Г. П. ЛЕВЧУК

КУРС ИНЖЕНЕРНОЙ ГЕОДЕЗИИ

Г. П. ЛЕВЧУК

КУРС ИНЖЕНЕРНОЙ ГЕОДЕЗИИ

Основные виды инженерно-геодезических работ.
Геодезические работы
при изысканиях и строительстве
транспортных и промышленных сооружений

Допущено
Министерством высшего и среднего
специального образования СССР
в качестве учебника для студентов вузов,
обучающихся по специальности
«Инженерная геодезия»

ИЗДАТЕЛЬСТВО «НЕДРА»
Москва, 1970

528.48(075.8)
1—1—1

Курс инженерной геодезии. Основные виды инженерно-геодезических работ. Геодезические работы при изысканиях и строительстве транспортных и промышленных сооружений. *Левчук Г. П.* М., изд-во «Недра», 1970, стр. 408.

Книга является первой частью учебника по курсу инженерной геодезии для геодезических вузов и факультетов и охватывает I, II, III разделы программы. В ней излагаются основные виды инженерно-геодезических работ: инженерно-топографические съемки, трассирование линейных сооружений, разбивочные работы, методы установки в проектное положение и выверки конструкций, наблюдения за деформациями сооружений. Подробно рассмотрены геодезические работы при изысканиях и строительстве железных и автомобильных дорог, мостовых переходов, магистральных трубопроводов и линий электропередач, аэропортов. Изложены теоретические и практические вопросы развития обоснования на строительных площадках, построения геодезических сеток, детальной разбивки промышленных сооружений и исполнительных съемок.

Таблиц 6, иллюстраций 204, библиография — 67.

2—7—1
70—241

ПРЕДИСЛОВИЕ

Большой размах проектно-изыскательских и строительных работ в послевоенное время вызвал необходимость введения в геодезических вузах инженерно-геодезической специальности и изучения особого курса инженерной геодезии.

В настоящем издании курс инженерной геодезии выходит в трех книгах. Первая книга охватывает I, II и III разделы программы. Вторая книга соответствует IV разделу программы (автор Г. Ф. Глотов), третья книга — V и VI разделам программы (автор Н. Н. Лебедев).

Изучение инженерной геодезии начинается в весеннем семестре 3 курса, когда студенты уже знакомы с геодезией, математической обработкой результатов геодезических измерений, основами высшей геодезии и фотограмметрии, изысканиями инженерных сооружений. Поэтому нет необходимости в изложении общих теоретических положений этих наук, и они затронуты лишь в той мере, в какой это необходимо для анализа отдельных вопросов инженерной геодезии.

Для облегчения изучения курса инженерной геодезии по каждому из рассматриваемых инженерных сооружений даются краткие сведения о их конструкциях, особенностях проектирования и изысканий.

При составлении данного курса использована книга автора «Инженерная геодезия», ч. II—III (Геодезиздат, 1958).

ВВЕДЕНИЕ

§ 1. Предмет и задачи курса инженерной геодезии

Инженерная геодезия изучает методы топографо-геодезических изысканий и перенесения проектов в натуру, методы выверки конструкций и измерений деформации инженерных сооружений.

Термин «инженерная» в названии дисциплины подчеркивает, что эта ветвь геодезии тесно связана с изысканиями, проектированием и возведением инженерных сооружений, является составной частью инженерно-строительного процесса.

Инженерная геодезия имеет свои особенности в отношении методов и точности выполнения проектно-изыскательских и строительно-разбивочных работ, которые особенно значительны при возведении сложных современных сооружений.

В инженерной геодезии используют методы измерений и способы математической обработки результатов, а также инструменты, принятые в геодезии для развития государственной геодезической основы и картографирования страны. Однако при решении особых задач в строительно-монтажных работах, при наблюдениях за деформациями, выверках сооружений применяют специальные высокоточные методы, как, например створные, струнно-оптические и оптические, микронивелирование, вертикальное проектирование и др., и создают для этой цели оригинальные приборы.

Как и во все геодезические процессы, в инженерную геодезию широко внедряются новая измерительная и вычислительная техника, фотограмметрические методы.

Основными видами инженерно-геодезических работ являются топографо-геодезические изыскания; инженерно-геодезическое проектирование; геодезические разбивочные работы и исполнительные съемки; выверка конструкций и агрегатов; наблюдения за деформациями оснований и сооружений. Каждая из этих работ связана с определенными этапами инженерно-строительного процесса и отличается решаемыми задачами и точностью измерений.

Топографо-геодезические изыскания — наиболее известный вид работ. Он включает:

а) развитие обоснования и инженерно-топографическую съемку строительных площадок;

б) трассирование линейных сооружений;

в) геодезическую привязку геологических выработок, гидрологических створов, точек геофизической разведки и др.

Топографо-геодезические изыскания служат основой для проектирования сооружений и проведения других видов изысканий и обследований. Широкое развитие получают методы аэроизысканий.

Инженерно-геодезическое проектирование входит в комплекс проектирования сооружений и включает:

а) составление для проектирования сооружений топографической основы в необходимых масштабах: планов, профилей и других материалов;

б) геодезическую подготовку проекта для перенесения его в натуру, проектирование разбивочных работ;

в) решение задач горизонтальной и вертикальной планировки, подсчет площадей затопления и объемов водохранилищ и др.

Разбивка сооружений является основным видом геодезических работ при перенесении проекта в натуру. Как правило, этот вид работ требует более высокой точности геодезической основы и более тщательных геодезических измерений, чем съемочные работы. В состав разбивочных работ входят:

а) построение разбивочной основы в виде строительной сетки, триангуляции, трилатерации, полигонометрии;

б) вынесение в натуру главных осей, детальная разбивка сооружений;

в) исполнительные съемки.

Установка в проектное положение конструкций и агрегатов и их выверка в плане, по высоте и по вертикали является наиболее точным видом инженерно-геодезических работ, осуществляемых специально разработанными методами и приборами. Это наиболее развивающаяся часть инженерной геодезии, в которой широко внедряются новые методы измерений и приборы.

Наблюдения за деформациями сооружений выполняются высокоточными геодезическими методами и включают:

а) измерение осадок оснований и фундаментов,

б) определение плановых смещений сооружений,

в) установление кренов (наклонов) высотных зданий, башен, труб.

Наблюдения за деформациями сооружений преследуют как научные цели (обоснование правильности теоретических расчетов устойчивости сооружений), так и производственно-технические (нормальная эксплуатация сооружения и принятие профилактических мер при выявленных недопустимых величинах деформаций).

Программа курса инженерной геодезии включает изучение общей теории инженерно-геодезических работ и методов выполнения этих работ при изысканиях и разбивках транспортных, про-

мышленных, гидротехнических, городских и подземных инженерных сооружений.

Основными научно-техническими задачами инженерной геодезии являются:

1) создание общей теории топографо-геодезических изысканий и перенесения проектов в натуру, основанное на новейших достижениях науки и техники, применительно к возросшим требованиям проектно-изыскательских и строительно-монтажных работ;

2) разработка научно обоснованных схем и программ построения геодезической разбивочной опоры для основных типов инженерных сооружений;

3) разработка наиболее эффективных методов и современных приборов для изысканий, разбивки и выверки сооружений и конструкций;

4) обобщение отечественного и зарубежного опыта геодезических работ, накопленного при возведении важнейших инженерных сооружений.

§ 2. Связь курса инженерной геодезии с другими предметами специальности

Современные инженерно-геодезические работы требуют специалистов широкого профиля, глубоко владеющих теорией и практикой геодезических и фотограмметрических наук и имеющих достаточные представления о проектировании и строительстве сооружений. Специалист должен уметь правильно рассчитать для заданного типа сооружения необходимую точность измерений, составить проект геодезических работ и непосредственно выполнить эти работы на всех стадиях осуществления проекта.

Курс инженерной геодезии базируется на теоретических и практических положениях геодезии, высшей геодезии, фотограмметрии, математической обработки результатов геодезических измерений. Овладение основами этих наук является обязательной предпосылкой изучения инженерной геодезии.

Инженерно-геодезические работы также связаны с астрономией, гравиметрией, картографией. В инженерной геодезии используют электрооптические методы измерений, электронные вычислительные машины. Знание основ этих предметов имеет важное значение для формирования профиля специалиста.

Инженерная геодезия тесно связана с такими дисциплинами, как инженерная геология, гидрология, строительная механика, проектирование и строительство сооружений, которые составляют вместе единый инженерный комплекс.

§ 3. Краткий очерк развития инженерной геодезии

Как известно, геодезия возникла в древние времена как прикладная, инженерная наука. С ее помощью построены уникальные древние сооружения, которые и сейчас поражают смелостью замысла и грандиозностью исполнения. Эти сооружения свидетельствуют о высоком уровне разбивочных и трассировочных работ того времени, которые затем в средние века были забыты.

Большой объем дорожного строительства в XVIII—XIX вв., возведение туннелей и судоходных каналов потребовали разработки особых методов изысканий и разбивки этих сооружений. Наибольшие трудности вызывали так называемые сбойки встречных туннелей, требовавшие особых методов ориентирования подземной геодезической основы и подземных разбивочных работ. Эти методы выделились в особую горную геодезию (маркшейдерию). В основном изыскательские и разбивочные работы выполнялись горными инженерами, путейцами и гидротехниками.

Строительство больших гидротехнических, транспортных и промышленных комплексов, начатое в СССР в годы первых пятилеток, потребовало решения сложных вопросов по проектированию разбивочной основы и разработке методов перенесения проектов в натуру, которые не могли быть решены инженерами строительного профиля. Необходимо было участие в этих работах опытных геодезистов.

В проектно-изыскательские и строительные организации в эти годы влился большой отряд выпускников и преподавателей единственного тогда в стране Московского геодезического института (ныне МИИГА иК). Эти кадры освоили специфику инженерно-геодезических работ и успешно справились с изысканиями и переносом в натуру таких сложных сооружений, как ДнепроГЭС имени В. И. Ленина, СвирьГЭС, Урало-Кузнецкий комбинат, московское метро, канал им. Москвы, Байкало-Амурская магистраль и др. В железнодорожные и гидротехнические изыскания начали внедряться методы аэрофотосъемки.

Развернувшееся строительство выявило необходимость особой разработки вопросов инженерной геодезии, и в связи с этим высказывалась мысль о необходимости создания инженерно-геодезической специальности.

На основе опыта работ того времени и теоретических расчетов были разработаны схемы построения и способы уравнивания городских и туннельных триангуляций, геодезических строительных сеток, методы расчета сбоек туннелей, разбивки гидроузлов, мостов и других сооружений.

Быстрому развитию инженерно-геодезических работ способствовали труды виднейших советских ученых: Ф. Н. Красовского, А. С. Чеботарева, В. В. Данилова, В. В. Попова.

К началу Великой Отечественной войны в стране был накоплен богатый опыт инженерно-геодезических работ, который был умножен в суровые годы войны и в послевоенный период. Этот опыт обобщен в таких капитальных работах, как: «Геодезия», т. VIII, под редакцией М. Д. Бонч-Бруевича (1941), «Геодезия в городском строительстве», т. I и II, под редакцией Н. Н. Степанова (1950), «Геодезия в тоннелестроении», т. I и II, под редакцией А. Н. Баранова (1952—1953), А. Ф. Лютц «Разбивка крупных сооружений» (1952), Н. Г. Видуев, В. А. Крумелис и др. «Геодезические разбивочные работы» (1952), Я. А. Сундаков «Геодезические работы при строительстве многоэтажных зданий» (1956) и др.

В 1950 г. в составе геодезического факультета МИИГАиК организуется инженерно-геодезическая специальность, которая затем создается в Новосибирском институте инженеров геодезии, аэрофотосъемки и картографии, Львовском политехническом институте, Киевском инженерно-строительном институте и др. Профилирующие кафедры этой специальности разрабатывают наиболее актуальные вопросы инженерной геодезии, создают новые методы измерений и новые приборы для наблюдения за деформациями сооружений, выверки высокоточных автоматических линий, строительства уникальных сооружений. В 1958—1960 гг. издаются первые учебные пособия по инженерной геодезии для геодезических вузов.

Большая заслуга в организации и развитии инженерно-геодезической специальности принадлежит М. С. Муравьеву.

В современных условиях роль инженерной геодезии в научных исследованиях и строительном производстве резко возрастает. Механизация многоэтажного строительства и автоматизация технологического производства требуют значительного повышения точности геодезических измерений. Научные исследования в аэродинамике больших скоростей, строительство больших ускорителей ядерных частиц вызывают необходимость применения особо точных геодезических приборов, обеспечивающих измерения с точностью в десятые и сотые доли миллиметра.

Широкое применение получают аэроизыскания линейных сооружений и фотограмметрические методы измерений динамических процессов.

Главнейшей задачей дальнейшего развития инженерно-геодезических работ является автоматизация высокоточных измерений, применение для точной установки и выверки конструкций и агрегатов новейших достижений электроники и квантовой оптики.

РАЗДЕЛ ПЕРВЫЙ

ОСНОВНЫЕ ВИДЫ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ

Глава I

ИНЖЕНЕРНО-ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ СЪЕМКИ

§ 4. Изыскательские планы

Особенности планов. В проектно-изыскательских работах используют топографические карты и планы различных масштабов. Мелкомасштабные карты применяют для технико-экономического обоснования проектов, транспортных и гидротехнических сооружений. По топографическим картам среднего масштаба производят предварительные изыскания и проектирование этих сооружений. Планы крупных масштабов являются топографической основой для разработки проектов городов, промышленных предприятий, гидроузлов, туннелей и других сооружений.

В решении изыскательских и проектных задач большую роль играют государственные топографические карты. Однако для детального проектирования производят дополнительные инженерно-топографические съемки и составляют изыскательские крупномасштабные планы, которые имеют свои особенности.

В отличие от инвентаризационных, кадастровых и исполнительных планов, используемых в течение значительного срока эксплуатации объекта, изыскательские планы служат топографической основой только в период проектирования и строительства сооружений. При завершении строительства элементы прежней ситуации в большой мере сносятся или реконструируются, появляются новые постройки. Значительно преобразуется и рельеф местности (вертикальная планировка площадки). Таким образом, старые планы теряют свое практическое значение, и возникает необходимость производства новых съемок.

