ось ВПП в качестве основы, разбивают сетку квадратов со сторонами 200×200 м (или 400×400 м). Разбивка сетки квадратов

может быть выполнена несколькими способами: осевым способом и способом редуцирования.

Осевой способ заключается в построении на местности на первом этапе двух строго взаимно перпендикулярных осей. Для нашего рисунка это могут быть оси $G1 - G9$ и $D2 - A2$. Строгое построение прямого угла выполняют ранее рассмотренным способом редуцирования.

Далее вдоль образовавшихся направлений производят разбивку сторон сетки створно-линейным способом. В конечных точках строят прямые углы и продолжают разбивку по периметру. По периметру прокладывают полигонометрический ход 1 разряда, уравнивают и получают координаты этих пунктов.

Положение вершин заполняющих квадратов получают створными и створно-линейными засечками. По этим пунктам прокладывают полигонометрические ходы 2 разряда.

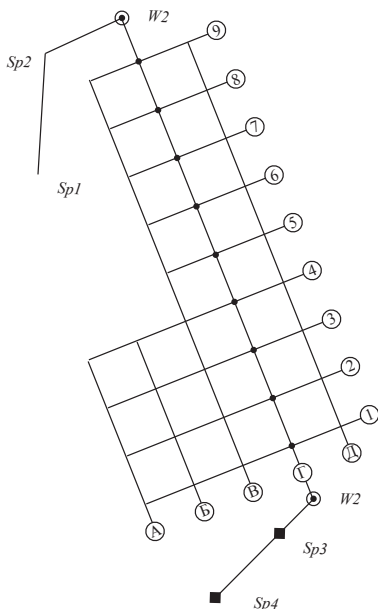


Рис. 14.6. Геодезическая разбивочная сеть аэропорта

Поскольку в этом способе неизбежно накопление ошибок, то длины сторон могут отличаться от проектных, и не все углы будут строго равны 90° .

Осевой способ обычно применяют на строительных площадках небольших размеров, где не требуется большая точность и ошибками взаимного положения пунктов 3 – 5 см можно пренебречь.

Для построения на местности строительных сеток больших размеров применяют способ редуцирования, который обеспечивает большую точность реализации проекта сетки. Для этого строят сетку любым способом с точностью теодолитного хода и закрепляют вершины временными знаками. Далее по временным знакам прокладывают полигонометрические ходы нужного класса или разряда и получают координаты всех пунктов. Полученные координаты сравнивают с проектными и по разностям координат находят величины редукиций, на которые следует сместить каждый пункт предварительно разбитой сетки. После редуцирования пункты сетки закрепляют постоянными железобетонными знаками.

При наличии электронного тахеометра разбивку строительной сетки можно выполнить по несколько иной схеме. Так, обращаясь к рисунку 14.6, после выноса и закрепления оси ВПП производят разбивку вдоль оси Г створно-линейным способом 200-метровых отрезков. Прокладывают по образовавшимся точкам полигонометрический ход и определяют координаты его вершин. Если полученные координаты отличаются от проектных в допустимых пределах, то дальнейшую разбивку выполняют тахеометром с полученных пунктов в режиме «разбивочных работ» в «координатах». Иначе говоря, устанавливают электронный тахеометр на пункт, скажем Г3, приводят в рабочее положение и ориентируют на любое направление (Г1 или Г5). Далее по проектным координатам ближайших вершин квадратов производят их вынесение в натуру с контролем построения точки с других пунктов.

Координаты временных знаков сетки в процессе её разбивки могут быть получены любым из известных способов – полигонометрии, микротриангуляции, микротрилатерации, способом четырёхугольников без диагоналей, а также спутниковыми методами.

Рассмотрим способ И.В. Зубрицкого построения линейно-угловой сети из четырёхугольников без диагоналей, рис. 14.7.

Сущность метода заключается в том, что если в четырёхугольнике $ABCD$ измерены все углы и две смежные стороны a и b , то остальные стороны можно вычислить по формулам тригонометрии.

Для определения сторон c и d проведём линии BE и EF параллельно сторонам AD и AB . Тогда

$$c = DE + EC.$$

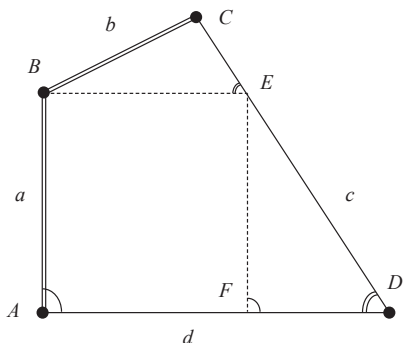


Рис. 14.7. К методу И.В. Зубрицкого

В то же время

$$DE = \frac{a \sin A}{\sin D}; \quad EC = \frac{b \sin(C+D)}{\sin D}.$$

Отсюда

$$c = \frac{a \sin A + b \sin(C+D)}{\sin D}. \quad (14.1)$$

Сторона d определится по формуле

$$d = AF + FD,$$

где

$$AF = \frac{b \sin C}{\sin D}; \quad FD = \frac{a \sin(A+D)}{\sin D}. \quad (14.2)$$

В результате

$$d = \frac{b \sin C + a \sin(A+D)}{\sin D}. \quad (14.3)$$

В сетях, построенных из четырёхугольников без диагоналей, нет необходимости измерять по две стороны в каждой фигуре. Одна или две стороны могут быть получены из решения предыдущих фигур.

Съёмочные работы, как отмечено ранее, выполняются в нескольких масштабах. Наибольший объём работ осуществляется при съёмке в масштабе 1:5000. Площадь съёмки в этом масштабе может составить 20 и более км².

Съёмку таких площадей целесообразно осуществлять аэрофототопографическими методами с использованием современных аэросъёмочных комплексов и технологий. Поскольку при отображении местности для проектирования аэродромных площадей особое внимание уделяется точности изображения рельефа, то при маркировании точек особое внимание уделяется высотным определениям. Плановой и высотной основой воздушной съёмки служит основная сетка квадратов, вершины которой и маркируют в качестве опознаков. Аэросъёмочные маршруты прокладывают параллельно направлению взлётной полосы, включая в район съёмки участок жилого посёлка, воздушные подходы, места прохождения подъездных дорог и подземных коммуникаций.

Съёмку аэродрома выполняют в масштабе 1:2000, а территории застройки – в масштабе 1:1000. Метод съёмки – нивелирование поверхности по квадратам. Съёмочным обоснованием при этом служит сетка основных квадратов 400×400 м. Внутри основных квадратов разбивают пикетажную сетку со сторонами 40×40 м для съёмки в масштабе 1:2000 и 20×20 м при съёмке в масштабе 1:1000. Разбивку выполняют тросами, на которых флажками отмечают 20- или 40-метровые интервалы. Вершины малых квадратов закрепляют колышками. Нивелирование выполняют методом «горизонта прибора», плановое положение точек ситуации и рельефа определяют линейными засечками, способами перпендикуляров и полярным способом.

Наличие электронного тахеометра значительно упрощает и облегчает процесс съёмочных работ. Тахеометр устанавливается на вершине квадрата со стороной

400 м, вводятся координаты точки стояния. Ориентируется тахеометр по любой удобной стороне сетки, и в координатном режиме выполняется съёмка ситуации и рельефа.

Съёмка воздушных подходов производится одновременно с съёмочными работами в масштабе 1:5000, но при составлении планов используются также существующие топографические и фотоматериалы. Особо обращают внимание на определение высот существующих зданий, сооружений и других высоких препятствий, которые могут помешать нормальному выполнению взлётно-посадочных операций.

Определение высот препятствий сегодня не составляет проблем, если используется электронный тахеометр, особенно, если тахеометр снабжён функцией измерения расстояний без отражателя.

Высоту препятствия можно определять относительно его основания как $H_{np} = h_1 + h_2$, а также в абсолютных высотах в системе высот объекта, рис. 14.8.

$$H_C = H_{Rp} + i + h_1 \quad (14.4)$$

Легко видеть (рис. 14.8), что при наличии электронного тахеометра достаточно установить отражатель у основания объекта (точка B) и, измерив S_2 и затем v_2 , вычислить h_2 и L . Если расстояние S_1 измерить не представляется возможным, то измеряют только угол v_1 . Этих значений достаточно для вычисления h_1 и, в целом, любую из интересующих заказчика высот препятствия.

Погрешность таких определений легко подсчитать, зная путь решения задачи. Так, h_2 находят по зависимости $h_2 = S_2 \cdot \sin v_2$, поэтому

$$m_h^2 = m_s^2 \sin^2 v + S^2 \cos^2 v \frac{m_v^2}{\rho^2} \quad (14.5)$$

Принимая $S = 200$ м; $v = 30^\circ$; $m_s = 5$ мм; $m_v = 5''$, получим $m_h = 5$ мм. Для h_1 исходная зависимость несколько иная: $h_1 = L \cdot \operatorname{tg} v_1$, поэтому

$$m_h^2 = m_s^2 \operatorname{tg}^2 v + \frac{m_v^2}{\rho^2} \frac{L^2}{\cos^4 v} \quad (14.6)$$

При тех же исходных данных получим $m_h = 7,5$ мм, т. е. близкие по точности значения.

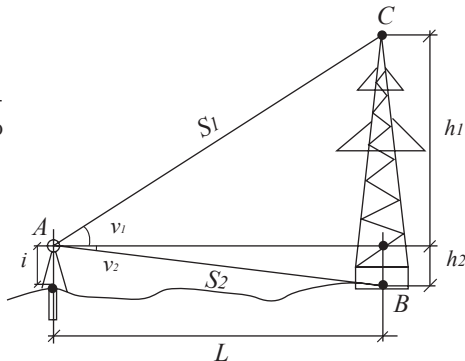


Рис. 14.8. Определение высоты препятствия

14.4. Разбивочные работы при планировке аэродрома

Вертикальную планировку территории аэропорта выполняют или методом квадратов, или тахеометрическим методом.