Исходя из этого, требования к изыскательским планам предъявляют главным образом с учетом особенностей проектирования данного вида сооружения. Например, при изысканиях гидротехнических сооружений повышают точность высотного обоснования съемок и детальность изображения рельефа. Для дорожно-транспортного строительства требуется в первую очередь правильное определение уклонов местности и подробное изображение элементов ситуации, влияющих на выбор направления трассы. При

съемке застроенных территорий соблюдают высокую точность определения капитальных (опорных) зданий и дают аналитические характеристики тех элементов, которые представляют особый интерес для проектирования (размеры сооружений, отметки и диаметры подземных коммуникаций и др.).

Следует также иметь в виду, что повышенная точность изображения отдельных элементов на изыскательских планах относится к площадкам основных сооружений На территориях подходов и площадках подсобных и временных сооружений эти требования могут быть в значительной мере снижены.

Требования к точности изыскательских планов часто относятся главным образом к взаимному расположению близких контуров и предметов. Общая же точность плана по отношению к исходной геодезической опоре может быть меньше. Поэтому иногда изыскательские планы крупного масштаба (например, 1 : 2000) разрешают снимать на геодезическом обосновании, рассчитанном на удовлетворение допусков плана более мелкого масштаба (1 : 5000).

Большое внимание на изыскательских планах уделяют изображению элементов специальной нагрузки: инженерно-геологических выработок, гидрометрических створов, подземных сетей и др.

Точность, детальность и полнота плана. Топографический план характеризуется его точностью, детальностью изображения ситуации и рельефа, полнотой.

Под точностью топографического плана понимают суммарную ошибку в положении предметов и контуров местности относительно пунктов геодезического обоснования. Средняя квадратическая величина этой ошибки примерно одинаковая для различных методов крупномасштабных съемок и, по многочисленным исследованиям, составляет $\pm 0{,}3$—$0{,}4$ *мм* в масштабе плана. Для проектирования более важное значение имеет точность взаимного расположения на плане элементов ситуации, которая характеризуется примерно такой же величиной. Для масштаба 1 : 500 это соответствует в натуре 0,15—0,2 *м*.

Чем крупнее масштаб плана, тем меньшей величиной в натуре будет выражаться ошибка его построения. Отсюда, задавшись допустимой величиной ошибки $m_м$ в размерах изображаемых предметов, можно определить требуемый масштаб съемки с учетом точности построения плана $m_{пл}$. Например, при $m_м = \pm 0{,}3$ *м* и $m_{пл} = \pm 0{,}35$ *мм* масштаб съемок должен быть

$$\frac{1}{M} = \frac{1}{\frac{m_м}{m_{пл}}} = \frac{1}{\frac{300}{0{,}35}} \approx \frac{1}{1000}. \qquad (I.1)$$

Детальность характеризуется степенью подобия изображенных на плане контуров местности, т. е. степенью обобщения

(генерализации) изображения. Чем крупнее масштаб плана, тем выше детальность изображения и меньше обобщений. При крупномасштабных съемках требуется [30], чтобы погрешности за счет обобщения четких контуров не превышали 0,5 *мм* в масштабе плана. В этих пределах допускают спрямление выступов зданий и искривлений контуров и границ.

Полнота плана выражается минимальным размером предметов или расстояний между сооружениями, которые должны быть изображены на плане. В застроенной части территории требование полноты плана является определяющим при выборе масштаба съемки. Так, при густой сети коммуникаций и других сооружений, расположенных в разных уровнях и с очень небольшим горизонтальным проложением (часто 0,5 *м* и меньше), чтобы иметь возможность изобразить эти сети с расстоянием между их осями хотя бы в 1 *мм*, масштаб плана должен быть

$$\frac{1}{M} = \frac{1}{\frac{l_м}{l_{пл}}} = \frac{1}{\frac{500}{1}} = \frac{1}{500}. \qquad (I.2)$$

Наиболее детальную и полную информацию о местности обеспечивают современные фотопланы и ортофотопланы.

Точность, детальность и полнота изображения рельефа зависят главным образом от принятой высоты сечения. Для крупномасштабных съемок равнинных площадок принимают основное сечение рельефа через 0,5—1 *м*, горных площадок — через 1—2 *м*, иногда 5 *м* в зависимости от масштаба съемки и требований проектирования.

Согласно Инструкции [29] предельные ошибки в отметках точек высотного обоснования относительно пунктов нивелирования I—IV классов допускают не более 1/10 высоты сечения рельефа h, а предельные невязки в полигонах и ходах — не более удвоенного значения этих ошибок. Точность изображения рельефа на плане должна быть такова, чтобы предельные ошибки определения отметок по горизонталям не превышали в равнинных районах $^1/_2\,h$ при $h=0{,}5$ *м* и $^1/_3\,h$ при $h=1$ *м*, т. е. чтобы средние квадратические ошибки отметок не превосходили соответственно $\pm 0{,}12$ и $\pm 0{,}16$ *м*.

Следовательно, чем крупнее масштаб съемки и меньше сечение рельефа, тем больше детальность и полнота изображения местности и меньше абсолютные ошибки в координатах и высотах точек, т. е. тем выше точность плана, однако и тем больше средств и времени требуется на съемочные работы. Поэтому необходим обоснованный подход к выбору масштаба плана и сечения рельефа горизонталями.

Масшабы планов. Масштаб изыскательского плана определяется рядом факторов: стадией проектирования; проектными задачами, решаемыми на плане; сложностью ситуации и рельефа

местности; условиями использования существующей застройки в проекте и др. При этом учитываются точность плана, детальность и полнота информации о местности, метод и точность проектирования и перенесения проекта в натуру, наглядность и удобочитаемость проектных решений.

Как известно, проектирование производится по стадиям путем последовательного уточнения и детализации принятых в проекте решений. В соответствии с этим от стадии к стадии повышаются требования к топографической основе, укрупняется масштаб съемки.

На всех стадиях проектирования топографический план служит основой для составления генерального плана строительства. Он используется для решения общей компоновки генплана, детального размещения его основных элементов, разработки технологических схем сооружений.

При проектировании объектов на незастроенной территории или на площадке с малоценной застройкой, подлежащей сносу, не требуется точной увязки элементов генплана с ситуацией местности. Поэтому требования к точности топографического плана, его детальности и полноте могут быть понижены и масштаб съемки может быть несколько мельче. Технический проект на таких площадках может разрабатываться на планах масштаба 1 : 2000—1 : 5000, а рабочие чертежи — 1 : 1000. Если для наглядности проектов необходим более крупный масштаб изображения, то он может быть получен путем простого увеличения плана.

При проектировании сооружений с учетом существующей капитальной застройки, сети дорог, воздушных линий, подземных коммуникаций требования к топографической основе повышаются. Здесь для составления технического проекта используют планы масштаба 1 : 1000—1 : 2000 и для рабочих чертежей — наиболее крупный масштаб съемки — 1 : 500.

В практике проектно-изыскательских работ планы составляют в следующих масштабах:

а) план 1 : 10 000 с сечением рельефа через 1—2 *м* в равнинной и через 5 *м* в горной местности для выбора направления магистральных трасс и местоположения строительных площадок, составления ситуационных планов района строительства, определения площадей и объемов водохранилищ, предварительного проектирования;

б) план 1 : 5000 с высотой сечения рельефа через 1 *м* в равнинной местности и через 2 *м* в горной для составления опорных планов и генеральных планов городов и промышленных комбинатов, разработки проектов инженерной подготовки территории и первоочередной застройки, проектирования линейных сооружений;

в) план 1 : 2000 с высотой сечения рельефа через 1—0,5 *м* для разработки технических проектов промышленных, гидротехниче-

ских, транспортных сооружений, проектов инженерных сетей, составления генпланов поселков, проектов детальной планировки городов, разработки планов красных линий;

г) план 1 : 1000 с высотой сечения рельефа через 0,5 *м* для составления рабочих чертежей на незастроенных или малозастроенных строительных площадках, разработки детальных проектов подземных коммуникаций;

д) план 1:500 с высотой сечения рельефа через 0,5 *м* (на спланированной территории с малыми уклонами — через 0,25 *м*) для составления рабочих чертежей городских и промышленных территорий с капитальной застройкой и густой сетью коммуникаций.

Так как для принятия проектных решений и детализации проектов в ряде случаев требуется не столько точность плана, сколько его наглядность и крупный масштаб чертежа, то, как уже отмечалось, допускают производство съемок в масштабах 1:500, 1:1000, 1:2000 при точности развития обоснования соответственно для масштабов 1:1000, 1:2000, 1:5000.

Сечение рельефа. При инженерно-топографических съемках особое внимание уделяется изображению рельефа местности, так как последний во многом определяет выбор площадки или трассы, общую планировку сооружения, проект инженерных сетей. С учетом рельефа местности рассчитывают проектные отметки сооружений, уклоны дорог и трубопроводов, разрабатывают проект вертикальной планировки площадки.

Для наиболее точного и подробного изображения рельефа стремятся иметь по возможности минимальную величину его сечения горизонталями. Однако принятая высота сечения должна обеспечиваться точностью съемки рельефа.

По данным опытных исследований предложен ряд формул для оценки точности изображения рельефа. Наибольший интерес представляют универсальные формулы, учитывающие масштаб съемки, высоту сечения рельефа, характер местности. Эти формулы приводятся ниже.

Формула, выведенная В. Д. Большаковым *:

$$m_H = \sqrt{\omega^2\left(l + \frac{h}{i_{ср}}\right) + m_{пк}^2 + (m_п M)^2 i_{ср}^2}, \qquad (I.3)$$

где m_H — средняя квадратическая ошибка определения отметки по горизонталям; ω — коэффициент, характеризующий случайное влияние ошибок обобщения рельефа (топографической шероховатости) на точность съемки; для равнинной местности $\omega \approx 0{,}01—0{,}012$; l — расстояние между пикетными точками в *м*; h — высота основного сечения рельефа в *м*; $i_{ср}$ — средний уклон местности; $m_{пк}$ —

* В. Д. Большаков. Обобщение рельефа при съемке в крупных масштабах. Тр. МИИГАиК, вып. 33, 1958.

ошибка отметки пикетной точки (в среднем $\pm 0{,}03$—$0{,}05$ *м*); $m_п$ — ошибка на плане в положении точки, отметку которой определяют (около 1 *мм*); M — знаменатель масштаба съемки.

Формула, рекомендованная Н. Г. Видуевым [67]:

$$m_H = 0{,}19h + 0{,}00016M \cdot i_{ср}. \qquad (I.4)$$

Для масштабов съемки 1 : 500 и 1 : 1000, сечения $h = 0{,}5$ *м* и равнинной местности ($i_{ср} = 0{,}05$) по этим формулам получаем ошибку m_H около 8—10 *см*.

Весьма существенное влияние на точность детальной съемки рельефа оказывают ошибки обобщения мельчайшего рельефа (нанорельефа), которые зависят от характера местности и густоты пикетных точек. На планах равнинных площадок, составленных нивелированием по квадратам со сторонами 20—40 *м*, это влияние характеризуется средней квадратической ошибкой порядка ± 5—8 *см*. При этом с увеличением расстояния между пикетными точками в n раз ошибка обобщения рельефа повышается в $\sqrt{n}$ раз.

По многочисленным полевым исследованиям крупномасштабных планов, снятых геодезическими и фотограмметрическими методами, средние квадратические ошибки изображения рельефа m_H составляют:

а) на планах в масштабе 1 : 500—1 : 1000 с высотой сечения рельефа через 0,5 *м*..... $\pm 0{,}08$—$0{,}12$ *м*;

б) на планах в масштабе 1 : 1000—1 : 2000 с высотой сечения рельефа через 1 *м* ..... $\pm 0{,}15$—$0{,}20$ *м*;

в) на планах в масштабе 1 : 5000—1 : 10 000 с высотой сечения рельефа через 2 *м* .... $\pm 0{,}4$—$0{,}5$ *м*.

В равнинной местности ошибка m_H составляет около 1/4—1/5 величины основного сечения. Следовательно, высота самого сечения h должна быть в 4—5 раз больше m_H.

Приняв для наиболее точных крупномасштабных съемок $m_H = \pm 0{,}10$ *м*, получим, что минимальную высоту сечения рельефа основными горизонталями следует принимать равной 0,5 *м*. Только на таких спланированных территориях, как заливные поля, летные площадки, городские и заводские асфальтированные участки, можно допускать сечение рельефа через 0,25 *м*.

При аэрофотограмметрических методах съемки точность изображения рельефа зависит от высоты фотографирования H и составляет для точных стереоприборов в среднем $H/3000$—$H/4000$. Следовательно, высота сечения рельефа в этом случае

$$h = \frac{H}{700} \div \frac{H}{1000}. \qquad (I.5)$$

Для стереоприборов первого класса точности при высоком качестве фотоматериалов допускают $h = \frac{H}{1500}$.

При выборе высоты сечения рельефа, кроме точности изображения, необходимо учитывать удобства использования плана при проектировании и различных расчетах. Желательно, чтобы заложение между горизонталями на участках со значительными уклонами составляло не менее 3—5 *мм*, а на равнинных — не более 15—20 *мм*.

Как известно, заложение d между горизонталями в масштабе плана $1:M$ равно

$$d = \frac{h}{Mi} \tag{I.6}$$

или

$$h = dMi. \tag{I.7}$$

Приняв для наиболее крутых склонов уклон $i=0{,}2$ и $d=5$ *мм*, получим для масштаба 1 : 500 сечение $h=0{,}5$ *м* и для масштаба 1 : 1000 сечение $h=1$ *м*.

На пологих участках и местах с микрорельефом проводят дополнительные горизонтали с сечением, равным половине и четверти основного.

§ 5. Точность геодезического обоснования

Схемы обоснования. Схема развития обоснования инженерно-топографических съемок зависит от площади снимаемой территории, ее застроенности, масштаба и точности плана [30].

При съемке в наиболее крупных масштабах (1 : 500, 1 : 1000) больших площадок (более 25 $км^2$) строят главную основу в виде сетей триангуляции или светодальномерной полигонометрии. В качестве обоснования сгущения прокладывают ходы городской полигонометрии I—II разрядов Высотную основу развивают нивелированием II—IV классов. Съемочным обоснованием служат теодолитные нивелирные ходы.

При съемке в тех же масштабах площадок от 2,5 до 25 $км^2$ опорную сеть создают в виде полигонов полигонометрии I—II разряда и нивелирования III—IV классов; съемочное обоснование, как обычно, развивают теодолитными и нивелирными ходами.

Съемка малых площадок(до 2,5 $км^2$) может выполняться на одном съемочном обосновании.

Проектируя на площадке геодезические сети, стремятся иметь по возможности меньше ступеней обоснования, чтобы обеспечить требуемую точность съемочных работ и их экономическую эффективность. На больших площадках и площадках средних размеров, но со сложной ситуацией обычно создают три ступени обоснования. В более простых условиях проектируют две ступени. Лишь на очень больших площадках (100 $км^2$ и больше) приходится строить четыре ступени обоснования.

Точность планового геодезического обоснования. Особенность расчета геодезического обоснования для инженерно-топографических съемок и разбивочных работ состоит в том, что необходимо учитывать не только относительные ошибки измерений, но главным образом абсолютные значения ошибок, предельные величины которых ограничены масштабом съемки или точностью разбивки. Поэтому приходится проектировать триангуляционные сети с небольшими сторонами и ограничивать длины полигонометрических и нивелирных ходов.

Примем для расчета схему развития обоснования в три ступени, как наиболее типичную для больших и сложных площадок:

1) опорная сеть: триангуляция или заменяющая ее светодальномерная полигонометрия; на меньших площадках — полигонометрия I разряда повышенной точности;

2) сеть сгущения: полигонометрия I или II разрядов, заменяющие ее аналитические сети;

3) съемочная сеть: теодолитные ходы, сети микротриангуляции.

Каждая сеть развивается независимо, и общая средняя квадратическая ошибка m положения пункта с учетом ошибок измерений в каждой ступени (m_1, m_2, m_3) будет равна

$$m = \sqrt{m_1^2 + m_2^2 + m_3^2}. \qquad (I.8)$$

Ошибки измерений в старших ступенях будут для младших ошибками исходных данных. Для уменьшения деформации сети под влиянием этих ошибок потребуем, чтобы последние в K раз были меньше суммарного влияния всех ошибок измерений в данной ступени, т. е.

$$m_{\text{исх}} = \frac{m_{\text{изм}}}{K}. \qquad (а)$$

Так как общая ошибка m в положении геодезического пункта

$$m^2 = m_{\text{исх}}^2 + m_{\text{изм}}^2, \qquad (б)$$

то с учетом выражения (а)

$$m = m_{\text{изм}} \sqrt{1 + \frac{1}{K^2}}. \qquad (в)$$

Отсюда коэффициент повышения точности K находится из равенства

$$K = \frac{m_{\text{изм}}}{\sqrt{m^2 - m_{\text{изм}}^2}}. \qquad (I.9)$$

Для малого влияния ошибок исходных данных потребуем, чтобы общая ошибка m не превосходила ошибку измерения более, чем на величину ошибки m_m определения последней, т. е чтобы

$$m - m_{\text{изм}} \leqslant m_m.$$

Тогда

$$m^2 - m_{изм}^2 = (m + m_{изм})(m - m_{изм}) \approx 2m_{изм}m_m; \qquad (г)$$

с учетом (г) равенство (I.9) перепишется в виде

$$K = \frac{1}{\sqrt{2\frac{m_m}{m_{изм}}}}. \qquad (I.9')$$

Приняв $\frac{m_m}{m_{изм}} = 20\%$ *, по формуле (I.9′) получим

$$K = \frac{1}{\sqrt{0,4}} = 1,6.$$

Если принять $\frac{m_m}{m_{изм}} = 10\%$, то $K = 2,2$.

При $K = 2$ влияние ошибок исходных данных в общей ошибке определения пункта составит около 12%.

Применительно к трем ступеням развития обоснования при одном и том же значении коэффициента K имеем

$$m_2 = \frac{m_3}{K}; \quad m_1 = \frac{m_2}{K} = \frac{m_3}{K^2}. \qquad (д)$$

С учетом (д) выражение (I.8) будет иметь вид

$$m = \sqrt{\frac{m_3^2}{K^4} + \frac{m_3^2}{K^2} + m_3^2}$$

или

$$m = m_3 Q, \qquad (I.10)$$

где

$$Q = \sqrt{\frac{1}{K^4} + \frac{1}{K^2} + 1}.$$

При $K = 1,5$ величина $Q = 1,28$ (при $K = 2$ $Q = 1,15$).

Если принять общую среднюю квадратическую ошибку m в по-

---

* Как известно, ошибка определения средней квадратической ошибки $m_m = \frac{m}{\sqrt{2r}}$. Чтобы $\frac{m_m}{m} = 20\%$, необходимо иметь число избыточных измерений $r = 12$, что часто встречается на практике. Формула (I.9′) может быть приведена к виду $K = \sqrt[4]{\frac{r}{2}}$.

ложении пунктов обоснования равной 0,2 *мм* в масштабе плана 1 : *M*, то ошибки в отдельных ступенях составят:

$$m_1 = \frac{0{,}2\ мм \cdot M}{K^2 Q}; \tag{I.11}$$

$$m_2 = \frac{0{,}2\ мм \cdot M}{KQ}; \tag{I.12}$$

$$m_3 = \frac{0{,}2\ мм \cdot M}{Q}. \tag{I.13}$$

Для плана наиболее крупного масштаба 1 : 500 при $K = 1{,}5$ $m_1 = \pm 3{,}5$ *см*; $m_2 = \pm 5{,}2$ *см*; $m_3 = \pm 7{,}8$ *см*.

Если принять $K = 2$, то $m_1 = \pm 2{,}2$ *см*; $m_2 = \pm 4{,}4$ *см*; $m_3 = \pm 8{,}8$ *см*, т. е. значительно возрастают требования к точности первой и второй ступени развития обоснования.

Таким образом, при съемке большой площадки в масштабе 1 : 500 средняя квадратическая ошибка в положении пунктов уравненной опорной сети (первой ступени) не должна превышать ±3—4 *см*.

Ошибки в положении пунктов сгущения (второй ступени) допускают в среднем 5—6 *см*, следовательно, невязки ходов могут быть в 2—2,5 раза больше, и предельные их величины доходят до 0,3 *м*, иногда 0,4 *м* *.

Допустимая длина хода полигонометрии между пунктами опорной сети может быть найдена из условия

$$\frac{1}{T} = \frac{\Delta}{L}, \tag{I.14}$$

где $\frac{1}{T}$ — предельная относительная невязка хода (по инструкции [30]);

Δ — предельная абсолютная невязка хода.

Например, для полигонометрии повышенной точности $\frac{1}{T} = {}^1/_{20\,000} - {}^1/_{25\,000}$ и, следовательно, при $\Delta = 0{,}4$ *м* допустимая длина хода L составляет 8—10 *км*.

Если на строительной площадке съемка в масштабе 1 : 500 выполняется лишь на небольшой территории, то в качестве основы для этой съемки может быть развита локальная сеть (в виде строительной сетки и др.). Расчет точности обоснования на всю площадку следует вести, исходя из основного масштаба ее съемки, соответственно увеличив допустимые ошибки в положении пунктов сети и длины ходов.

---

* Инструкция [30] допускает предельные невязки полигонометрических ходов в застроенной территории 0,4—0,5 *м*.

Проектируя геодезические сети на строительной площадке, необходимо иметь в виду, что по точности и форме построения они должны удовлетворять требованиям не только крупномасштабной съемки территории, но и перенесения в натуру главных осей сооружений. Если мыслится в дальнейшем использовать эту сеть как основу для детальных разбивочных работ, то в проекте сети должны быть дополнительно учтены требования разбивочной основы.

Точность высотного обоснования. Высотное обоснование на строительных площадках наиболее часто развивают нивелированием III и IV классов. На больших площадках дополнительно прокладывают полигоны нивелирования II класса. Высотная основа используется при крупномасштабных съемках с минимальной высотой сечения рельефа (0,5 *м*, иногда 0,25 *м*), а также при вертикальной планировке территории и разбивочных работах. Для обеспечения строительства сложной системы подземных коммуникаций с минимальными уклонами обычно требуют, чтобы предельная ошибка в отметке репера в наиболее слабом месте сети после ее уравнивания не превышала ±30 *мм* относительного исходного пункта площадки.

При развитии сетей нивелирования II, III и IV классов имеем

$$\Delta_h^2 = \Delta_{h_{II}}^2 + \Delta_{h_{III}}^2 + \Delta_{h_{IV}}^2, \qquad (I.15)$$

где $\Delta_h \leqslant 30$ *мм*.

Для приближенных расчетов, как и ранее, примем

$$\Delta_{h_{III}} = \frac{\Delta_{h_{IV}}}{K}; \quad \Delta_{h_{II}} = \frac{\Delta_{h_{III}}}{K} = \frac{\Delta_{h_{IV}}}{K^2}.$$

Тогда

$$\Delta_h = \Delta_{h_{IV}} \sqrt{\frac{1}{K^4} + \frac{1}{K^2} + 1}, \qquad (I.16)$$

или

$$\Delta_h = \Delta_{h_{IV}} Q. \qquad (I.16')$$

При $K = 1{,}5$ получаем следующие допустимые ошибки в уравненных отметках пунктов отдельных классов нивелирования ($Q = 1{,}28$):

$$\left.\begin{aligned} \Delta_{h_{II}} &= \frac{\Delta_h}{K^2 Q} = \pm 10{,}4 \text{ мм} \\ \Delta_{h_{III}} &= \frac{\Delta_h}{KQ} = \pm 15{,}6 \text{ мм} \\ \Delta_{h_{IV}} &= \frac{\Delta_h}{Q} = \pm 23{,}4 \text{ мм} \end{aligned}\right\}. \qquad (I.17)$$

Допустимые невязки ходов будут равны удвоенным значениям этих ошибок. Отсюда расчетная длина нивелирных ходов между пунктами высших классов на строительной площадке не должна превышать:

а) в нивелировании II класса

$$f_{h_{II}} = \pm 5\sqrt{L}\ ; \quad L = \frac{f_{h_{II}}^2}{25} = \frac{432}{25} = 17\ км;$$

так как нивелирование II класса обычно развивается замкнутыми полигонами и на пункты I класса не опирается, то длины ходов между узловыми точками составляют около 10 *км*;

б) в нивелировании III класса

$$f_{h_{III}} = \pm 10\sqrt{L}; \quad L = \frac{f_{h_{III}}^2}{100} = \frac{973}{100} \approx 10\ км,$$

если нивелирование III класса является самостоятельной основой, то длины ходов между узловыми точками полигонов можно допускать 7 *км*;

в) в нивелировании IV класса

$$f_{h_{IV}} = \pm 20\sqrt{L}; \quad L = \frac{f_{h_{IV}}^2}{400} = \frac{2190}{400} \approx 5\ км;$$

длины ходов между узловыми точками в полигонах нивелирования IV класса уменьшают до 3 *км**.

Основные полигоны нивелирования II—IV классов прокладывают в прямом и обратном направлениях. Ходы сгущения внутри полигонов нивелируют в одном направлении.

§ 6. Методы развития обоснования

Триангуляция. Сеть развивают на всей территории площадки (с подходами и резервными участками), как правило, одного порядка (класса), который определяется расчетами, с длинами сторон 2—5 *км*. Лишь на очень больших площадках (100 $км^2$ и более) со строительством в несколько очередей основу создают двух ступеней. На всей территории строят сплошную сеть триангуляции высшего порядка со сторонами 5—8 *км*. На район первоочередной застройки сеть сгущают триангуляцией 4 класса с таким расчетом, чтобы один пункт основы приходился на 3—5 $км^2$.

Преимущество такого двухступенчатого построения основы состоит в том, что восстановление утраченной части сети в процессе строительства производится путем вставки отдельных пунктов

* Инструкция [30] допускает периметр полигона нивелирования II класса до 40 *км* при длине ходов между узловыми точками до 10 *км*. Для нивелирования III класса соответственно допускается 15 и 5 *км*.

или систем в первую ступень триангуляции без ее дополнительных наблюдений и уравнивания.

Сеть проектируют с учетом максимального использования ее в последующих разбивочных работах и исполнительных съемках, размещая пункты по возможности вне зон будущих сооружений. Принимаются также во внимание удобства привязки к пунктам существующей триангуляции с целью использования ее сторон в качестве выходных, если они удовлетворяют по точности измерений новую сеть.

На пунктах сети строят простые пирамиды, деревянные или металлические, высотой 6—10 *м*. При отсутствии видимости с земли воздвигают простые сигналы с поднятием столика на высоту 6—8 *м*.

Для контроля масштаба сети в ней должно быть известно не менее двух базисных сторон, при этом хотя бы одну из них измеряют в натуре точным электрооптическим дальномером или базисным прибором.

Угловые и базисные измерения выполняют по программе и с допусками точности соответствующего класса государственной триангуляции, обращая особое внимание на тщательное определение элементов приведений (средняя квадратическая ошибка ± 2—3 *мм*).

Сеть уравнивают и вычисляют в двух системах координат: государственной и строительной (условной).

Опыт построения триангуляционных сетей в городах и на больших строительных площадках показывает, что средняя квадратическая ошибка во взаимном положении пунктов этих сетей составляет около ± 3—5 *см*.

Если есть возможность, сети триангуляции заменяют равными по точности ходами государственной светодальномерной полигонометрии. Последняя проектируется замкнутыми полигонами с длинами сторон 2—3 *км* и расстоянием между узловыми пунктами порядка 7—10 *км*.