При реализации *метода квадратов* работы выполняют в два этапа. На первом этапе земляные массы перемещают вчерне из выемок в насыпи с целью получения поверхности, отвечающей требованиям в первом приближении. На втором этапе проводят планировочные работы для создания плавной поверхности согласно рабочим отметкам и проектным уклонам.

Идея разбивки методом квадратов состоит в том, что проектная поверхность аэродрома выносится в натуру по отдельным проектным высотам вершин квадратов (40×40 м для грунтовой части лётного поля и 20×20 м для земляного корыта).

При выносе в натуру проектной поверхности лётного поля следует иметь в виду, что растительный слой толщиной 10 – 15 см перед планировкой срезается и временно складывается. Поэтому для перемещения земляных масс задаваемые проектные высоты должны быть уменьшены на толщину этого слоя.

На первом этапе выполняют следующие виды работ:

- согласно проекту вертикальной планировки в вершинах квадратов на столбиках подписывают рабочие отметки (насыпь со знаком «плюс», выемку со знаком «минус»);
- границы выемок и насыпей оконтуривают вешками и показывают направления наибольшей глубины выемок и наибольшей высоты насыпей;
- в некоторых характерных точках насыпи устанавливают визирки, верх которых соответствует проектной высоте насыпи.

После завершения грубого перемещения земляных масс, когда до проектных отметок остаётся около 10 см, подчищают выемки и выравнивают насыпи. Восстанавливают квадраты для планировочных работ, вновь выносят проектные отметки и окончательно планируют территорию.

Тахеометрический метод может быть реализован при наличии электронного тахеометра следующим образом. Электронный тахеометр устанавливается на пункт с известными координатами (X , Y , H). Вводятся координаты точки стояния, ориентирования. Далее с проекта планировки снимают графические координаты любой (характерной) точки и её проектную высоту. Вводятся координаты этой разбиваемой точки, и по разбивочным элементам точка строится на местности. Работа выполняется в режиме разбивочных работ. По проектной высоте точки и реальной её высоте на местности находят рабочие отметки. Точку закрепляют и подписывают. Так могут быть построены отдельные направления или вынесены в натуру отдельные горизонталы.

Преимущества тахеометрического метода становятся очевидными при машинной планировке территории, когда строительные механизмы перемещаются по определённым направлениям и выставленные визирки остаются в сохранности.

Для устройства *искусственного* покрытия на ВПП, МС и РД строят *земляное корыто*, поперечный уклон которого соответствует уклону покрытия.

Разбивка корыта производится от продольной оси по поперечным профилям через 20 м, при этом установленные на оси пикеты дополнительно закрепляются за пределами полосы. Знаки крепления используют для восстановления продольной оси, а также для разбивок подземных коммуникаций. Одновременно с плановой разбивкой поперечных профилей осевые и плюсовые точки выставляют на проектную высоту.

В корыто укладывается искусственное песчаное или щебёночное основание, на которое укладывается цементно-бетонное покрытие. Толщина бетонного покрытия может составлять 50 – 80 см, иногда – с использованием дорожной или арматурной сетки. Бетонирование полос производят комплектом безрельсовых или рельсходных бетоноукладочных машин рядами 7 – 7,5 м. Безрельсовые машины задают проектную поверхность относительно копирной струны, установленной с двух сторон ВПП или РД на расстоянии 7 м от её оси. В комплект машин входят распределитель бетона, бетоноукладчик, отделочные машины.

15. ПРИМЕРЫ РЕШЕНИЯ ПРИКЛАДНЫХ ЗАДАЧ

15.1 Общие замечания.

Отличительной особенностью современного геодезического производства является широкое внедрение электронных средств измерений, а именно спутниковых приёмников и электронных тахеометров. Геометрическое нивелирование всё чаще реализуется электронными (цифровыми) нивелирами, а топографические съёмки выполняются автоматизированными аэросъёмочными комплексами. Вся информация, полученная в результате производства полевых измерений, обрабатывается специальными компьютерными программами, которые являются обязательным приложением к электронным средствам измерений.

Значительные изменения в технике производства геодезических измерений привели к изменению технологии решения инженерно-геодезических задач, к изменению схем геодезических построений и, следовательно, к изменению технологии обработки результатов геодезических измерений.

Внедрение технологий Глобальных Навигационных Спутниковых Систем (ГНСС) привело к значительному упрощению задачи построения опорных планово-высотных инженерно-геодезических сетей. Пространственные (или геодезические) координаты определяемых пунктов находятся теперь путём их сравнения с координатами исходных пунктов, принятых за основу, из простых наблюдений группы спутников на определяемом и исходном пунктах. Таким образом, потеряла практическую ценность культура построения геодезических сетей способом триангуляции и, естественно, культура обработки и уравнивательных вычислений сетей триангуляции.

Широкое внедрение в практику инженерно-геодезических работ электронных тахеометров привело к значительному упрощению, удешевлению и ускорению линейных измерений. Измерить линию с сопоставимыми относительными погрешностями сегодня также просто, как и измерить угол. Естественно, такие изменения в технике измерений привели к коренным изменениям в схемах геодезических построений. Эффективность современных методов линейных измерений делает целесообразными линейно-угловые, а также чисто линейные построения, реализация которых требует пересмотра методов обработки и уравнивания результатов измерений.

Использование программных средств обработки результатов измерений приводит к тому, что вычислитель не видит алгоритма, логики и последовательности вычислительного процесса. Вычислителю доступны лишь исходные данные и конечный результат, что может привести и приводит к значительным погрешностям и к курьезным результатам обработки. Такое положение в деле обработки результатов измерений недопустимо, особенно – для процесса образования,

становления специалиста. Студент, на наш взгляд, должен в деталях представлять весь процесс обработки результатов измерений.

Инженерно-геодезические сети, в основном, – это построения 4 класса и 1 разряда. Сети 2 разряда в СП 47 рассматриваются в виде исключения в качестве геодезического обоснования на застроенных территориях. Редко инженерно-геодезические сети на больших территориях могут потребовать построений 3 класса и ещё реже – построений 2 класса. Это означает, что длины сторон геометрических фигур на земной поверхности в редких случаях превзойдут 5 км. Основная масса инженерно-геодезических построений, таким образом, будет иметь фигуры со сторонами в пределах 5 км, и это простые линейно-угловые построения: полигонометрические ходы или фигуры из треугольников и других элементарных геометрических форм.

Точность линейных и угловых измерений в таких построениях определяется нормативными документами или рассчитывается исходя из их предназначения. Что касается вопросов обработки и уравнивания инженерно-геодезических построений, то они решаются в каждом конкретном случае отдельно, исходя из назначения сети, технологии её построения и наличия соответствующего программного обеспечения. Есть и общие ориентиры, определяющие концепцию подхода к решению данного вопроса.

В любом случае необходимо выбирать наиболее экономичные и простые способы уравнивания, не искажающие результаты измерений.

Прежде всего следует отказаться от догматического соблюдения формальных требований «строгости» уравнивания инженерно-геодезических построений. Это оправдано потому, что на производстве эти требования, строго говоря, никогда и не соблюдались, так как не учитывались систематические влияния ошибок исходных данных, а также неравноточность измерений, обусловленная различием условий производства работ. Некоторые схемы построений (например, фигуры в способе замкнутого треугольника) проще и целесообразнее уравнивать непосредственно в процессе работ на строительной площадке, не прибегая к сложным вычислениям.

Весьма полезным представляется реализация метода последовательного уравнивания, когда уравнивательные вычисления выполняются двумя этапами. На первом этапе уравнивают дирекционные углы. Для этого учитываются угловые условия (фигур, дирекционных углов и, если уравнивают не направления, а углы, то и горизонтов). На втором этапе в качестве измеренных величин рассматривают предварительно уравненные дирекционные углы. Такой подход значительно упрощает уравнивательные вычисления. Он оправдал себя при уравнивании триангуляции 2 и 3 класса и тем более допустим для уравнивательных вычислений в инженерно-геодезических сетях.

Не следует также преувеличивать значение того, что рассматривается в качестве измеренных величин в геодезических сетях 4 класса и 1 разряда – углы или направления. При решении этого вопроса следует исходить только из соображений удобств вычислений. Как показали исследования, оба варианта уравнивания приводят к одинаковым результатам.

Значительную экономию времени при уравнивательных вычислениях можно получить выбором рационального числа значащих цифр. Излишние значащие цифры существенно усложняют вычисления, их недостаток, понятно, приведёт к потере точности.

В современных инженерно-геодезических сетях 4 класса и 1 разряда наблюдается большое разнообразие систем, фигур и построений. Это обстоятельство принуждает отказаться от выбора единого универсального способа уравнивания. Для систем и фигур разного вида должны выбираться и разные, наиболее рациональные в каждом отдельном случае способы уравнивания. Этот подход оправдан для решения задач уравнивания и вычисления локальных и простых по своей геометрии сетей. Он же оправдан для понимания сути уравнивательных вычислений в процессе обучения специалистов геодезического производства. Понятно, что вычисления сложных и обширных геодезических построений рациональнее выполнять с использованием современного программного обеспечения на основе универсальных программ и алгоритмов.

Предварительная обработка выполняется с целью подготовки полевых материалов к уравнивательным вычислениям и для проверки качества результатов измерений. При построении опорных, разбивочных или съёмочных сетей полевыми материалами могут быть результаты спутниковых определений или линейно-угловых построений. Результаты спутниковых определений перекачиваются с приёмной аппаратуры на компьютеры и обрабатываются соответствующими программными продуктами, иначе говоря, не требуют предварительной обработки измерений.