Полигонометрия. При сгущении основы полигонометрию прокладывают отдельными ходами между пунктами старшего разряда. В качестве самостоятельной опорной сети она развивается в виде замкнутых полигонов, охватывающих всю площадку. В застроенной территории полигонометрию проектируют с таким расчетом, чтобы один пункт приходился на 10 *га* снимаемой площади.

Полигонометрия I разряда повышенной точности проектируется в качестве опоры на значительных по размерам площадках (15—25 $км^2$) со сложной застройкой. Иногда она применяется взамен триангуляции 4 класса для сгущения главной основы первой ступени. В этом разряде полигонометрии предельная относительная невязка ходов должна быть не более $^1/_{20\,000}$—$^1/_{25\,000}$ при средней квадратической ошибке измерения углов $\pm 3''$.

Длины ходов между пунктами главной основы допускают до 10 *км* и до узловых точек — 7 *км*. Средняя длина стороны около 500 *м*.

В полигонометрии I разряда предельные невязки ходов не превышают $^1/_{10\,000}$, а средние квадратические ошибки измерения углов — $\pm 5''$. На застроенной территории длины ходов между пунктами высшего порядка допускают 3,5 *км* и до узловых точек 2,5 *км* при средней длине сторон около 350 *м*. При съемках незастроенных территорий в масштабе 1 : 1000—1 : 2000 длины ходов могут быть увеличены до 4—5 *км*.

Полигонометрия II разряда развивается с предельными невязками ходов $^1/_{5000}$ и средней квадратической ошибкой измерения углов $\pm 10''$. Допустимые длины ходов в застроенной части 2,5 *км* (до узловых точек — 1,5 *км*) при средних длинах сторон около 200 *м*. В незастроенной части длины ходов могут быть увеличены до 3—4 *км*.

Углы в полигонометрии измеряют точными оптическими теодолитами. Предельная угловая невязка в ходах и полигонах не должна превышать

$$\text{пред} \cdot f_\beta = 2m_\beta \sqrt{n}, \qquad (I.18)$$

где m_β — средняя квадратическая ошибка измерения угла соответствующего разряда полигонометрии; n — число углов.

Инструменты и марки центрируют оптическими отвесами с ошибкой не более ± 1 *мм*.

Линии в полигонометрии измеряют малыми светодальномерами, параллактическим методом, инварными проволоками. В полигонометрии II разряда могут быть применены точные оптические дальномеры и длиномеры.

В открытой пересеченной местности взамен полигонометрии могут быть построены аналитические сети в виде отдельных рядов или сплошных сетей треугольников с максимальными длинами сторон в полигонометрии I разряда повышенной точности до 800 *м*, I разряда — 600 *м* и II разряда — 300 *м*. В аналитических сетях измеряют не менее двух базисов, допуская между ними до 10 треугольников. Угловые наблюдения выполняют с точностью соответствующего разряда полигонометрии. Невязки в треугольниках, как правило, не должны превышать

$$w = 2m_\beta \sqrt{3}. \qquad (I.19)$$

Полигонометрические ходы удобно прокладывать при помощи точных дальномеров типа Редта и ОТД. Как известно, эти дальномеры дают возможность измерять линии с относительной предельной ошибкой порядка 1 : 5000. Одним из главных источников ошибок при измерении расстояний оптическим дальномером является *изменение коэффициента дальномера под влия-*

нием колебаний внешней температуры. Для установления закономерности изменения этого коэффициента и введения соответствующих поправок закрепляют на площадке базис (120 *м*), длину которого измеряют инварными проволоками.

Определяя оптическим дальномером при различных температурных условиях длину всего базиса и его частей, составляют для исследуемого инструмента график поправок в результаты измерений линий в зависимости от температуры наблюдений, который используют в работе. Можно и не составлять графика поправок, а при изменениях внешних условий уточнять коэффициент дальномера путем измерения известного базиса. Практика показывает, что такими способами можно повысить точность определения линий дальномером до 1 : 7000—1 : 10 000.

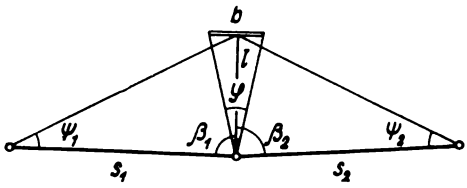


Рис. 1. Звено параллактической короткобазисной полигонометрии

В инженерно-геодезических работах значительное распространение получила параллактическая полигонометрия с двухметровым инварным жезлом. Наиболее часто применяют звено А. С. Филоненко * (рис. 1). По известной длине жезла b и измеренным параллактическим углам φ, ψ_1 и ψ_2, а также поворотным углам хода β_1 и β_2 вычисляют длины сторон s_1 и s_2:

$$l = \frac{b}{2} \operatorname{ctg} \frac{\varphi}{2}; \tag{I.20}$$

$$\left.\begin{aligned} s_1 &= \frac{l}{\sin \psi_1} \sin (\beta_1 + \psi_1) = \frac{b}{2} \operatorname{ctg} \frac{\varphi}{2} \frac{\sin (\beta_1 + \psi_1)}{\sin \psi_1} \\ s_2 &= \frac{l}{\sin \psi_2} \sin (\beta_2 + \psi_2) = \frac{b}{2} \operatorname{ctg} \frac{\varphi}{2} \frac{\sin (\beta_2 + \psi_2)}{\sin \psi_2} \end{aligned}\right\}. \tag{I.21}$$

При величине параллактических углов в 4—6° линии s увеличиваются по сравнению с длиной жезла в 100—150 раз, что дает возможность измерять стороны в 200—300 *м*. Если такие звенья строить в каждой точке поворота хода, то стороны определяются дважды, с двух соседних звеньев. Это является надежным контролем в работе и примерно в $\sqrt{2}$ раза повышает точность линейных измерений.

Углы β_1 и β_2 обычно близки к прямому, и ошибки их измерения мало влияют на точность определения сторон хода. Поэтому для

* А. С. Филоненко, И. И. Опалев. Руководящие указания о производстве работ по короткобазисной параллактической полигонометрии при изысканиях для гидроэнергетического строительства. М., Госэнергоиздат, 1955.

оценки точности метода можно воспользоваться упрощенной формулой

$$s = \frac{b}{2} \operatorname{ctg} \frac{\varphi}{2} \operatorname{ctg} \psi, \tag{I.22}$$

из которой согласно теории ошибок

$$\left(\frac{m_s}{s}\right)^2 = \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 + \left(\frac{m_\varphi}{\sin \varphi}\right)^2 + \left(\frac{2m_\psi}{\sin 2\psi}\right)^2. \tag{I.23}$$

Приняв по малости параллактических углов $\sin \varphi \approx \frac{b}{l}$ и $\sin 2\psi \approx \approx \frac{2l}{s}$, получим

$$\left(\frac{m_s}{s}\right)^2 = \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 + \left(\frac{l}{b}\right)^2 \frac{m_\varphi^2}{\rho^2} + \left(\frac{s}{l}\right)^2 \frac{m_\psi^2}{\rho^2}. \tag{I.24}$$

При одинаковой точности измерения параллактических углов φ и ψ и примерно равной их величине имеем

$$\left(\frac{m_s}{s}\right)^2 = \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 + 2\frac{m_\varphi^2}{\rho^2} k^2, \tag{I.25}$$

где

$$\frac{l}{b} \approx \frac{s}{l} = k.$$

Длина инварного жезла на компараторе определяется с ошибкой $\frac{m_b}{b}$ около $1/50\,000$. Если влиянием этой ошибки пренебречь и принять $m_\varphi = \pm 0'',7$ и $k = 10$ (параллактические углы 5—6°), то получим

$$\frac{m_s}{s} = \frac{m_\varphi}{\rho} k \sqrt{2} = \frac{1}{20\,000}.$$

Для двойных определений сторон

$$\left(\frac{m_s}{s}\right)_{ср} = \frac{m_\varphi}{\rho} k = \frac{1}{28\,000}.$$

Из этих примеров видно, что короткобазисный метод обеспечивает точность проложения ходов полигонометрии I и II разряда. Опытом установлено, что из 4—5 приемов параллактические углы измеряются с ошибкой $m_\varphi = \pm 0{,}6$—$0'',8$.

Для развития геодезического обоснования на строительных площадках и трассах с успехом могут быть применены малые точные светодальномеры, обеспечивающие измерение линий со средней квадратической ошибкой около ± 1 *см*.

Наиболее часто прокладывают ходы или полигоны светодальномерной полигонометрии. При этом на сторонах

значительной длины угловые измерения выполняют в часы хорошей видимости (утром, вечером), а светодальномерные измерения производят в середине дня. При сравнительно коротких сторонах ходов (до 500 *м*) эти измерения можно вести одновременно.

Чтобы обеспечить опорными точками для съемки или привязки аэроснимков широкую полосу, с пунктов полигонометрии дополнительно определяют боковые точки полярным способом (измеряют теодолитом направление, а светодальномером расстояние), линейно-угловой засечкой (измеряют с двух соседних пунктов направления на точку и расстояния) и др.

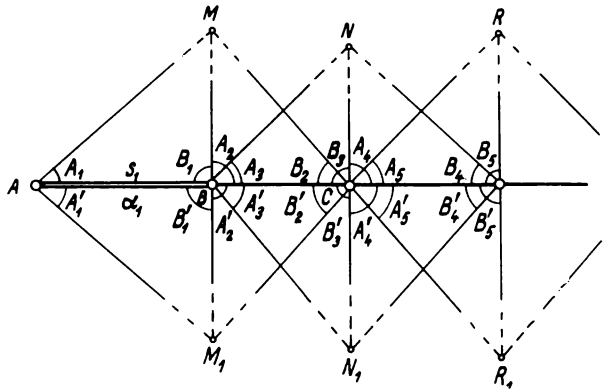


Рис. 2. Двухфигурные геодезические засечки

На открытых площадках иногда соединяют светодальномерные измерения с угловым развитием сетей в виде рядов четырехугольников, цепи треугольников и других построений.

Для контроля работ и повышения точности измерений на площадке создают небольшой полевой компаратор и периодически проверяют на нем стабильность постоянных светодальномеров.

Метод геодезических засечек. В методе геодезических засечек, разработанном А. И. Дурневым [21], по известным длине первой стороны s_1 (рис. 2) и ее дирекционному углу α_1 и измеренным на пунктах ходовой линии A, B, C... углам A_1, A_1'; B_1, B_1'; A_2, A_2'... определяют длины и дирекционные углы сторон ходовой линии и направлений на вспомогательные (засекаемые) точки M, M_1; N, N_1..., т. е. без производства угловых измерений на последних получают координаты пунктов трех рядов сети, что позволяет обеспечить геодезическим обоснованием достаточно широкую полосу местности.

Направления из пунктов хода на вспомогательные точки образуют пучки засечек; в зависимости от количества включенных в фигуру сторон ходовой линии пучки называют двухфигурными, трехфигурными и т. д.

В сети из двухфигурных засечек длина сторон i ходовой линии вычисляется дважды по теореме синусов:

$$s_i = s_1 \frac{\sin A_1 \sin (A_2 + B_2) \sin A_3 \ldots \sin (A_{2i-2} + B_{2i-2})}{\sin (A_1 + B_1) \sin B_2 \sin (A_3 + B_3) \ldots \sin B_{2i-2}} =$$
$$= s_1 \frac{\sin A_1' \sin (A_2' + B_2') \sin A_3' \ldots \sin (A_{2i-2}' + B_{2i-2}')}{\sin (A_1' + B_1') \sin B_2' \sin (A_3' + B_3') \ldots \sin B_{2i-2}'}. \quad \text{(I.26)}$$

При этом в каждом пучке возникают два условных уравнения: условие горизонта в виде

$$(B_1) + (B_1') + (A_2) + (A_2') + w_1 = 0$$

и полюсное условие

$$\frac{\sin (A_1 + B_1) \sin A_1' \sin (A_2' + B_2') \sin B_2}{\sin A_1 \sin (A_1' + B_1') \sin (A_2 + B_2) \sin B_2'} = 1.$$

Для оценки точности элементов свободных сетей различной конфигурации рекомендуются следующие формулы *:

для стороны i сети

$$m^2_{\lg s_i} = m^2_{\lg s_1} + m^2 \sum_1^r \left(Q + \frac{n-2}{2} R\right); \quad \text{(I.27)}$$

для дирекционного угла этой стороны

$$m^2_{\alpha_i} = m^2_{\alpha_1} + m^2 \sum_1^r (n-1), \quad \text{(I.28)}$$

где $m_{\lg s_1}$ — средняя квадратическая ошибка определения исходной стороны (в единицах шестого знака логарифма); m — ошибка измерения угла в сети;

$$Q = \delta_A^2 + 2\delta_{A+B}^2 - 2\delta_A \delta_{A+B}; \quad R = \delta_A^2 + \delta_B^2;$$

δ — перемена логарифма синуса угла при его изменении на $1''$; n — число фигур в пучке; r — число пучков от исходной стороны до стороны с номером i; m_{α_1} — ошибка определения дирекционного угла исходной стороны.

Обычно в сети измеряют длину последней линии хода и ее дирекционный угол. С учетом возникающих дополнительных условий базисов и дирекционных углов сеть уравнивают, повышая точность определения ее элементов примерно на $\sqrt{2}$.

Геодезические засечки с параллактическими углами. Для развития обоснования на застроенной территории можно применять

* А. И. Дурнев. О точности метода геодезических засечек. Известия вузов, раздел «Геодезия и аэрофотосъемка», вып. 1, 1963.

геодезические засечки А. И. Дурнева с параллактическими углами *. В этом способе линия хода O_0, O_1, O_2... (рис. 3) располагается по одну сторону проезда, вспомогательные пункты M и N в виде двух визирных целей на одном штативе (например, черной и красной) — по другую. Одна из целей центрируется над центром вспомогательного пункта M, другая (N) служит лишь для кон-

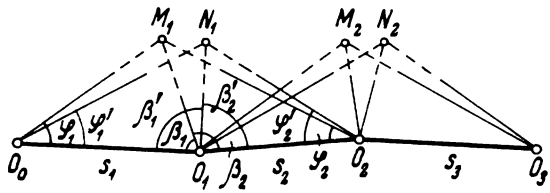


Рис. 3. Геодезические засечки с параллактическими углами

троля передачи масштаба сети и повышения точности измерений и на местности не закрепляется.