Линейно-угловые построения при реализации инженерно-геодезических работ – это или полигонометрия, или линейно-угловые сети, или трилатерация 4 класса и 1 разряда. Следовательно, предварительной обработке должны быть подвергнуты результаты измерений именно в таких построениях. Предварительная обработка результатов измерений включает в себя:

- вычисления, связанные с приведением горизонтальных направлений и длин линий к центрам геодезических пунктов;
- приведения длин линий на уровень моря (референц-эллипсоид) или среднюю уровенную поверхность местности и редуцирование линий на плоскость проекции Гаусса;
- вычисления рабочих координат пунктов полигонометрии или других геодезических построений;
- вычисления рабочих высот пунктов геодезических сетей.

Предварительная обработка производится в принятой для данного региона системе координат и высот и содержит следующие работы.

1. Проверку во вторую руку полевых материалов и составление алфавитного списка пунктов.
2. Вычисление приближённых длин сторон и координат пунктов и составление рабочей схемы сети.
3. Составление карточек измеренных направлений и расстояний.
4. Составление карточек вычисления превышений и высот.

5. Приведение к центрам измеренных направлений и расстояний.
6. Редуцирование сторон на средние уровенные поверхности.
7. Вычисление превышений и уравнивание высот.
8. Приведение измеренных направлений и расстояний на плоскость в проекции Гаусса.
9. Контрольные вычисления и систематизацию материалов предварительной обработки.

Здесь следует отметить, что в горных районах при наличии больших уклонов отвеса и больших углов наклона предварительная обработка дополняется внесением поправок в направления и расстояния за переход на поверхность относимости. Для этого требуется выполнить следующие вычисления:

- совместное получение поправок коэффициентов вертикальной рефракции на пунктах;
- исправление измеренных превышений поправками за уточнённую рефракцию;
- вычисление составляющих уклонов отвеса на пунктах.

Предполагается при этом, что отклонения отвеса на исходных пунктах известны.

Все вычисления необходимо выполнять в «две руки», если нет независимого контроля вычислений по другим формулам.

Очень важным при организации вычислительных работ является вопрос обеспечения необходимой точности результатов вычисления, возможности применения приближённых формул, сохранения нужного числа значащих цифр. Во всех случаях погрешности, вносимые при вычислениях за счёт округлений, и неточности формул не должны отражаться на точности конечных результатов и должны быть более чем на порядок меньше средних квадратических погрешностей соответствующих элементов полевых измерений. Иначе говоря, вычисления горизонтальных углов и длин линий следует вести с числом знаков округлений не более $0,1 \div 0,2$ ошибки измерения углов и линий. Так, в полигонометрии 4 класса при измерении углов с СКП $\pm 3''$ значения углов надо вычислять до $0,1''$. В полигонометрии 1 и 2 разрядов при погрешностях измерений углов, соответственно равных $5''$ и $10''$, казалось бы, достаточно ограничиться целыми секундами. Однако, учитывая, что в каталогах координат дирекционных углы требуются помещать с точностью $0,1''$, а значения координат – до $0,001$ м и между ними должно быть строгое соответствие, значения углов в полигонометрии 1 и 2 разрядов также следует вычислять до $0,1''$.

Длины линий в инженерно-геодезических построениях измеряются электронными тахеометрами с погрешностью $5 - 10$ мм. Следовательно, их значения надо вычислять с точностью $0,5 - 1$ мм.

Вычисление поправок в углы и линии необходимо выполнять с удержанием одного лишнего знака по сравнению с вычислениями основных величин, т. е. вычисления поправок в углы – до $0,01''$, а поправок в линии – до $0,1$ мм. При введении поправок в соответствующие элементы они округляются соответственно до $0,1''$ и 1 мм.

15.2. Оценка точности привязки полигонометрии к стенным знакам

Вопросы привязки полигонометрии к стенным знакам рассмотрены нами ранее в разделе 4. Здесь мы попытаемся выполнить оценку точности одного из способов привязки.

На территории городов пунктами опорных инженерно-геодезических сетей в основной своей массе являются пункты спутниковых определений или полигонометрических построений. Все эти пункты необходимы для решения различного рода инженерных задач, возникающих при реконструкции городских территорий, строительстве новых городских кварталов, трассировании новых наземных и подземных транспортных магистралей, инженерных коммуникаций, обеспечении строительного-монтажных работ и т. п.

В пустынных, сельских и малообжитых районах пункты СГС или полигонометрии закрепляются подземными центрами в виде железобетонных пилонов, основание которых заглублено ниже уровня промерзания грунтов, что обеспечивает их стабильность при сезонных колебаниях температуры. На проезжей части улиц и на тротуарах города подземные и наземные геодезические знаки часто повреждаются или уничтожаются в результате производственной и хозяйственной деятельности городских служб. По этой причине, а также исходя из необходимости реализации спутниковых наблюдений при «чистом горизонте», пункты СГС устанавливаются на крышах зданий, а пункты полигонометрии закрепляют в стенах зданий и сооружений.

На улицах современного города существует сложная сеть подземных инженерных коммуникаций, которую периодически вскрывают, обследуют, ремонтируют, заменяют устаревшие элементы, укладывают новые линии и т. д. Вместе с этим нарушают верхнее строение дороги, тротуаров, отмосток, а также переносят зелёные насаждения. Наземные знаки, попадающие в зону строительных работ, повреждаются, уничтожаются, их закрывают бетоном или асфальтом, они деформируются и меняют своё первоначальное пространственное положение.

Необходимость в долговременной сохранности пунктов геодезического обоснования выдвигает требования к изысканию способов их надёжного и удобного для производства измерений закрепления.

Понятно, что геодезические пункты на крышах зданий столь же долговечны, сколько жизнь самого здания, но эти знаки неудобны для производства привязок, передачи дирекционных углов и координат. Кроме того, координаты пунктов СГС на крышах зданий подвержены искажениям из-за многопутности радиосигнала спутника, отражённого от поверхности крыши. Поэтому пункты СГС стараются расположить на открытых пространствах в пределах скверов, парков, свободных от застройки площадей и пр. И только, если исчерпаны все возможности расположения пункта СГС на земной поверхности, его устанавливают на крыше здания.

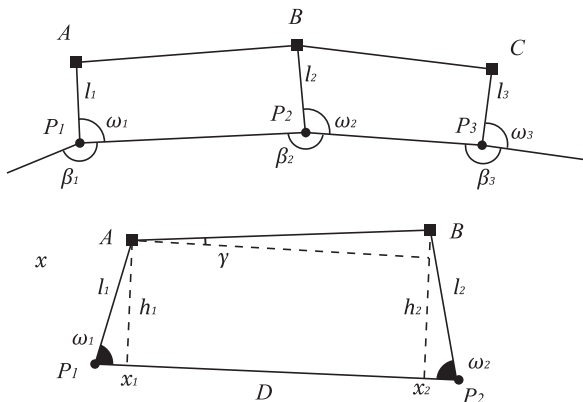


Рис. 15.1.
Привязка
полигометрии
к стенным знакам

Иначе дело обстоит со стенными знаками полигометрии. Они также долговечны, как и здание, в стенах которого знаки закреплены. На эти знаки передаются координаты. К ним может быть осуществлена привязка. Они могут быть одинарными, двойными и тройными, створно-восстановительными, линейно-восстановительными и другими. Схемы привязки ходов полигометрии к настенным знакам рассмотрены нами в разделе «Полигометрия».

На рис. 15.1 A, B, C – стенные знаки полигометрии, точки P_1, P_2, P_3 – рабочие центры полигометрического хода. Для привязки к стенным знакам с рабочих центров $P_1, P_2 \dots$ измерены расстояния $l_1, l_2 \dots$ и горизонтальные углы $\omega_1, \omega_2 \dots$

Из рисунка видно, что дирекционный угол стороны полигометрии P_1P_2 может быть найден, если найти угол γ , образованный стороной хода и линией стеновых знаков AB , иначе говоря

$$\alpha_{(P_1, P_2)} = \alpha_{AB} + \gamma. \tag{15.1}$$

Угол γ будет найден из следующих выкладок:

$$\operatorname{tg} \gamma = \frac{h_2 - h_1}{D - (x_1 + x_2)} = \frac{h_2 - h_1}{D - l_1 \cos \omega_1 - l_2 \cos \omega_2}, \tag{15.2}$$

где D – расстояние между рабочими центрами хода, а высоты h вычисляются по формулам

$$h_1 = l_1 \cdot \sin \omega_1; \quad h_2 = l_2 \cdot \sin \omega_2. \tag{15.3}$$

Два последних уравнения, в принципе, решают поставленную задачу. Выполним оценку точности передачи дирекционного угла с рабочих центров полигометрии на стенные знаки или, наоборот, со знаков на рабочие центры. Понятно, что ошибка дирекционного угла определяется ошибкой вычисления угла γ .