Параллактические углы φ измеряются со средней квадратической ошибкой $\pm 0{,}7$—$1''{,}5$, углы β — с точностью определения углов I или II разряда полигонометрии (± 5 или $\pm 10''$).

При известной первой стороне хода s_1 вторая сторона s_2 находится по теореме синусов (через точку M_1):

$$s_2 = s_1 \frac{\sin \varphi_1 \sin (\varphi_2 + \beta_2)}{\sin (\varphi_1 + \beta_1) \sin \varphi_2}. \qquad (I.29)$$

Второе значение этой стороны находят по измеренным углам через точку N_1:

$$s_2' = s_1 \frac{\sin \varphi_1' \sin (\varphi_2' + \beta_2')}{\sin (\varphi_1' + \beta_1') \sin \varphi_2'}. \qquad (I.29')$$

Из этих двух значений берут среднее.

Так как точки визирования M_1 и N_1 расположены близко одна к другой, то для расчета точности можно принять, что $\varphi_1 \approx \varphi_1'$; $\varphi_2 \approx \varphi_2'$ и $\beta_1 \approx \beta_1'$; $\beta_2 \approx \beta_2'$. Тогда средняя квадратическая ошибка определения среднего значения стороны s_2 равна

$$\left(\frac{m_{s_2}}{s_2}\right)^2 = \left(\frac{m_{s_1}}{s_1}\right)^2 + \{[\operatorname{ctg} \varphi_1 - \operatorname{ctg} (\varphi_1 + \beta_1)]^2 + [\operatorname{ctg} \varphi_2 -$$

$$- \operatorname{ctg} (\varphi_2 + \beta_2)]^2\} \frac{m_\varphi^2}{2\rho^2} + [\operatorname{ctg}^2 (\varphi_1 + \beta_1) + \operatorname{ctg}^2 (\varphi_2 + \beta_2)] \frac{m_\beta^2}{2\rho^2}. \qquad (I.30)$$

* Г. С. Бронштейн. Геодезические засечки с параллактическими углами. Известия вузов, раздел «Геодезия и аэрофотосъемка», вып. 2, М., 1964.

Для цепи с примерно одинаковыми фигурами ошибка в определении некоторой стороны i может быть выражена формулой

$$\left(\frac{m_{s_i}}{s_i}\right)^2 = \left(\frac{m_{s_1}}{s_1}\right)^2 + [\operatorname{ctg}\varphi - \operatorname{ctg}(\varphi+\beta)]^2_{\text{ср}}\left(\frac{m_\varphi}{\rho}\right)^2 (i-1) + \\ + \operatorname{ctg}^2(\varphi+\beta)_{\text{ср}}\left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2 (i-1), \qquad \text{(I.31)}$$

в которой взяты средние значения функций углов.

Так как угол φ равен 4—6°, а угол β близок к прямому, то значение функции $\operatorname{ctg}(\varphi+\beta)$ в 100 раз меньше $\operatorname{ctg}\varphi$ и влиянием членов с $\operatorname{ctg}(\varphi+\beta)$ можно пренебречь, приняв для практических расчетов приближенную формулу

$$\left(\frac{m_{s_i}}{s_i}\right)^2 = \left(\frac{m_{s_1}}{s_1}\right)^2 + \left(\frac{m_\varphi}{\rho}\right)^2 \operatorname{ctg}^2\varphi\,(i-1). \qquad \text{(I.32)}$$

При уравнивании цепи между двумя твердыми сторонами (первой и n-ой) ошибка в наиболее слабом месте сети — середине будет равна (при n нечетном)

$$\left(\frac{m_s}{s}\right)^2_{\text{ур}} = \left(\frac{m_{s_1}}{s_1}\right)^2 + \left(\frac{m_\varphi}{\rho}\right)^2 \frac{\operatorname{ctg}^2\varphi}{2}\left(\frac{n-1}{2}\right). \qquad \text{(I.32')}$$

Без учета влияния ошибки исходной стороны для $m_\varphi = \pm 1''$, $\varphi = 5°{,}5$ ($\operatorname{ctg}\varphi = 10$) и $n = 9$

$$\left(\frac{m_s}{s}\right)_{\text{ур}} = \frac{m_\varphi}{\rho}\operatorname{ctg}\varphi\frac{\sqrt{n-1}}{2} = \frac{1}{14\,000}.$$

Точность определения координат боковых точек хода M_1, M_2 ..., которые находятся из решения прямых сдвоенных засечек, практически мало отличается от точности пунктов ходовой линии, и эти точки можно использовать для съемочных и разбивочных работ.

Способ бездиагональных четырехугольников. В застроенных и лесных районах для развития обоснования по проездам и просекам выгодно применять способ бездиагональных четырехугольников, предложенный И. В. Зубрицким *.

Пусть в четырехугольнике $ABCD$ известны две стороны a и b, сходящиеся в одной вершине, и измерены все четыре угла (рис. 4). Для определения двух других сторон c и d, проведем линии BE и EF параллельно сторонам AD и AB. Тогда первая искомая сторона $c = DE + EC$. Так как

$$DE = \frac{a\sin A}{\sin D}; \quad EC = \frac{b\sin(C+D)}{\sin D},$$

* И. В. Зубрицкий Опорные сети в виде четырехугольников. Тр. НИИГАиК, т. I. Новосибирск, 1947. Теоретические основы построения геодезических сетей из четырехугольников. Тр. БСХА, т. XVIII, 1952.

то

$$c = \frac{a \sin A + b \sin (C + D)}{\sin D}. \qquad (I.33)$$

Вторая сторона

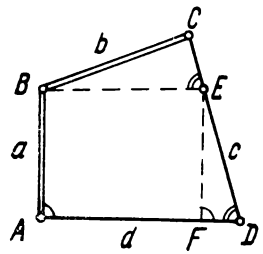


Рис. 4. Бездиагональный четырехугольник

$$d = AF + FD,$$

но

$$AF = BE = \frac{b \sin C}{\sin D}; \quad FD = \frac{a \sin (A + D)}{\sin D}$$

и

$$d = \frac{b \sin C + a \sin (A + D)}{\sin D}. \qquad (I.34)$$

В сплошных сетях нет необходимости измерять по две стороны в каждом четырехугольнике. Одна из них или даже две могут быть получены из решения предыдущих фигур.

Для оценки точности дифференцируем выражение (I.33) по измеренным аргументам:

$$dc = \frac{\sin A}{\sin D} da + \frac{\sin (C + D)}{\sin D} db + \frac{a \cos A}{\sin D} dA + \\ + \frac{b \cos (C + D)}{\sin D} dC + \frac{b \cos (C + D) - c \cos D}{\sin D} dD.$$

Примем, что средние квадратические ошибки измерения углов в четырехугольнике примерно одинаковы, т. е.

$$m_A \approx m_B \approx m_C \approx m_D = m_\beta.$$

Тогда ошибка определения стороны четырехугольника c равна (при неуравненных углах)

$$m_c^2 = \frac{1}{\sin^2 D} \left\{ \sin^2 A m_a^2 + \sin^2 (C + D) m_b^2 + [a^2 \cos^2 A + 2b^2 \cos^2 (C + D) + \right. \\ \left. + c^2 \cos^2 D - 2bc \cos (C + D) \cos D] \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \right\}. \qquad (I.35)$$

Аналогично для стороны d

$$m_d^2 = \frac{1}{\sin^2 D} \left\{ \sin^2 C m_b^2 + \sin^2 (A + D) m_a^2 + [b^2 \cos^2 C + \right. \\ \left. + 2a^2 \cos^2 (A + D) + d^2 \cos^2 D - 2ac \cos (A + D) \cos D] \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \right\}. \qquad (I.35')$$

Для прямоугольного четырехугольника:

$$\left.\begin{aligned} m_c^2 &= m_a^2 + 2b^2 \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \\ m_d^2 &= m_b^2 + 2a^2 \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(I.36)}$$

Так как обычно стороны четырехугольника вычисляют по предварительно уравненным углам, т. е. зависимым величинам, то ошибки сторон получаются из решения весовой функции и имеют

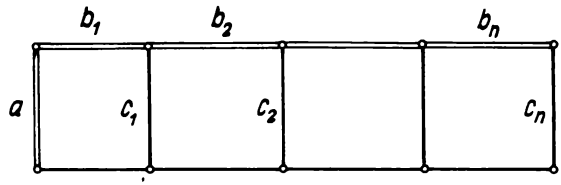


Рис. 5. Цепь бездиагональных четырехугольников

более сложный вид. Для четырехугольников, близких к прямоугольным, которые наиболее часто встречаются в практике, в этом случае средние квадратические ошибки определения сторон равны:

$$\left.\begin{aligned} m_c^2 &= m_a^2 + bd \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \\ m_d^2 &= m_b^2 + ac \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(I.37)}$$

Для квадратов:

$$\left.\begin{aligned} \left(\frac{m_c}{c}\right)^2 &= \left(\frac{m_a}{a}\right)^2 + \left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2 \\ \left(\frac{m_d}{d}\right)^2 &= \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 + \left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2 \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(I.37')}$$

В цепи из прямоугольных четырехугольников (рис. 5), в которой измерены первая сторона a и стороны b_1, b_2, b_3, ..., b_n и уравнены углы за условие фигур, ошибка определения стороны c_n равна

$$m_{c_n}^2 = m_a^2 + \sum_{i=1}^{i=n} b_i^2 \frac{m_\beta^2}{\rho^2}. \qquad \text{(I.38)}$$

В цепи из фигур, близких к квадрату,

$$\left(\frac{m_{a_n}}{a_n}\right)^2 = \left(\frac{m_a}{a}\right)^2 + n\left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2. \qquad (I.39)$$

При $\frac{m_a}{a} = \frac{1}{50\,000}$; $m_\beta = \pm 2''$, $n = 5$ получим $\frac{m_{a_n}}{a_n} = \frac{1}{15\,000}$.

Для измерения сторон четырехугольников часто используют короткобазисную полигонометрию. В больших сетях можно применять электрооптические дальномеры.

§ 7. Методы крупномасштабных съемок

Крупномасштабная аэрофотосъемка. Важнейшей особенностью инженерно-топографической съемки является требование аналитического координирования углов опорных зданий и сооружений, центров узловых колодцев подземных коммуникаций, вершин поворотов и примыканий путей сообщения и др.

Наиболее прогрессивным методом составления изыскательских планов является крупномасштабная аэрофотосъемка с применением универсальных стереофотограмметрических приборов высокого класса точности. В настоящее время получают распространение стереоприборы с автоматической регистрацией координат и аналитические способы обработки результатов измерений. Значительно уменьшены деформации аэрофотоматериалов и искажения изображений на аэроснимках. Все это повысило возможность крупномасштабной аэрофотосъемки, ее рентабельность, точность определения точек стереомодели в плане и по высоте.

Для создания планов масштаба 1 : 500—1 : 1000 аэрофотосъемку выполняют в масштабе 1 : 2000—1 : 4000, а для планов 1 : 2000—1 : 5000 — в масштабе 1 : 7000—1 : 12 000, используя аэрофотокамеры с фокусным расстоянием 100—200 *мм*.

Аэрофотосъемку тщательно проектируют, располагая оси маршрутов посередине кварталов и параллельно основным линейным контурам. Продольное перекрытие назначают 70—80%, чтобы можно было выбрать стереопары с удачным расположением опознаков и размещением капитальных строений по возможности в середине модели.

Лучшее время года для выполнения аэрофотосъемки — ранняя весна, до появления травяного покрова и листьев на деревьях, или поздняя осень, до выпадения снега. На застроенной территории выбирают такую погоду и время дня, когда тени закрывают наименьшую территорию (слегка облачная погода, в солнечную погоду — полдень).

До производства аэрофотосъемки на местности маркируют геодезические пункты и опознаки, ориентирующие точки, а также

точки сооружений, координаты которых необходимо определить. При сложной ситуации, как правило, производят сплошную привязку аэроснимков.

Обработка стереопар выполняется на универсальных приборах с составлением графических планов (часто на пластиковой основе) или ортофотопланов. При наличии в приборе регистрирующего устройства фиксируют фотограмметрические координаты важнейших точек в обычной записи и на перфоленте. На ЭВМ эти координаты преобразуются в геодезическую систему и используются в дальнейшем для проектирования, перенесения проектов в натуру, полевой досъемки неизобразившихся объектов и т. д.

На заводских и городских территориях, где требуется повышенная точность, может быть использован метод аналитической фотограмметрии. В этом методе на особо точном стереокомпараторе измеряют и фиксируют координаты точек модели, по которым затем составляют на координатографе с программным управлением крупномасштабные планы. Точность таких планов в полтора-два раза выше, чем обычных.

Важнейшей частью работ при крупномасштабной аэрофотосъемке является полевое дешифрирование и досъемка неизобразившихся объектов, которые выполняются на копии плана, наклеенной на жесткую основу. На заводских территориях эти работы могут составлять 30—40% от общего объема работ. Используя пункты геодезического обоснования, а также замаркированные точки, аналитические координаты которых определены в процессе фотограмметрической обработки, способами промеров и засечек снимают подземные коммуникации и другие неизобразившиеся объекты; уточняют правильность нанесения оснований (цоколей) зданий с учетом выступов крыш и карнизов; фиксируют материал строений, типы покрытия дорог, наименование проездов и т. д.

Крупномасштабные планы по материалам аэрофотосъемки могут быть составлены и дифференцированными методами. Однако точность таких планов будет ниже, чем составленных универсальными методами.

Иногда для крупномасштабной съемки слабоконтурных территорий, пойм рек, сильно застроенных площадок применяют комбинированный метод: контурную часть плана составляют фотограмметрическим путем, а рисовку рельефа и дешифрирование выполняют на фотоплане в поле.