Как видно из рис. 15.1,

$$\sin \gamma = \frac{h_2 - h_1}{AB}$$

или

$$s \sin \gamma = h_2 - h_1,$$

где $s = AB$. Заменяв высоты фигуры их значениями из (15.3), получим

$$s \sin \gamma = l_2 \sin \omega_2 - l_1 \sin \omega_1.$$

Продифференцируем эту формулу, считая s постоянной величиной:

$$s \cos \gamma \frac{d\gamma}{\rho} = l_2 \cos \omega_2 \frac{d\omega_2}{\rho} + \sin \omega_2 dl_2 - l_1 \cos \omega_1 \frac{d\omega_1}{\rho} - \sin \omega_1 dl_1.$$

Переходя к средним квадратическим ошибкам, получим

$$s^2 \cos^2 \gamma \frac{m_\gamma^2}{\rho^2} = l_2^2 \cos^2 \omega_2 \frac{m_{\omega_2}^2}{\rho^2} + \sin^2 \omega_2 m_{l_2}^2 + l_1^2 \cos^2 \omega_1 \frac{m_{\omega_1}^2}{\rho^2} + \sin^2 \omega_1 m_{l_1}^2.$$

Примем

$$m_{\omega_1} = m_{\omega_2} = m_\omega;$$

$$m_{l_1} = m_{l_2} = m_l,$$

тогда получим

$$s^2 \cos^2 \gamma \frac{m_\gamma^2}{\rho^2} = (l_2^2 \cos^2 \omega_2 + l_1^2 \cos^2 \omega_1) \frac{m_\omega^2}{\rho^2} + (\sin^2 \omega_2 + \sin^2 \omega_1) m_l^2. \quad (15.4)$$

Реализуя данный метод, рабочие центры $P_1 P_2$ выбирают напротив полигонометрических знаков A и B , поэтому углы ω будут близки 90° . В связи с этим можно принять $\sin \omega_1 = \sin \omega_2 = 1$. Если поставить условие, чтобы отрезки l_1 и l_2 были близки друг другу, то угол γ будет мал, а $\cos \gamma$ будет равен единице. На основании сказанного формула (15.4) примет вид

$$m_\gamma^2 = \frac{m_\omega^2 (x_1^2 + x_2^2)}{s^2} + \frac{m_l^2}{s^2} \rho^2. \quad (15.5)$$

Примем среднюю длину стороны хода $s = 250$ м, ошибку угла привязки оценим в $20''$, ошибку m_l измерения отрезка l примем 2 мм, а $x_1 = x_2 = 5$ м, тогда

$$m_\gamma^2 = \left(\frac{20}{250} \right)^2 50 + \left(\frac{2 \cdot 200000}{250000} \right)^2 = 2,9'',$$

или $m_\gamma = \pm 1,7''$.

Из формулы (15.5) вытекает, что наибольшее влияние на результат оказывает ошибка измерения отрезка l . Более точные результаты при сохранении погрешности измерения отрезка l получатся, если длины сторон полигонометрии увеличить до 400 – 500 м.

15.3. Уравнивание сети полигонометрии с одной узловой точкой

Проект разрабатывается на топографической карте масштаба 1:10000 или 1:5000 и включает в себя графическую часть, текстовую и расчётную части.

Графическая часть являет собой участок топографической карты соответствующего масштаба, на котором отображена строительная площадка (группа сооружений). Целью проектирования является обеспечение строительной площадки опорной плано-высотной геодезической сетью пунктов.

Разбивочная сеть представляет собой систему из трёх полигонометрических ходов, проложенных по магистральным трассам города и образующим узловую точку M , рис. 15.2.

Каждый из полигонометрических ходов опирается на исходные пункты с известными координатами, полученными из спутниковых наблюдений:

- Пункт А: $X_A = 70989,36$ м. $Y_A = 7311,96$ м.
- Пункт В: $X_B = 70732,02$ м. $Y_B = 8074,97$ м.
- Пункт С: $X_C = 71244,28$ м. $Y_C = 8476,17$ м.

Дирекционные углы исходных направлений получены из решения обратных геодезических задач между соответствующими спутниковыми пунктами:

- Направление A_0A или $\alpha_A = 103^\circ 41' 48''$;
- Направление B_0B или $\alpha_B = 28^\circ 07' 42''$;
- Направление C_0C или $\alpha_C = 270^\circ 36' 36'''$.

По результатам полевых измерений получены горизонтальные углы и длины сторон полигонометрических ходов, таблица 15.1.

Расчётная часть представляет собой уравнильные вычисления, имеющие целью получение вероятнейших координат пунктов сети. Задача уравнивания ходов заключается в увязке горизонтальных углов, приращений координат, а также в вычислении координат точек ходов.

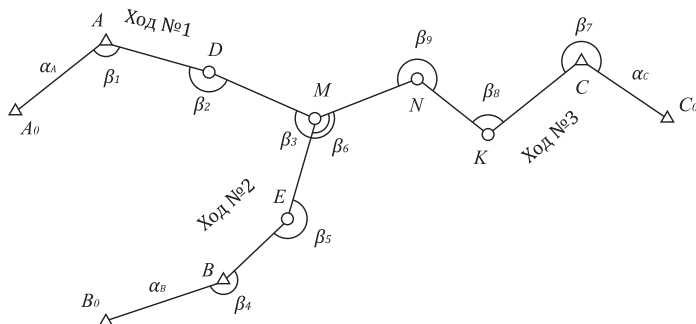


Рис. 15.2.
Разбивочная сеть
строительной
площадки

Таблица 15.1. Исходные данные

Пункты сторон, м	Длины	Значения углов	Углы
A		221° 40' 46"	β_1
	216,32		
D		125° 17' 58"	β_2
	186,27		
M		207° 32' 14"	β_3
B		172° 16' 12"	β_4
	247,11		
E		157° 43' 48"	β_5
	252,50		
M		45° 56' 30"	β_6
	318,84		
N		146° 12' 48"	β_9
	283,92		
K		198° 48' 01"	β_8
	263,92		
C		196° 24' 30"	β_7

Пуѐм вычислений по каждому из отдельных ходов находят дирекционные углы какой-либо стороны при узловой точке, скажем, стороны MN , и вероятнейшее значение её дирекционного угла вычисляют как среднее весовое. Затем горизонтальные углы по отдельным ходам увязывают как между твёрдыми дирекционными углами. После увязки горизонтальных углов вычисляют дирекционные углы, приращения координат и координаты узловой точки по ходам от твёрдых точек A, B, C . По трѐм координатам точки M находят их вероятнейшее значение как среднее весовое. Принимают вероятнейшие координаты точки M как твёрдые и уравнивают приращения координат по каждому ходу, рассматривая их как разомкнутые ходы, опирающиеся на твёрдые пункты.

В качестве примера в таблице 15.1 приведен порядок вычислений только для хода №1.

- В графы 1, 2 записывают названия точек и измеренные горизонтальные углы β , правые по ходу от опорных пунктов к узловой точке M . По каждому ходу подсчитывают сумму углов.
- При узловой точке берут узловую линию MN , для которой вычисляют дирекционные углы по каждому ходу от исходных дирекционных углов $\alpha_A, \alpha_B, \alpha_C$. Для узловой линии MN по каждому из ходов AM, BM, CM получают значения дирекционных углов:

$$\alpha_{MN_1} = \alpha_A + n_1 \cdot 180^\circ - \sum \beta_1 = 89^\circ 10' 50'';$$

$$\alpha_{MN_2} = \alpha_B + n_2 \cdot 180^\circ - \sum \beta_2 = 89^\circ 11' 12'';$$

$$\alpha_{MN_3} = \alpha_C + n_3 \cdot 180^\circ - \sum \beta_3 = 89^\circ 11' 17''.$$

Здесь n – число углов хода. Приняв в качестве веса величину, обратную n , вычисляют веса по каждому ходу: $p_i = \frac{1}{n_i}$ и рассчитывают вероятнейшее значение дирекционного угла стороны MN как по неравноточным результатам:

$$\alpha_{MN} = \frac{\alpha_{MN_1} p_1 + \alpha_{MN_2} p_2 + \alpha_{MN_3} p_3}{p_1 + p_2 + p_3} = 89^\circ 11' 06''.$$

Полученное значение дирекционного угла принимают за твёрдое и вычисляют угловые невязки для каждого хода. Так для хода AM будем иметь:

$$f_{AM} = \alpha_{MN_1} - \alpha_{MN} = 89^\circ 10' 50'' - 89^\circ 11' 06'' = -16''.$$

- Полученные невязки углов распределяют поровну на каждый измеренный правый угол хода с тем же знаком невязки. В графу 3 таблицы 15.2 вписывают исправленные углы.
- По исправленным горизонтальным углам и исходным дирекционным углам вычисляют дирекционные углы сторон хода и результаты вписывают в графу 4, а румбы – в графу 5.
- На основе длин линий (графа 6) и румбов вычисляют приращения координат и для каждого хода подсчитывают суммы приращений.
- По исходным координатам точек A, B, C и суммам приращений ходов вычисляют координаты узловой точки M . По первому ходу получим:

$$x_{M_1} = x_A + \sum \Delta x_{AM} = 70989,36 + 17,74 = 71007,10;$$

$$y_{M_1} = y_A + \sum \Delta y_{AM} = 7311,95 + 357,41 = 7669,36.$$

- Вычислив координаты точки M по каждому ходу, находят среднее весовое. За вес хода принимают величину, обратную длине хода, т. е.

$$p_i = \frac{k}{L_i}.$$

Для удобства вычислений коэффициент k здесь можно принять равным 2000.

Так, для первого хода получим $p_1 = \frac{2000}{402} \approx 5$.

- Найдя веса для каждого хода, вычисляют среднее весовое значение координат узловой точки M :

$$x_M = 71006 + \frac{1,10p_1 + 0,95p_2 + 0,70p_3}{p_1 + p_2 + p_3} = 71006,90;$$

$$y_M = 7669 + \frac{0,36p_1 + 0,12p_2 + 0,85p_3}{p_1 + p_2 + p_3} = 7669,32.$$

- Принимая полученные вероятнейшие координаты точки M за твёрдые, вычисляют невязки в приращениях координат по каждому ходу. Так, для первого хода получим невязки

$$f_{x_1} = 71007,10 - 71006,90 = +0,20;$$

$$f_{y_1} = 7669,36 - 7669,32 = +0,040.$$

- Полученные невязки ходов с обратным знаком распределяют на приращения пропорционально длинам линий. Исправленные приращения координат записывают в графы 9 и 10. Далее вычисляют координаты всех точек. На этом заканчиваются вычисления полигонометрических ходов с одной узловой точкой. Точно так же уравниваются и обрабатываются нивелирные ходы с одной узловой точкой.

Текстовая часть работы представляет собой описание участка работ и пояснения к обработке материалов.

15.4. Пример оценки проекта сети полигонометрии

Для оценки проектов наиболее простым является метод последовательных приближений, реализацию которого проследим на примере оценки сети, рис. 15.3.

Точки A, B, Γ являются исходными, ошибки определения координат которых примем равными нулю.

Для ходов z_1, z_2, z_3 исходными будут точки A, B и I , а для ходов z_4, z_5 — точки B, Γ и I .

Ожидаемая средняя квадратическая ошибка в положении конечной точки полигонометрического хода с примерно равными сторонами, опирающегося на два исходных пункта и дирекционных угла, в случае предварительного исправления углов может быть рассчитана по формулам:

для вытянутого хода

$$M^2 = [m_s^2] + \frac{m_B^2}{\rho^2} L^2 \frac{n+3}{12}; \quad (15.6)$$

для изогнутых ходов

$$M^2 = [m_s^2] + \frac{m_B^2}{\rho^2} [D_{0i}^2], \quad (15.7)$$

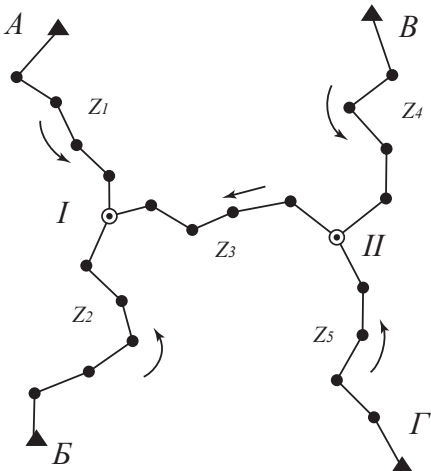


Рис. 15.3. Схема проекта сети полигонометрии

Таблица 15.2. Ведомость вычисления координат

Но- мера точек	Углы β		Дирекци- онные углы	Румбы	Длины линий	Вычисленные приращения		Исправленные приращения		Координаты	
	Измерен- ные	Исправ- ленные				Δx	Δy	Δx	Δy	x	y
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
A_0											
	-6"		103°41'48"								
A	221°40'46"	221°40'40"				- 10	- 02			70989,36	7311,95
	-5"		62 01 08	СВ:62°01'08"	216,32	+101,49	+191,03	101,39	191,01		
D	125°17'58"	125°17'53"				- 10	- 02			71090,75	7502,96
	-5"		116 43 15	ЮВ:63°16'45"	186,27	-83,75	+166,38	-83,85	+166,36		
M	207°32'14"	207°32'09"								71006,90	7669,32
$\Sigma\beta_1$	554°30'58"	554°30'42"			402,59	+17,74	+357,41				
α_{MN}	89°10'50"	$f_1 = -16"$	89°11'06			$f_x = +0,20$	$f_y = +0,04$				

где m_s – средняя квадратическая ошибка измерения стороны хода светодальномером или электронным тахеометром; n – число сторон в ходе; m_β – средняя квадратическая ошибка измерения угла; $L \approx [S]$ – длина замыкающей, равная длине вытянутого хода; D_{0i} – расстояние от центра тяжести до i -й вершины хода, [] – гауссова сумма.

Ход считается вытянутым, если дирекционные углы отдельных сторон отличаются от дирекционного угла замыкающей не больше 20° , а отдельные точки хода отклоняются от замыкающей не более $1/10$ её длины.

Если значение M вычислять по формуле (15.6) также и для изогнутого хода, то ошибка конечной точки получится несколько больше, чем по формуле (15.7). Это обстоятельство даёт основание при оценке точности, как для вытянутых, так и для ломаных ходов пользоваться формулой (15.6), создавая при этом некоторый запас точности.

Другие параметры ходов схемы рис. 15.3 приведены в таблице 15.3.

Таблица 15.3. Исходные данные

№№ ходов	Количество линий в ходе	Длина хода в км
z1	11	2,6
z2	12	2,9
z3	7	1,7
z4	10	2,4
z5	6	2,0

Угловые и линейные измерения в ходах выполнены электронным тахеометром с погрешностями соответственно: $m_\beta = 5''$, $m_s = 10$ мм.

Вычисленные по формуле (15.6) ожидаемые средние квадратичные погрешности ходов приведены в таблице 15.4.

Весы определения положения узловой точки I по ходам z_1 , z_2 , z_3 вычисляются по формулам

$$P_1 = \frac{C}{M_{z_1}^2}, \quad P_2 = \frac{C}{M_{z_2}^2}, \quad P_3 = \frac{C}{M_{z_3}^2}.$$

Таблица 15.4. Вычисление СКП по ходам

№№ ходов	$t^2 = m_s^2 \cdot n$	$u^2 = \frac{m_\beta^2}{\rho^2} [S]^2 \frac{n+3}{12}$	M^2	M	$M/[S]$
z1	1100	4634	5734	76	1:34000
z2	1200	6177	7377	86	1:34000
z3	700	1415	2115	46	1:37000
z4	1000	3667	4667	68	1:35000
z5	600	1762	2362	49	1:41000

Примем $C=100000$. Тогда, пользуясь значениями M^2 из табл. 15.4 получим: $p_1=17, p_2= 14, p_3= 47$.

Вес положения узловой точки I будет $P_I = p_1 + p_2 + p_3 = 78$, а средняя квадратичная погрешность положения точки определится формулой

$$\left(M_I^2\right)_{\text{прибл}} = \frac{C}{P} = \frac{100000}{78} = 1282, \quad \text{или} \quad \left(M_I\right)_{\text{прибл}} = 36 \text{ мм}.$$

Аналогично для второй узловой точки получим $p_3 = 47; p_4 = 21; p_5 = 43$.

$$\left(M_{II}\right)_{\text{прибл}} = 30 \text{ мм}.$$

Во втором приближении полученные средние квадратичные погрешности узловых точек I и II следует учесть как ошибки исходных данных. Тогда для первой узловой точки получим $M_{z1} = 76$ мм; $M_{z2} = 86$ мм, но $M_{z3} = \sqrt{46^2 + 30^2} = 55$ мм.

Таблица 15.5. Первое приближение

№ хода	1 приближение (точка 1)					
	M_z	$M_{\text{исх}}$	M_z^2	$M_{\text{исх}}^2$	$M_{\text{общ}}^2$	p
z_1	76	0	5776	0	5776	17
z_2	86	0	7396	0	7396	14
z_3	46	0	2116	0	2116	47
	$M_I = 36$					$\sum p = 78$

Таблица 15.6 (продолжение). Второе приближение

№ хода	2 приближение (точка 1)					
	M_z	$M_{\text{исх}}$	M_z^2	$M_{\text{исх}}^2$	$M_{\text{общ}}^2$	p
z_1	76	0	5776	0	5776	17
z_2	86	0	7396	0	7396	14
z_3	46	30	2116	900	3016	33
	$M_I = 40$					64

Для второй узловой точки во втором приближении получим $\left(M_{II}\right)_{2 \text{ прибл}} = 33$ мм.

Таблица 15.7 (продолжение). Третье приближение

№ хода	3 приближение (точка 1)					
	M_z	$M_{\text{исх}}$	M_z^2	$M_{\text{исх}}^2$	$M_{\text{общ}}^2$	p
z_1	76	0	5776	0	5776	17
z_2	86	0	7396	0	7396	14
z_3	46	33	2116	1089	3205	31
	$M_I = 40$					62

Поскольку в третьем приближении средняя квадратичная погрешность первой узловой точки совпала с результатом второго приближения, то вычисления прекращают. Аналогичные расчёты выполняют для второй узловой точки.

Ожидаемая относительная погрешность отдельных ходов может быть подсчитана по формуле

$$\frac{M_{\text{общ}}}{L} = \frac{\sqrt{M_{\text{исх}}^2 + M_z^2}}{L},$$

где

$$M_{\text{исх}} = \sqrt{\frac{M_n^2 + M_k^2}{2}}.$$

Здесь M_n и M_k – ожидаемые погрешности соответственно начальной и конечной точек хода.

15.5. Особенности обработки линейных измерений в полигонометрии

Поправка за наклон линии. Стороны полигонометрии 4 класса и 1 разряда измеряются электронными тахеометрами. При этом с дисплея прибора могут быть сняты показания, соответствующие наклонному расстоянию, а также горизонтальной проекции измеренной линии. Горизонтальные проекции могут быть приняты для дальнейшей обработки, если перед измерениями в прибор были введены значения высоты инструмента i и высоты визирной цели v – высоты отражателя.

Формула поправки δ_h за наклон линии, обеспечивающая необходимую точность для любых расстояний s и превышений h в сетях 3, 4 классов и 1 разряда, имеет следующий вид:

$$\delta_h = -\left(\frac{h^2}{2s} + \frac{h^4}{8s^3}\right). \quad (15.8)$$

Абсолютную величину поправки вычитают из измеренного наклонного расстояния.

Под h подразумевается разность высот прибора и отражателя над поверхностью референц-эллипсоида. Для получения h следует пользоваться уравненными нормальными высотами центров пунктов и к ним прибавлять высоты тахеометра и отражателя над центрами. Высота точки над поверхностью эллипсоида (геодезическая высота) складывается из её высоты над поверхностью квазигеоида и высоты квазигеоида над поверхностью эллипсоида.