Наземная стереофотограмметрическая съемка. Крупномасштабная съемка горных районов может быть выполнена методом наземной стереофотограмметрии. Полевые работы в этом случае начинают с выбора базисов, с которых можно заснять фототеодолитом всю территорию без мертвых пространств, разрывов, излишних перекрытий и при этом получить на плане изображение наиболее удаленных предметов и контуров местности с требуемой точностью. Базисы располагают параллельно об-

щему направлению снимаемого участка с учетом возможности их геодезической привязки.

Рекомендуют следующие максимальные дальности съемки:

для	масштаба	1:5000	—2 *км*
»	»	1:2000	—1 »
»	»	1:1000	—0,6 »
»	»	1:500	—0,3 »

Величину базиса фотографирования подсчитывают по формуле

$$B = \frac{Ym_p}{\left(\frac{m_Y}{Y}\right) f_k}, \qquad (I.40)$$

где Y — максимальное отстояние при съемке; m_p — средняя квадратическая ошибка измерения горизонтальных параллаксов ($m_p = \pm 0{,}005$ *мм*); $\frac{m_Y}{Y}$ — относительная ошибка определения отстояния ($^1/_{1000}$—$^1/_{2000}$); f_k — фокусное расстояние камеры.

Длина базисов колеблется в пределах от $Y/_{20}$ до $Y/_4$, т. е. угол засечки изменяется от 3 до 16°. В среднем принимают $B = Y/_{10}$. Базис измеряют параллактическим методом при помощи двухметрового жезла со средней квадратической ошибкой порядка $^1/_{3000}$—$^1/_{5000}$.

Фотосъемку местности производят с левой и правой точек базиса при нормальных и равномерно отклоненных вправо и влево оптических осях камеры (иногда и при конвергентных осях). Общий угол захвата местности тремя снимками (влево, прямо, вправо) составляет около 105°.

Одновременно левую станцию привязывают к геодезической основе и прямыми засечками определяют с базиса 3—4 контрольные точки (выделяющиеся местные предметы или специально установленные цели), расположенные на ближнем и дальнем расстоянии.

Материалы съемок обрабатывают на стереоавтографе. Точность метода достаточна для составления планов самых крупных масштабов с сечением рельефа через 0,5 *м*.

Геодезические методы съемки. Геодезическая съемка заводских и городских территорий с капитальной застройкой, как правило, выполняется аналитическим методом. При этом фасады зданий и ситуацию проездов снимают со стороны теодолитного хода способами прямоугольных и полярных координат и линейных засечек с использованием при необходимости оптических дальномеров. Рельеф снимают нивелированием проездов по поперечникам. Внутриквартальную ситуацию и рельеф снимают тахеометром.

Применяют также комбинированный способ, в котором координаты углов кварталов и капитальных сооружений определяют одновременно с проложением ходов съемочного обоснования. По координатам эти точки наносят на план масштаба 1 : 500, на котором при помощи мензулы и кипрегеля доснимают все детали ситуации и рельеф местности. Как обычно, обмеряют габариты зданий и составляют абрисы.

Съемка малозастроенных площадок выполняется мензульным или тахеометрическим методом с использованием автоматов: диаграммного кипрегеля и авторедукционного тахеометра. Для измерения расстояний могут быть применены оптические дальномеры.

Расстояния, измеренные на планах, не должны отличаться от контрольных промеров в натуре на величину: на проездах $\pm 0{,}3$ *мм* M; внутри кварталов $\pm 0{,}5$ *мм* M, где M — знаменатель масштаба плана.

Для высотной съемки площадок с пологим рельефом применяют геометрическое нивелирование, всхолмленных и овражных — тригонометрическое. Расстояние между пикетными точками на плане не допускают больше 2 *см*.

Независимо от метода съемки на застроенных территориях должны быть определены аналитические координаты углов капитальных зданий и сооружений, вершин поворотов, пересечений и примыканий дорог, центров узловых колодцев подземных коммуникаций. На закруглениях трасс находят элементы кривых. Нивелируют и определяют отметки головок рельсов и бровок дорожного полотна, площадок складских помещений, полов и отмосток зданий, лотков и крышек колодцев, вершин и оснований земляных сооружений и др.

На планах показывают все инженерно-геологические выработки с отметкой их устья, водомерные посты, гидрологические и морфометрические створы, отметки уровней водотоков, скорости течений. При промерах глубин изображают рельеф дна.

Особо обращают внимание на съемку мест с неблагоприятными геологическими условиями. Наносят имеющиеся карстовые воронки с отметками их дна; оконтуривают оползневые участки и указывают отметки верха и низа оползня, направление смещения, места выходов грунтовых вод; показывают заболоченные участки.

§ 8. Съемка подземных коммуникаций

Требования к точности съемки. Современное промышленное и городское строительство характеризуется большой сетью подземных коммуникаций, число которых вдоль отдельных проездов может доходить до нескольких десятков. Для нормальной эксплуатации сооружений, их реконструкции и расширения необходимо

иметь точные и полные планы подземного хозяйства с отражением в них всех имевших место изменений и дополнений. Однако исполнительная съемка коммуникаций в открытых траншеях (до их засыпки) не всегда проводится, в результате чего составление планов подземных сетей превращается в сложную задачу, требующую применения особых методов и приборов.

С точки зрения геодезических измерений все подземные коммуникации могут быть разделены на три вида.

1. Самотечные трубопроводы, требующие строгого соблюдения заданных уклонов. Это главным образом различные виды канализации, построенные из железобетонных, асбоцементных и других неметаллических труб и имеющие самую большую глубину залегания.

2. Напорные трубопроводы, транспортирующие под высоким давлением жидкостные и газовые продукты. Это в основном металлические трубопроводы с глубиной залегания 1—2 *м*.

3. Кабельные линии разного напряжения и назначения с глубиной залегания 0,5—1 *м*.

Требования к точности плановой съемки всех видов коммуникаций почти одинаковые. На застроенных территориях средняя квадратическая ошибка положения отдельных линий между собой и по отношению к фундаментам сооружений допускается ±0,10—0,15 *м*. На незастроенной территории и подходах с редкой сетью коммуникаций эта ошибка может доходить до 0,5 *м*.

Точность высотной съемки коммуникаций зависит от требований к соблюдению проектных отметок и уклонов. Для самотечных трубопроводов ошибки в отметках лотков соседних колодцев допускают не более ±0,5—1 *см*, и съемки производят геометрическим нивелированием. В напорных трубопроводах уклоны выдерживаются с меньшей точностью, и здесь возможно применение тригонометрического нивелирования. На кабельных линиях глубина заложения определяется простым промером от поверхности земли.

На промышленных и городских территориях подземные сети снимают в масштабе 1 : 500.

Методы съемки. Самой простой и в то же время самой точной и достоверной является исполнительная съемка уложенных коммуникаций в незасыпанных траншеях. В плане узловые колодцы и вершины поворотов привязывают к пунктам геодезического обоснования или к осям сооружений, применяя для линейных промеров оптические дальномеры. В высотном отношении трубопровод нивелируют.

На территориях, где не производилась вертикальная планировка (подходы к строительным площадкам, участки нефте-газопромыслов и др.), хорошие результаты по выявлению давно уложенных подземных сетей дает крупномасштабная аэрофото-

съемка. Предварительно в натуре маркируют все обнаруженные колодцы и выходы сетей. Изучая аэроснимки под стереоскопом, прослеживают линии отдельных коммуникаций. Демаскирующими признаками при этом служат: впадины или насыпи грунта вдоль траншей, отличие тона грунта засыпанной траншеи от окружающей среды, отличие растительности на траншее и местности и др.

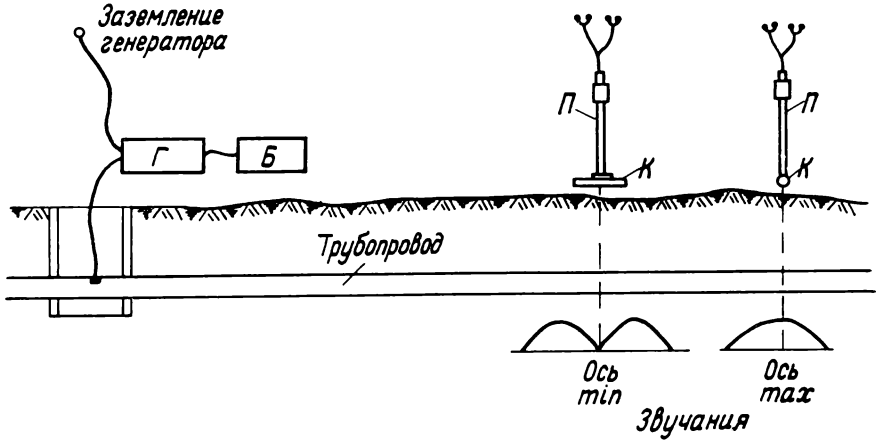


Рис. 6. Применение трубо-кабелеискателя при съемке

При составлении планов подземных сетей заводских территорий, где отсутствует исполнительная документация, для выявления коммуникаций часто прибегают к шурфованию, т. е. рытью поперечных глубоких траншей на некотором расстоянии одна от другой. Этот метод весьма дорогостоящий, однако он не гарантирует от пропусков и ошибок. Особую трудность представляет съемка бесколодезных поворотов подземных линий.

Применение трубо- и кабелеискателей. В последнее время для съемки подземных сетей используют специальные трубо- и кабелеискатели (ТКИ), или, как их иногда называют, трассоискатели (ВТР). Эти приборы состоят из трех основных узлов (рис. 6): генератора *Г* низкой частоты (1000—2000 *гц*), источника питания *Б*, приемного устройства *П* с поисковым контуром *К* и рассчитаны на определение планового положения и глубины залегания металлических трубопроводов и кабельных линий.

Наибольшее распространение получили трубо- и кабелеискатели, основанные на принципе электромагнитной индукции. При подключении работающего генератора к трубопроводу вокруг последнего создается переменное магнитное поле, которое улавливается при помощи приемного устройства передвигающимся наблюдателем.

Приемное устройство включает в себя поисковый контур и уси-

литель со звуковой индикацией (головные телефоны) и визуальной индикацией (микроамперметр). При расположении поискового контура перпендикулярно направлению искомой линии ее плановое положение определяется по признаку максимального сигнала. Для контроля и повышения точности поисковый контур располагают параллельно линии, вторично определяя ее плановое положение по минимальному сигналу.

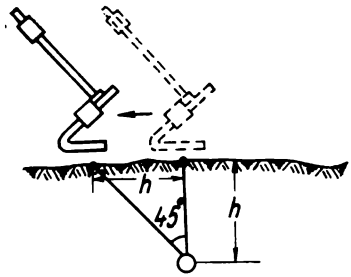


Рис. 7. Определение глубины коммуникации

Чтобы определить глубину залегания коммуникации, поисковый контур располагают перпендикулярно ее оси и, наклонив его к горизонту под углом 45°, отводят в сторону до точки, где сигнал будет отсутствовать или будет наиболее слабым. Расстояние h между найденной точкой и осью коммуникации и будет равно глубине залегания последней (рис. 7).

С подключением генератора (контактным способом) отыскивают главным образом трубопроводные сети. Генератор подключают к сооружению при помощи соединительных проводов обычно в колодце и, кроме того, к заземлителю, расположенному перпендикулярно линии в 10—20 *м*. Без переключения генератора съемочные работы удовлетворительного качества можно выполнять на расстоянии до 1—2 *км*.

Действующие кабельные линии легко обнаруживаются приемным устройством по их собственному магнитному полю без подключения генератора. На застроенных территориях, где много блуждающих токов, трубопроводы неглубокого залегания (1—2 *м*) также могут быть обнаружены одним приемным устройством (без подключения генератора).

По опытным данным, в благоприятных условиях (нет сильных помех) средняя квадратическая ошибка определения планового положения трубопроводов и кабелей составляет ±10—15 *см*. Примерно с такой же точностью определяется глубина их заложения, если ее величина не превышает 1—2 *м*. При большей глубине ошибка возрастает до $^1/_{10}$ ее значения.

На площадках с большим количеством подземных сетей сильно возрастают помехи и точность съемки коммуникаций резко понижается. Здесь и при контактном способе могут быть пропущены отдельные ответвления и даже целые линии. Весьма трудно отличить коммуникации, идущие рядом. На подходах к подстанциям и промышленным установкам, где в отдельных каналах сосредоточено большое количество кабельных линий и технологических трубопроводов, при помощи трубокабелеискателей можно опреде-

лить лишь полосу ввода коммуникаций, а не положение каждой линии в отдельности. Поэтому при съемке подземных сетей в неблагоприятных условиях часто приходится в сомнительных местах прибегать к шурфованию.

Для обнаружения трубокабелеискателями неметаллических трубопроводов (бетонных, асбоцементных, керамиковых) приходится пропускать в канализацию металлический провод с поплавками или добавлять в воду вещества, превращающие ее в электролит.

Для успешного применения трубокабелеискателей на промышленных и городских территориях требуется определенный навык в работе с прибором и проведение больших подготовительных работ: составление схем подземных сетей по имеющимся проектным и разбивочным документам, указаниям специалистов и др.; тщательное обследование в натуре всех смотровых колодцев и выходов сетей; составление плана ходов по отдельным видам коммуникаций с геодезической привязкой линий и колодцев и т. д.

Из сказанного следует, что применение современных трубокабелеискателей облегчает отыскание отдельных видов трубопроводов и кабельных линий, но не решает проблемы съемки подземного хозяйства в целом. Главным методом съемки, дающим наиболее достоверный и полноценный материал и наибольший экономический эффект, был и остается метод исполнительной съемки коммуникаций в незасыпанных траншеях, т. е. в процессе их строительства.

Глава II

ТРАССИРОВАНИЕ ЛИНЕЙНЫХ СООРУЖЕНИЙ

§ 9. Общие сведения о трассе и трассировании

Элементы трассы. Трассой называется ось проектируемого линейного сооружения, обозначенная на местности или нанесенная на топографическую карту и материалы аэрофотосъемки. Основными элементами трассы являются: план — ее проекция на горизонтальную плоскость и продольный профиль — вертикальный разрез по проектируемой линии.