Найдя высоты H_1 и H_2 начала и конца наклонного расстояния над эллипсоидом, вычисляют превышение $h_{12} = H_1 - H_2$ и далее

$$H_m = \frac{1}{2}(H_1 + H_2). \quad (15.9)$$

Высоты геоида над референц-эллипсоидом берут с карты высот геоида.

Рассчитаем величины членов формулы (15.8) для $s = 10$ км и $h = 500$ м. Для первого члена будем иметь $\delta_h^1 = 12.5$ м, для второго члена получим $\delta_h^2 = 0.008$ м. При $s \leq 3$ км и $h \leq 100$ м второй член формулы (15.8) мал настолько, что его не принимают во внимание.

Приведённое к горизонту расстояние вычисляют по формуле $D = s + \delta_h$.

Приведение горизонтального расстояния на поверхность референц-эллипсоида. Горизонтальное расстояние проектируют на поверхность референц-эллипсоида, выполняя вычисления по формуле

$$S_0 = D - \Delta S_1 + \Delta S_2. \quad (15.10)$$

В этой формуле

$$\Delta S_1 = \frac{H_m}{2R} D \text{ и } \Delta S_2 = \frac{3H_1^2 + 3H_2^2 + 2H_1H_2}{8R^2} D,$$

где R (радиус кривизны нормального сечения эллипсоида) вычисляют по параметрам эллипсоида a и e (СК-95), а также средней широте стороны полигонометрии по её направлению:

$$R = a \left(1 - \frac{1}{2} e^2 \cos 2B_m \right).$$

Приведение расстояний на плоскость в проекции Гаусса. Для редуцирования расстояний с эллипсоида на плоскость в проекции Гаусса в вычисленные по формуле (15.10) расстояния вводят поправки, которые вычисляют по формуле

$$\Delta S_{12} = \frac{y_m^2}{2R^2} S_0. \quad (15.11)$$

Для вычисления поправок ΔS_{12} необходимо знать ординаты концов линии $y_m = (y_1 + y_2) / 2$ с точностью до 0,1 км; ошибки в абсциссах не влияют на точность вычисления этой поправки. Поправка вводится со знаком плюс.

15.6. Вычисление и уравнивание превышений в полигонометрии

При тригонометрическом нивелировании сторон полигонометрических ходов превышения между пунктами, связанными непосредственно измеренными наклонными расстояниями, вычисляют по формуле

$$h_{12} = s_{12} \cdot \sin(90^\circ - z_{12}) + \frac{1-k}{2R_0} s_{12}^2 + i - V, \quad (15.12)$$

где h_{12} – превышение между пунктами 1 и 2; s_{12} – измеренное наклонное расстояние между этими пунктами, приведённое к центрам пунктов; z_{12} – зенитное расстояние, измеренное с пункта 1 на пункт 2; i – высота прибора над центром

знака 1; V – высота отражателя над знаком 2; k – коэффициент земного преломления, принимаемый для средних широт равным 0,14; R – средний радиус кривизны земного сфероида, который с достаточной точностью можно принять равным 6370 км. $\frac{1-k}{2R_0} s_{12}$ – поправку за кривизну Земли и рефракцию с учётом значения коэффициента земного преломления можно принять равной $0,43 \frac{s_{12}}{R_0}$. Величина этой поправки должна быть в точности одной и той же для прямого и обратного превышения.

Превышения по формуле (15.12) вычисляются с точностью до 1 мм как для прямого направления линии, так и для обратного. Расхождения на сторонах более 1 км могут достигать значительных величин, вплоть до 0,5 м, особенно, когда в профиле сторона полигонометрии проходит над сложным всхолмлённым или горным рельефом, содержащем водные или заболоченные участки, участки, поросшие растительностью и пр. Поэтому для ослабления влияния флуктуаций коэффициента земного преломления измерения «прямо» и «обратно» стремятся выполнять двумя приборами одновременно, попеременно устанавливая приборы или отражатели на штативы в точках 1 или 2.

Пусть в полигонометрическом ходе, проложенном между исходными пунктами A и B (рис. 15.4), измерены (вычислены) превышения между смежными его пунктами – h_1, h_2, h_n . Если с достаточной точностью известны высоты H_A и H_B пунктов A и B и они могут приняты за исходные, то по числу избыточных измерений для превышений хода может быть составлено одно условное уравнение

$$\sum_1^n h + \sum_1^n v_h = H_B - H_A \quad (15.13)$$

или

$$\sum_1^n v_h + \omega_h = 0, \quad (15.14)$$

где

$$\omega_h = \sum_1^n h + H_A - H_B. \quad (15.15)$$

Обозначим вес превышения h_i через p_i , а обратную ему величину через q_i , иначе говоря, $q_i = 1/p_i$. Тогда получим следующее нормальное уравнение коррелат, соответствующее условному уравнению (15.14):

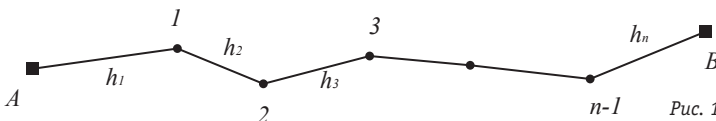


Рис. 15.4.
Высотный полигонометрический ход

$$k \sum_1^n q_i + \omega_h = 0.$$

Отсюда найдём

$$k = -\frac{\omega_h}{\sum_1^n q_i}.$$

Подставляя полученное значение в известную из способа наименьших квадратов формулу для вычисления поправок в измеренные величины, получим

$$v_{h_i} = -\frac{\omega_h}{\sum_1^n q_i} q_i. \quad (15.16)$$

Формула (15.16) позволяет вычислять поправки в измеренные превышения без составления и решения уравнений. Для этого лишь необходимо знать обратные веса измеренных превышений.

Превышения между пунктами полигонометрии могут быть найдены из тригонометрического, а также из геометрического нивелирования, например, при измерениях сторон инварными проволоками. Принимая во внимание, что полигонометрические ходы обычно прокладывают по обочинам дорог и магистралей без существенных уклонов, следует принять число установок нивелира на 1 км хода примерно равным на всём протяжении. Поэтому веса превышений между пунктами полигонометрии для геометрического нивелирования могут быть приняты обратно пропорциональными длинам линий $p_i = 1/l_i$. Следовательно, для геометрического нивелирования $q_i = l_i$, а значит

$$v_{h_i} = -\frac{\omega_h}{[l]} l_i. \quad (15.17)$$

В случае тригонометрического нивелирования веса превышений могут быть найдены из (15.12) по формуле теории ошибок для веса функции измеренных величин. Легко видеть, что $p_i = 1/l_i^2$ и, следовательно, $q_i = l_i^2$, поэтому для тригонометрического нивелирования имеем

$$v_{h_i} = -\frac{\omega_h}{\sum_1^n l_i^2} l_i^2. \quad (15.18)$$

15.7. Построение перпендикуляра к базовой линии

Пусть AB есть базовая линия, точки которой недоступны для установки теодолита, и к этой линии необходимо построить перпендикуляр с точки T , где установлен теодолит (рис. 15.5).

Задача сводится к отысканию основания перпендикуляра (точка T°), опущенного с точки стояния теодолита на базовую линию. Для этого на базовой линии

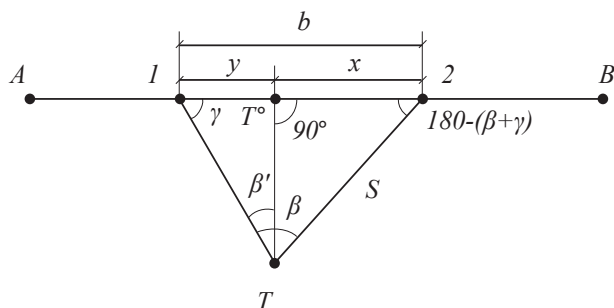


Рис. 15.5.
Построение
перпендикуляра
к базовой линии

выбирают на некотором удалении друг от друга две точки 1 и 2. Рулеткой измеряют расстояние между этими точками, а также измеряют расстояние S от точки 2 до оси вращения теодолита. Кроме того, измеряется угол β в точке стояния прибора.

Очевидно, что

$$\begin{aligned} \gamma &= \arcsin\left(\frac{S}{b} \sin \beta\right); \\ x &= S \cdot \cos[180^\circ - (\beta + \gamma)]; \\ y &= S \cdot \sin[180^\circ - (\beta + \gamma)] \cdot \operatorname{ctg} \gamma. \end{aligned} \quad (15.19)$$

Найдя отрезки x и y , находят положение точки T' на базовой линии построением этих отрезков соответственно от точек 2 или 1. Очевидно, что $x + y = b$.

Кроме того, следует проконтролировать выполнение условия $\gamma + \beta' = 90^\circ$, для чего необходимо измерить угол β' .

15.8. Построение направления, параллельного базовой линии

В протяжённых направляющих со сложным креплением с большими пролётами (для подкрановых путей) выверку параллельности производят от двух параллельных створов. При исполнительной съёмке конструкций, установленных по монтажной оси, также возникает задача построения створа, параллельного оси, с целью производства съёмки методом бокового нивелирования. Часто в таких случаях створ задаётся коллимационной плоскостью теодолита, ориентированного параллельно базовой линии.

Ориентировать визирную плоскость теодолита параллельно базовой линии можно несколькими способами.

На рисунке 15.6, а) приведён способ построения параллельного направления путём введения поправки в отсчёт по горизонтальному кругу теодолита, труба которого ориентирована приблизительно параллельно базовой линии.

Теодолит устанавливают в точке T на некотором удалении от базовой линии, заданной точками A и B . К базовой линии в точках A и B последовательно прикладывается измерительная линейка (нивелирная шашечная рейка) и произво-

дятся отсчёты a и b . Если разность отсчётов $\Delta = b - a$ не равна нулю, то трубу теодолита следует повернуть на угол $\Delta\alpha$, значение которого вычисляют по формуле

$$\Delta\alpha = \frac{b - a}{S_2 - S_1} \cdot \rho,$$

где S_1 и S_2 – расстояния от теодолита до точек базовой линии. Для контроля отложения угла $\Delta\alpha$ целесообразно вычислить по рейкам отсчёт a_0 , соответствующий параллельному положению коллимационной плоскости теодолита заданной базовой линии:

$$a_0 = a - \frac{b - a}{S_2 - S_1} \cdot S_1 = b - \frac{b - a}{S_2 - S_1} \cdot S_2. \quad (15.20)$$

Задача может быть решена без линейных измерений, а с использованием лишь нивелирных шашечных рейек, устанавливаемых горизонтально в исходных точках A и B базовой линии.

Установив теодолит в точку T на некотором удалении от базовой линии (рис. 15.6, b), приводят его в рабочее положение, и зрительную трубу визуальную ориентируют по направлению Tx_1 так, чтобы её коллимационная плоскость в перспективе пересеклась с направлением базовой линии. В этом положении зрительной трубы производят отсчёты по рейке a_1 и a_2 , последовательно устанавливаемой в исходных точках A и B .

При следующем положении зрительной трубы, когда её ось ориентирована по направлению Tx_2 на удаление от базовой линии, по рейкам, установленным в тех

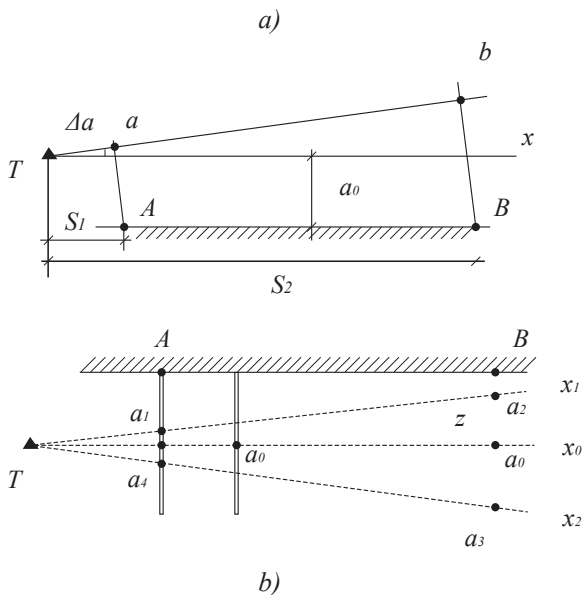


Рис. 15.6.
Построение направления, параллельного базовой линии

же точках, последовательно читают отсчёты a_3 и a_4 . Далее вычисляется отсчёт по рейке $a_0 = a_2 + z$, соответствующий параллельному положению визирной плоскости базовой линии. Здесь z вычисляют по формуле

$$z = \frac{(a_1 - a_2)(a_3 - a_2)}{(a_1 - a_2) + (a_3 - a_4)}. \quad (15.21)$$

Вычислив отсчёт a_0 , устанавливают рейку на одну из исходных точек (естественно, на дальнюю) и, наведя крест сетки нитей на этот отсчёт, закрепляют трубу. Контролируют построенное направление по другим точкам, задающим базовую линию.

15.9. Установка теодолита в створ линии

На строительных площадках целесообразно своевременно передавать координаты с наземных пунктов и точек закрепления осей на точки в недоступных местах, закладывая знаки в стены близлежащих сооружений, обозначая центры на элементах конструкций, используя шпильки на мачтах и трубах и т. п. объектах. Это делается для того, чтобы в случае уничтожения геодезического знака, что происходит довольно часто на стройплощадках, его можно было восстановить.

Особенно часто на близлежащих объектах закрепляют основные и главные оси строящихся сооружений. По этой причине для восстановления осей и геодезических пунктов возникает задача установки теодолита (электронного тахеометра) в створ закреплённой линии.

Установка теодолита в створе закреплённой линии заключается в совмещении оси вращения инструмента с вертикальной плоскостью, проходящей через обозначенные концы этой линии (т. е. створ линии). При этом имеется в виду, что коллимационная плоскость трубы прибора совпадает с осью вращения инструмента.

Для того чтобы установить теодолит (или тахеометр) в створ двух исходных точек A и B (рис. 15.7), поступают следующим образом. Теодолит устанавливают приблизительно в створе этих точек, допустим, в точке T и измеряют угол β . Кроме того, измеряют расстояния S_1 и S_2 до этих точек. Из рисунка имеем $\varepsilon = \sigma_1 + \sigma_2$. Но

$$\sin \sigma_1 = \frac{e}{S_1},$$

$$\sin \sigma_2 = \frac{e}{S_2}.$$

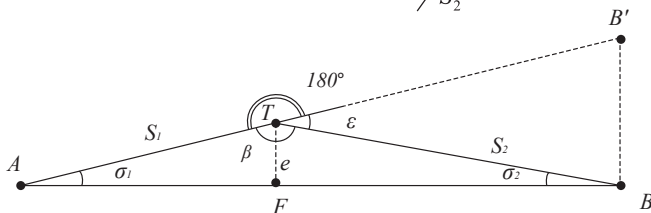


Рис. 15.7.
Установка
теодолита
в створ

Поэтому, ввиду малости углов

$$\begin{aligned}\sigma_1'' &= e\rho''/S_1 \\ \sigma_2'' &= e\rho''/S_2\end{aligned}\quad (15.22)$$

В результате получим

$$\varepsilon'' = \sigma_1 + \sigma_2 = \rho'' \left(\frac{1}{S_1} + \frac{1}{S_2} \right) e. \quad (15.23)$$

Окончательно нестворность вычисляют по формуле

$$e = \frac{S_1 \cdot S_2}{(S_1 + S_2)} \cdot \frac{\varepsilon''}{\rho''}. \quad (15.24)$$

Здесь $\rho = 206265''$. При помощи оптического центра теодолита фиксируют проекцию его оси вращения на заранее подготовленной поверхности (скажем, на поверхности фанеры, закреплённой под теодолитом). Отложив ученической линейкой в нужном направлении значение e , находят точку F , над которой заново центрируют теодолит и выполняют контрольные измерения.

Контрольные измерения заключаются в повторном измерении угла β , который должен быть равным 180° . Отличие от 180° может составить, скажем, для теодолита ЗТ2КП не более $10''$, что для расстояний в 50 м выразится нестворностью в 2,5 мм.

Погрешности измерения расстояний слабо сказываются на конечном результате, поэтому дифференцируя выражение (15.13) по переменной ε и переходя к средним квадратическим ошибкам, получим

$$m_e = \frac{S_1 \cdot S_2}{(S_1 + S_2)} \cdot \frac{m_\varepsilon''}{\rho''}. \quad (15.25)$$

Формула (15.14) позволяет оценить результат выставления теодолита в створ, а также по заданной погрешности установки прибора в створ линии можно найти допустимую погрешность измерения угла β .

15.10. Графический способ вертикального переноса точек на высокие монтажные горизонты

Ранее в главе 9 нами были рассмотрены способы построения разбивочных осей на высоких монтажных горизонтах. Один из описанных способов предполагает вертикальное проектирование точек базисных фигур при помощи зенит-приборов через технологические отверстия в перекрытиях.

Вертикальную проекцию точки базисной фигуры на высоких монтажных горизонтах можно построить несколькими другими способами.

Так, в журнале «Геодезия и картография», №6, 2008 г. в статье «Использование ориентирных направлений для подъёма осей при геодезическом сопровождении

строительства», автор В.И. Сальников, рассматривается способ построения точки базисной фигуры на монтажном горизонте при помощи «теории углового поля».

Из постановки задачи следует, что три наблюдаемых точки, являющиеся местными предметами, хорошо видимы как с исходного, так и с монтажного горизонтов. Координаты точек неизвестны.

Не вдаваясь в детали способа, отметим, что на исходном горизонте измеряются углы, образованные точкой базисной фигуры и направлениями на местные предметы. На монтажном горизонте, установив теодолит приблизительно над предполагаемой точкой, измеряют углы на те же местные предметы. Далее на сторонах измеренных углов на некотором удалении (200-300 мм) от первоначальной стойки вновь устанавливают теодолит и измеряют углы на местные предметы. Это позволяет построить так называемые «линии равных углов» сначала для двух направлений, затем для следующей пары направлений. Пересечение двух «линий равных углов» однозначно определит положение искомой точки. По мнению автора, способ обеспечивает погрешность планового переноса точки в пределах 5 мм.

В журнале Известия вузов «Геодезия и аэрофотосъёмка» №5, 2009 г. в статье «Создание плановой разбивочной сети на монтажном горизонте при строительстве зданий повышенной этажности», авторы Ключин Е.Б., Власенко Е.П., Заки Мохамед Зейдан Эль-Шейха предлагается несколько другой путь.

Внутреннюю разбивочную сеть здания авторы предлагают построить на монтажном горизонте со станции, координаты которой определены посредством обратной угловой засечки. Этот известный путь нами рассмотрен ранее как разбивка осей или точек базисных фигур со «свободной станции». Для его реализации необходимо иметь в окрестностях строящегося здания внешнюю разбивочную сеть здания или сеть строительной площадки. В случае отсутствия или недоступности пунктов такой сети авторы статьи предлагают построить эту сеть путём координирования целей из местных предметов. Для этого на монтажном горизонте предлагается разбить базис, а с концов этого базиса прямыми угловыми засечками определить координаты целей. На последующих монтажных горизонтах цели с известными координатами будут служить исходными при определении координат станции из обратной угловой засечки.