В плане трасса состоит из прямых участков разного направления, сопрягающихся между собой горизонтальными кривыми постоянного и переменного радиуса кривизны. Радиусы кривизны по возможности назначают большими (500—1000 *м* и более).

В продольном профиле трасса состоит из линий различного уклона, при необходимости соединяющихся между собой вертикальными круговыми кривыми.

Так как уклоны трасс обычно небольшие, то для наглядности их изображения вертикальный масштаб продольного профиля обычно делают в 10 раз крупнее, чем горизонтальный (например, горизонтальный масштаб 1 : 10 000, вертикальный — 1 : 1000).

Для характеристики местности и проектируемого линейного сооружения в направлениях, перпендикулярных трассе, составляют поперечные профили в одинаковом горизонтальном и вертикальном масштабах (1 : 100 и др.).

На ряде трасс (электропередач, канализации) горизонтальных и вертикальных кривых не проектируют, и трасса представляет собой пространственную ломаную линию.

Категории трасс. По условиям прохождения на местности автомобильных и железных дорог, трубопроводов и др. различают долинные, водораздельные, косогорные, поперечно-водораздельные трассы.

Долинная трасса (рис. 8, *I*) укладывается на одной из надпойменных террас долины. Она обычно имеет спокойный план и профиль, но пересекает большое число водотоков и требует возведения дорогостоящих переходов, что сильно увеличивает ее

стоимость. Иногда от долинной трассы приходится отказываться из-за неблагоприятных геологических условий.

Водораздельная трасса (рис. 8, *IV*) идет по наиболее высоким отметкам местности. В плане трасса сравнительно сложна, но объемы работ небольшие, искусственных сооружений мало,

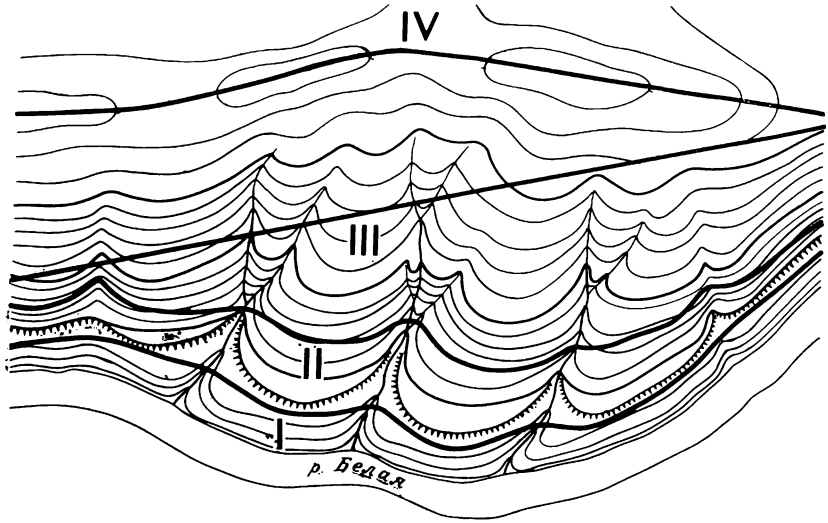


Рис. 8. Категории трасс

геологические условия благоприятные. Это выгодно отличает водораздельную трассу, особенно в равнинных и среднепересеченных районах. Однако в холмистой местности водоразделы часто бывают узкие и извилистые, поэтому трассу приходится крайне усложнять, что в значительной степени уменьшает ее преимущества перед другими категориями трасс.

Косогорная трасса (рис. 8, *II*) располагается на склонах гор. Она может быть запроектирована с очень плавным уклоном, но обычно весьма извилиста в плане, с большим количеством переходов. Здесь часто встречаются обвалы, осыпи, селевые потоки, которые затрудняют эксплуатацию линии.

Поперечно-водораздельная трасса (рис. 8, *III*) пересекает долины и водоразделы. В плане трасса близка к прямой; в продольном профиле часто встречаются затяжные предельные уклоны; приходится строить сложные переходы. Это наиболее дорогостоящая трасса.

На практике редко бывают случаи, чтобы магистральная трасса располагалась вдоль долины или целиком шла по водоразделу. Обычно в зависимости от характера местности сочетают различные категории трасс.

Параметры трассирования. Трасса должна удовлетворять определенным требованиям, которые устанавливаются техническими условиями на ее проектирование. Задаются предельно допустимые (руководящие) уклоны, минимально возможные радиусы кривых, габариты приближений и т. д.

Комплекс инженерно-изыскательских работ по отысканию трассы, отвечающей всем требованиям технических условий и дающей наибольший экономический эффект, называется трассированием.

Если трасса проектируется по топографическим планам и картам или материалам аэрофотосъемки, то трассирование называют камеральным; если она выбирается непосредственно на местности, — то полевым. Оптимальную трассу находят путем технико-экономического сравнения конкурирующих вариантов.

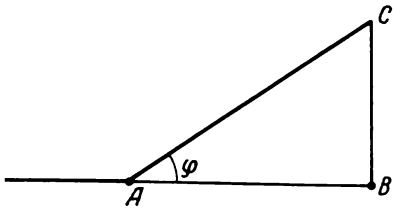


Рис. 9. Удлинение трассы

Различают трассирование по высотным параметрам, когда главное внимание уделяется обеспечению допустимых уклонов трассы (самотечные трубопроводы, каналы), и по азимутальным параметрам, когда уклоны местности мало влияют на проектирование трассы (напорные трубопроводы, линии электропередач и связи) и основная задача состоит в проложении наиболее короткой, экономически выгодной трассы.

Трассы таких сооружений, как железные и автомобильные дороги, судоходные каналы, где необходимо выдержать и допустимые уклоны, и правильное сопряжение прямых и кривых участков, являются наиболее сложными и трассируются по смешанным, высотно-азимутальным параметрам.

Трассирование в равнинной местности. Положение трассы в равнинных районах определяется контурными препятствиями, т. е. ситуацией. Так как средний уклон местности здесь меньше допустимого проектного уклона, то обычно стремятся иметь прямую трассу, ведя трассирование по заданному направлению (*азимуту стремления*). Однако встречающиеся препятствия в виде водотоков, болот, больших оврагов, а также населенные пункты, ценные сельско-хозяйственные угодья и др. заставляют отклонять трассу AB (рис. 9) в ту или иную сторону. Каждый угол поворота φ дает некоторое удлинение трассы. Относительная величина этого удлинения λ может быть подсчитана по формуле

$$\lambda = \frac{AC - AB}{AB}$$

или

$$\lambda = \frac{1 - \cos\varphi}{\cos\varphi}, \qquad \text{(II.1)}$$

так как

$$AC = \frac{AB}{\cos\varphi}.$$

В зависимости от величины угла поворота φ относительное удлинение будет равно:

φ в градусах	10	20	30	40	50	60
λ в процентах	1,5	6,4	15,5	30,5	55,5	100

Из приведенных данных видно, что углы поворота 10—20° незначительно удлиняют трассу.

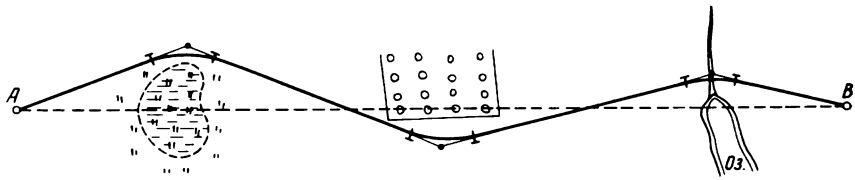


Рис. 10. Правила трассирования

Для получения наиболее короткой трассы в равнинных районах придерживаются следующих правил трассирования:

1. Трассу прокладывают по прямой от одного контурного препятствия к другому (рис. 10). Необходимость отклонения трассы от прямой и назначения угла поворота должна быть обоснована.

2. Вершины углов поворота выбирают против середины препятствия с таким расчетом, чтобы трасса огибала это препятствие.

3. Углы поворота стремятся делать по возможности не более 20—30°, чтобы заметно не удлинять трассу.

Однако на местности со сложной ситуацией положения углов поворота часто определяются условиями наивыгоднейшего пересечения или обхода препятствия. Пример такого участка трассы приведен на рис. 11. Угол поворота *ВУ 1* определяется пересечением продолженной оси улицы и оси выбранного мостового перехода через реку. Угол *ВУ 2* определяется пересечением оси перехода с направлением выбранного обхода заболоченного и покрытого лесом массива. Угол *ВУ 3* находится из условий выгодного пересечения существующей железнодорожной магистрали и т. д. Во всех случаях трассу стремятся расположить на землях, которые имеют наименьшую ценность для народного хозяйства.

В высотном отношении трассу ведут вольным ходом, определяя способом попыток (см. § 12) проектную линию по характерным точкам местности вдоль намеченного направления.

Трассирование в горной местности. Положение трассы в горных районах определяется высотными препятствиями, т. е. рельефом. Так как уклоны горной местности значительно

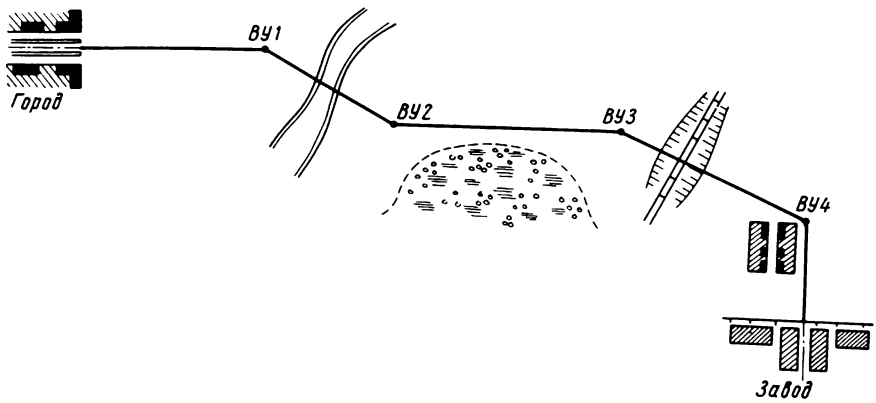


Рис. 11. Выбор углов поворота трассы

превосходят допустимые уклоны трассы, то трассирование здесь ведется так называемым напряженным ходом, когда каждая линия задается предельным уклоном. Чтобы выдержать этот уклон, приходится искусственно удлинять трассу, отклоняя ее на большие углы от прямой, или, как говорят, производить развитие проектируемой линии. Поэтому в горных условиях трасса в плане имеет, как правило, весьма сложную конфигурацию.

При разности h высот двух точек местности и расстояний l между ними средний уклон $i_м$ по прямому направлению между этими точками будет

$$i_м = \frac{h}{l}. \qquad (а)$$

Если величина $i_м$ больше допустимого уклона трассирования $i_{тр}$, то, чтобы провести трассу с заданным уклоном, необходимо ее удлинить до величины l', равной

$$l' = \frac{h}{i_{тр}} = \frac{i_м}{i_{тр}} l. \qquad (б)$$

Величина требуемого развития линии равна

$$\Delta l = l' - l$$

или с учетом (б)

$$\Delta l = l\frac{i_м - i_{тр}}{i_{тр}}. \qquad (II.2)$$

В относительной мере

$$\frac{\Delta l}{l} = \frac{i_м - i_{тр}}{i_{тр}}. \qquad (II.2')$$

Например, при $i_м = 0{,}015$, $i_{тр} = 0{,}012$ относительное развитие $\frac{\Delta l}{l} = 1/4$, т. е. составляет 25% длины трассы.

В зависимости от характера местности применяют различные приемы развития линии. Если требуемое удлинение трассы невелико, то развитие линии происходит путем замены прямолинейного направления на s-образное, называемое **извилиной** (рис. 12). Для значительного удлинения трассы применяют более сложные кривые в виде **петель** с заходом в бокоую долину, **спиралей**, когда трасса, постепенно поднимаясь по высоте, пересекает себя в другом уровне (рис. 13). На автомобильных трассах для развития линии устраивают **серпантины** (см. § 41).

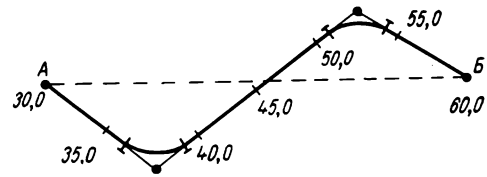


Рис. 12. Извилина

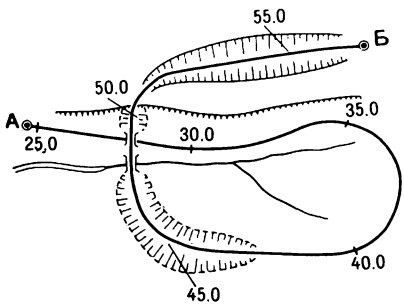


Рис. 13. Спираль

Таким образом, при трассировании в горных условиях требуется соблюдение следующих правил:

1. Трассу ведут предельным уклоном, придерживаясь так называемой линии нулевых работ (см. (§ 12). Уклон уменьшают (или делают равным нулю) лишь на отдельных площадках, заданных в технических условиях.

2. Элементы плана трассы и отметки земли подбирают с учетом заранее составленного проектного профиля и требований сопряжения кривых и прямых.

3. Углы поворота и их величины назначают, исходя из условий соблюдения уклона трассирования и расчетного развития линии; при этом стремятся избегать малых радиусов кривых, на которых необходимо значительное смягчение (уменьшение) допустимого уклона.

§ 10. Технология изысканий магистральных трасс

Задачи изысканий. В процессе изысканий трасс решаются две основные задачи:

1. Выбор оптимального варианта трассы, расположенной в благоприятных условиях и требующей на строительство и эксплуатацию минимальных расходов.

2. Сбор необходимых топографо-геодезических, инженерно-геологических, гидрологических и других материалов и данных для составления проекта трассы и всех сооружений на ней.

В соответствии со стадиями проектирования различают предварительные изыскания и окончательные изыскания трассы.

Предварительные изыскания

Предварительные изыскания стремятся проводить главным образом камеральным путем, используя имеющиеся топографические и геологические карты, материалы аэрофотосъемки, данные изысканий прежних лет. В результате этих изысканий определяются принципиальное направление трассы и ее основные технические параметры, а также даются в первом приближении проектные решения по выбранному варианту.