Из расчётов, приведённых в статье, вытекает, что если базис засечки составляет 50 м и расстояния до местных предметов находятся в пределах 200 м, то при точности измерения горизонтальных углов 5" ошибки в координатах при определении планового положения станции из обратной засечки составят 10-35 мм.

Рассмотрим другую возможность построения точки базисной фигуры на монтажном горизонте. Для этого нам понадобится некогда весьма распространённый в геодезических организациях комплект мензулы с кипрегелем и лист плотной бумаги или лучше пластика размером с планшет мензулы.

Мензула устанавливается над точкой базисной фигуры, а её планшет нивелируется при помощи цилиндрического уровня на линейке кипрегеля обычным путём. Пластик на поверхности планшета закрепляется кнопками или скотчем,

и при помощи центрировочной вилки на него переносится изображение точки базисной фигуры.

Выбрав в ближайших окрестностях строящегося сооружения визирные цели из местных предметов, последовательно визируют кипрегелем на эти цели и, приложив скошенный край линейки к нанесённой на пластик точке, прочерчивают линии, соответствующие каждой из визирных целей. Этот лист пластика с лучами, исходящими из одной точки, будет служить основой для построения данной базисной точки на последующих монтажных горизонтах.

Для построения точки на высшем монтажном горизонте мензулу устанавливают приблизительно над предполагаемой точкой и планшет нивелируют. Совместив линейку кипрегеля с одним из направлений и вращая пластик по поверхности планшета, совмещают крест сетки трубы кипрегеля с изображением цели. Придерживая пластик, совмещают линейку со вторым прочерченным направлением на цель. Далее, перемещая пластик вдоль первого направления, добиваются совмещения креста сетки кипрегеля с изображением второй цели. Двух или трёх приближений обычно бывает достаточно, чтобы прикладываемая к направлениям линейка и изображения целей на местные предметы совместились. С закреплённого пластика точка переносится на поверхность перекрытия при помощи центрировочной вилки.

Точность способа обусловлена погрешностями графических построений, погрешностями совмещения скошенного края линейки кипрегеля с отчерченными направлениями на пластике, ошибками проектирования точки при помощи центрировочной вилки. Поэтому стремятся направления на цели отчерчивать как можно длиннее, а проектирование осуществлять тщательно.

При длине отрезка на планшете около 35 см ошибку совмещения линейки кипрегеля с отрезком можно принять равной $1'$, а это при расстояниях до визирных целей около 200 м приведёт к смещению переносимой точки по одному направлению на величину 50 мм. Поскольку точка засекается как минимум с трёх направлений, то ошибку в плановом положении точки следует ожидать в пределах 20 мм.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Авакян В.В. Прикладная геодезия. Геодезическое обеспечение строительного производства», изд. «Амалданик», 2013 г., с. 432.
2. Авакян В.В. Прикладная геодезия: технологии инженерно-геодезических работ. М., изд. «Амалданик», 2012, с. 330.
3. Антонович К.М. Использование спутниковых радионавигационных систем в геодезии. Т. 1, 2. М.: ФГУП «КАРТГЕОЦЕНТР», 2006. 360 с.
4. Баран П.И. Геодезические работы при монтаже и эксплуатации оборудования. – М., «Недра», 1990. 233 с.
5. Большаков В.Д., Маркузе Ю.И.. Городская полигонометрия (уравнивание и основы проектирования). М., Недра, 1979.
6. Брайт П.И. Геодезические методы измерения деформаций оснований и сооружений. М., «Недра», 1965, с. 300.
7. Ворошилов А.П. Спутниковые системы и электронные тахеометры в обеспечении строительных работ: Учебное пособие. – Челябинск: АКСВЕЛЛ, 2007. 163 с.
8. Ганьшин В.Н., Стороженко А.Ф., Ильин А.Г. и др. Измерение вертикальных смещений сооружений и анализ устойчивости реперов. М., Недра, 1981. Стр. 215.
9. Генике А.А., Побединский Г.Г. Глобальные спутниковые системы определения местоположения и их применение в геодезии. Изд. 2-ое, перераб. и доп. – М.: Картгеоцентр, 2004. 355 с.
10. Герасимов А.П., Назаров В.Г. Местные системы координат. М: ООО «Проспект», 2010. 64 с.
11. ГОСТ Р 51794-2008. Глобальные навигационные спутниковые системы. Системы координат. Методы преобразований координат определяемых точек.
12. ГОСТ 24846-81. Грунты. Методы измерения деформаций оснований зданий и сооружений.
13. ГОСТ 21778-81. Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Основные положения.
14. ГОСТ 21779-82. Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Технологические допуски.
15. Дементьев В.Е. Современная геодезическая техника и её применение. Тверь, ООО ИПП «АЛЕН», 2006.
16. Зайцев А.К. Трилатерация. М., Недра, 1989, 216 с.
17. Инженерная геодезия. Под ред. Михелева Д.Ш., М., Академия, 2008.
18. Инструкция по развитию съёмочного обоснования и съёмке ситуации и рельефа с применением глобальных навигационных спутниковых систем ГЛОНАСС и GPS. ГКИНП (ОНТА)-02-262-02, ЦНИИГАиК, 2002 г.
19. Инструкция по топографической съёмке в масштабах 1:5000, 1:2000, 1:1000, 1:500: ГКИНП-02-033-82. М., Недра, 1982.
20. Кузин Н.А., Лебедев Н.Н. Практическое руководство по городской и инженерной полигонометрии. М., Геодиздат, 1954.
21. Левчук Г.П., Новак В.Е., Конусов В.Г. Прикладная геодезия: Основные методы и принципы инженерно-геодезических работ. М., Недра, 1981, с. 438.
22. Левчук Г.П., Новак В.Е., Лебедев Н.Н. Прикладная геодезия. Геодезические работы при изысканиях и строительстве инженерных сооружений. Под ред. Г.П. Левчука. Учебник для вузов. М., Недра, 1983, с. 400.
23. Основные положения по аэрофотосъёмке, выполняемой для создания и обновления топографических карт и планов. ГКИНП-09-32-80.
24. Пеллинен Л.П. Высшая геодезия. М., Недра, 1978.
25. Пособие по производству геодезических работ в строительстве (к СНиП 3.01.03-84). ЦНИИОМТП. М., Стройиздат, 1985.
26. Правила закладки центров и реперов на пунктах геодезической и нивелирной сетей. М. Картгеоцентр – Геодиздат, 1993 – 104 с.
27. Практикум по прикладной геодезии. Геодезическое обеспечение строительства и эксплуатации инженерных сооружений. Ключин Е.Б., Михелев Д.Ш., Барков Д.П. и др. М., Недра, 1993.
28. Практикум по высшей геодезии (вычислительные работы). Н.В. Яковлев, Н.А. Беспалов, В.П. Глузов и др.: Учебное пособие для вузов. М., Недра, 1982. 368 с.

29. Руководство по созданию и реконструкции городских геодезических сетей с использованием спутниковых систем ГЛОНАСС и GPS". ГКИНП (ОНТА)-01-271-03.
30. Руководство по расчёту точности геодезических работ в промышленном строительстве. ГУГиК при СМ СССР. М., Недра, 1979.
31. Руководство по применению ственных знаков в полигонометрических и теодолитных ходах. М., Недра, 1972.
32. Руководство по определению кренов инженерных сооружений башенного типа геодезическими методами. М., «Стройиздат», 1981. 56 с.
33. СП 126.13330.2012. Геодезические работы в строительстве.
34. СНиП 3.02.01-87. Земляные сооружения, основания и фундаменты.
35. СП 47.13330.2012 (СНиП 11-02-96). Инженерные изыскания для строительства. Основные положения.
36. СП 11-104-97. Инженерно-геодезические изыскания для строительства.
37. Сытник В.С. Основы расчёта и анализа точности геодезических измерений в строительстве. (ЦНИИОМТП). М., Стройиздат, 1974, 192 с.
38. Сытник В.С. Строительная геодезия. М., Недра, 1974.
39. Тревого И.С., Шевчук П.М. Городская полигонометрия. М., Недра, 1986. 199 с.
40. Уставич Г.А., Шаульский В.Ф., Винокурова О.И. Разработка и совершенствование технологии государственного нивелирования I, II, III и IV классов. Геодезия и картография. 2003. №7, №8.
41. Уставич Г.А. Технология выполнения высокоточного нивелирования цифровыми нивелирами. Геодезия и картография. 2006, №2
42. Шануров Г.А., Мельников С.Р. Геотроника. Наземные и спутниковые радиоэлектронные системы и методы выполнения геодезических работ: Учебное пособие М.; УПП «Репрография», МИИГАиК, 2001, 136 с.
43. Яковлев Н.В. Высшая геодезия: учебник для вузов. М.: Недра: 989. 445 с.
44. GB-1000. Спутниковый GPS/ГЛОНАСС приёмник. Руководство пользователя. Перевод на русский язык ЗАО «ПРИН», 2004, стр. 180.
45. GPT-7000. Электронный тахеометр. Руководство пользователя. Перевод на русский язык ЗАО «ПРИН», 2005, стр. 220.

Авакян Вячеслав Вениаминович

**ПРИКЛАДНАЯ ГЕОДЕЗИЯ:
технологии инженерно-геодезических работ**

Учебное пособие

Редактор
О.М. Зеленина

Верстка
И.А. Моисеев

Подписано в печать 27.12.2015
Формат 60x84/16. Бумага офсетная.
Гарнитура «Петербург».
Тираж 500 экз. Заказ №221

Издательство «Инфра-Инженерия»

Тел.: 8(911)512-48-48
E-mail: infra-e@yandex.ru
www.infra-e.ru

ISBN 978-5-9729-0110-4



Издательство приглашает
к сотрудничеству **авторов**
научно-технической литературы