Определение воздушной линии. Изыскания трасс большого протяжения начинают с изучения обзорно-топографических карт (масштаб 1 : 200 000—1 : 1 000 000). На этих картах отмечают начальный и конечный пункты трассы, а также промежуточные пункты, заданные руководящей инстанцией или выявленные в процессе экономических изысканий. Эти пункты называют опорными пунктами трассы.

Прямые, соединяющие на карте опорные пункты, создают так называемую воздушную линию (рис. 14), к которой, как наиболее короткой, стремятся приблизить проектируемую трассу. Для трасс большого протяжения следовало бы строить между опорными пунктами на карте геодезическую линию и ее принимать за основу при трассировании. Однако исследования показывают, что на карте масштаба 1 : 500 000 воздушная прямая длиной в 800 *км* имеет наибольшее отклонение от положения геодезической линии около 2 *км*, а разность в расстояниях не превышает $^1/_{250}$. Следовательно, искажения, возникающие вследствие замены геодезической линии воздушной прямой, пренебрегаемо малы по сравнению с поворотами и удлинениями трассы, вызываемыми контурными и высотными препятствиями.

Придерживаясь воздушной линии, намечают в первом приближении возможные направления трассы между опорными пунктами, обращая главное внимание на выбор мест переходов через крупные естественные препятствия. В дальнейшем намеченные

направления переносят на топографическую карту масштаба 1 : 100 000—1 : 25 000.

Выбор вариантов трассы. На топографической карте с учетом подробного изображения ситуации и рельефа уточняют на каждом направлении в первую очередь наиболее трудные участки

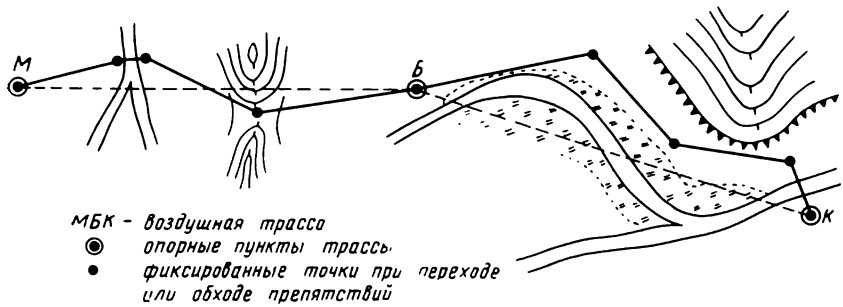


Рис. 14. Воздушная линия

трассы (так называемые фиксированные точки): места переходов через крупные водотоки и озера, горные перевалы, точки примыкания к опорным пунктам, места пересечений существующих магистралей и др.

Одновременно по имеющимся геологическим и почвенным картам изучают инженерно-геологические и гидрогеологические условия вдоль намеченных вариантов и вносят коррективы с целью обхода трассой болот, оползней, карстовых районов и других неблагоприятных в геологическом отношении мест.

Для каждого из вариантов составляют по карте продольный профиль, подсчитывают длины отдельных участков, количество переходов через препятствия и пересечений, примерные объемы работ и путем технико-экономического сравнения выбирают из них наиболее выгодные для дальнейших обследований.

При отсутствии на район изысканий топографической карты масштаба 1 : 25 000 используют для выбора направления трассы фотосхемы, которые составляют по аэроснимкам имеющихся залетов.

Иногда изготовляют стереофотосхемы, состоящие из двух частей, которые монтируются соответственно из левых и правых половинок аэроснимков. Рассматривая под стереоскопом обе части стереофотосхемы, получают наглядное представление о рельефе местности на значительной территории.

Аэрофотосъемка полосы варьирования. В сложных условиях для выбора основного направления трассы приходится производить аэрофотосъемку полосы, охватывающей конкурирующие варианты, и составлять стереофотограмметрическим методом изыс-

кательские планы. Перед аэрофотосъемкой производят аэровизуальную разведку, в процессе которой с вертолета или самолета изучают топографические и геологические условия вдоль намеченных вариантов трассы и собирают сведения для общей инженерно-строительной оценки каждого из них. В результате аэровизуальной разведки отбрасывают явно негодные варианты, уточняют положение конкурентоспособных вариантов и намечают границы аэрофотосъемочных маршрутов.

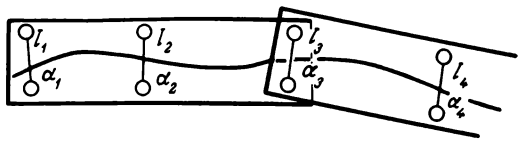


Рис. 15. Изолированные базисы

Для составления изыскательских планов в масштабе 1 : 10 000 с сечением рельефа 5 *м* аэрофотосъемку выполняют в маштабе 1 : 25 000—1 : 30 000. Для крупномасштабных планов, переходов, площадок, примыканий, а также для целей инженерного дешифрирования целесообразно иметь масштаб аэрофотосъемки порядка 1 : 10 000—1 : 15 000. В ряде случаев выполняют двухмасштабную аэрофотосъемку: в мелком масштабе — для развития фототриангуляционных сетей и создания изыскательных планов вариантов и в более крупном масштабе — для составления крупномасштабных планов сложных участков и дешифрирования.

Привязка аэроснимков При аэроизысканиях наиболее трудоемким процессом является полевая привязка аэроснимков, которая может быть произведена различными геодезическими методами.

Для облегчения плановой привязки иногда применяют так называемый метод *изолированных базисов*. В этом методе не развивают вдоль маршрута, как обычно, единой системы координат, в которой и определяется положение опознаков, а измеряют только длины и азимуты отдельных, не связанных между собой линий (базисов), расположенных через 10—20 и более стереопар. Длина этих линий должна примерно равняться базису аэрофотосъемки, а их конечные точки, совпадающие с четкими контурами (как опознаки), по возможности должны располагаться на направлениях, перпендикулярных оси маршрута (рис. 15).

Длины базисов измеряют со средней квадратической ошибкой порядка $^1/_{1500}$. Азимуты определяют или астрономическим путем, или при помощи гидротеодолитов с ошибкой $\pm 1'$.

Используя длины и направления базисов, в камеральных условиях развивают фототриангуляционные ряды, на основе которых трансформируют аэроснимки и монтируют фотопланы.

Высотная привязка аэроснимков выполняется в *единой си-*

стеме высот (обычно абсолютной). В методе изолированных базисов для этого используют высотные ходы.

Все более широкое применение для привязки аэроснимков полосы варьирования находит радиодальномерная полигонометрия в сочетании с геодезическим нивелированием. Для высотной привязки также используют аэрорадионивелирование. Одновременно с привязкой аэроснимков выполняют выборочное топографическое и инженерно-геологическое дешифрирование.

Выбор направления трассы. Полевое обследование. В результате стереофотограмметрической обработки аэроснимков получают изыскательский план полосы варьирования и подробные планы сложных участков трассы. Кроме того, по данным полевого и камерального геологического дешифрирования составляют инженерно-геологическую фотокарту. На основании этих документов выбирают оптимальный вариант трассы для полевого обследования.

В процессе полевого обследования подробно изучают природные условия вдоль выбранного варианта трассы, особенно на сложных переходах и пересечениях, в местах с неблагоприятной геологией. При необходимости уточняют и исправляют положение трассы, закрепляя в натуре фиксированные точки.

Выбранное направление трассы предварительно согласовывают с местными Советами и заинтересованными ведомствами и предприятиями. Дополнительно при полевом обследовании собирают сведения для разработки схем и расчетов искусственных сооружений, подсчетов объемов работ, использования карьеров строительных материалов и др.

На основании предварительных изысканий дается технико-экономическое обоснование выбора направления трассы и определяются общие проектные решения.

Важнейшая роль на этой стадии изысканий принадлежит аэрометодам. Аэрофотосъемка дает возможность в короткие сроки тщательно изучить топографические и геологические условия на больших территориях и выбрать наиболее выгодный вариант трассы. При использовании аэроснимков значительно сокращаются полевые геологические и гидрогеологические работы. По аэроснимкам легко определяются места с неблагоприятными геологическими условиями. По особенностям изображения местности, его тону и виду, по характеру и формам рельефа, изучаемого под стереоскопом, по типу и сочетанию растительности можно определить примерный состав пород, их однородность, степень увлажнения и распространения, а также ряд гидрометрических данных: характер русла и поймы рек, интенсивность размыва берегов, речные отложения, тип и глубины болот и др. Особенно повышается качество инженерно-геологического дешифрирования на цветных и спектрозональных аэроснимках.

Окончательные изыскания трассы

Окончательные, или подробные, изыскания трассы — это в основном полевые изыскания, которые проводятся по утвержденному направлению комплексными изыскательскими партиями. Главными задачами этой стадии изыскания являются:

1) установление на местности точного, закрепленного положения трассы, к пикетажу которой привязывают все проектируемые сооружения;

2) сбор достоверных и полных материалов и данных: топографо-геодезических, инженерно-геологических, гидрологических и других для составления проекта трассы.

В подготовительный период, до выезда в поле, подробно изучают материалы предварительных изысканий. По этим материалам составляют схему расположения трассы с указанием пикетажа, направления прямых участков (азимутов стремления), положения фиксированных точек и пунктов геодезической основы; вычисляют аналитические координаты для перенесения на местность вершин углов поворота; перерисовывают схемы ходов по привязке аэроснимков, абрисы опознаков; перевычисляют координаты пунктов от частных начал в общую систему, на стыках координатных зон — из одной зоны в другую.

Тщательно исследуют и юстируют все геодезические, гидрометрические и геофизические инструменты и приборы; при необходимости они эталонируются и получают новые уравнения.

В процессе полевых изысканий, на основании проекта трассы и детальной рекогносцировки местности, определяют в натуре положение углов поворота и производят трассировочные работы: вешение линий, измерение углов и сторон хода, разбивку пикетажа и поперечников, нивелирование, закрепление трассы, а также крупномасштабную съемку переходов, пересечений, примыканий, мест со сложным рельефом и т. д. (см. § 13 и 14).

Одновременно выполняют детальные инженерно-геологические, гидрометрические, почвенные и другие обследования трассы; детальную разведку карьеров строительных материалов.

Положение трассы окончательно согласовывают с местными Советами, заинтересованными ведомствами, управлениями, предприятиями.

На основании подробных полевых изысканий составляют проект трассы, состоящий из рабочих чертежей на все сооружения, пояснительной записки с обоснованиями, расчетами, ведомостями объемов работ, документами согласований, геодезическими данными и др. смет. Непосредственно перед строительством проводят восстановление трассы на местности.

§ 11. Аэрорадионивелирование

Сущность способа. Как известно, при аэрорадионивелировании превышения точек местности вдоль линии полета определяются при помощи одновременного фиксирования показаний радиовысотомера и статоскопа (рис. 16).

Радиовысотомер представляет собой импульсную радиолокационную установку, фиксирующую текущие высоты полета над земной поверхностью (H_1, H_2...). Статоскоп является дифференциальным барометром и определяет взаимные превышения центров проектирования (ΔH_1, ΔH_2...).

Если исходная изобарическая поверхность J, от которой отсчитываются показания статоскопа, параллельна уровенной поверхности U исходной точки N_1, то согласно рис. 16 имеем

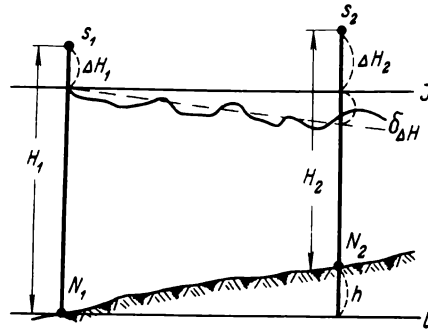


Рис. 16. Принцип аэрорадионивелирования

$$H_1 - \Delta H_1 = H_2 - \Delta H_2 + h,$$

откуда превышение между точками местности N_1 и N_2

$$h = (H_1 - H_2) - (\Delta H_1 - \Delta H_2). \qquad (II.3)$$

Зная абсолютную отметку исходной точки, по превышениям, полученным из аэрорадионивелирования, можно определить отметки всех последующих точек.

Однако изобарическая поверхность, как правило, не параллельна уровенной и имеет некоторый общий наклон с дополнительными местными искривлениями, которые совместно искажают показания статоскопа. Величина поправки за систематический наклон изобарической поверхности может быть подсчитана по приближенной формуле, выведенной С. А. Бутлером [1],

$$\delta_{\Delta H} = -\frac{\omega v}{g} s \sin\varphi \sin 2\psi, \qquad (II.4)$$

где ω — угловая скорость вращения Земли ($7{,}29 \cdot 10^{-5}$ $1/сек$); g — ускорение силы тяжести ($9{,}8$ $м/сек^2$); v — воздушная скорость самолета; s — длина маршрута от начальной точки до определяемой; φ — широта места; ψ — угол сноса самолета (положительный при сносе влево),

или

$$\delta_{\Delta H} = -0{,}002 v_{км/ч} s_{км} \sin\varphi \sin 2\psi. \qquad (II.4')$$

Следует иметь в виду, что высоты, фиксируемые радиовысотомером, также содержат искажения общего и местного характера, которые в зависимости от вида подстилающего слоя земной поверхности могут доходить до 2—3 *м* и более. Поправки за влияния этих искажений δ_H необходимо определять опытным путем и учитывать при аэрорадионивелировании.

Таким образом, уточненная формула аэрорадионивелирования будет иметь вид

$$h = (H_1 - H_2) - (\Delta H_1 - \Delta H_2) + \delta_{\Delta H} + \delta_H . \qquad (II.5)$$

Точность. На основании формулы (II.5) средняя квадратическая ошибка определения превышений способом аэрорадионивелирования будет

$$m_h^2 = 2m_H^2 + 2m_{\Delta H}^2 + m_{\delta_{\Delta H}}^2 + m_{\delta_H}^2 . \qquad (II.6)$$

При уравнивании хода аэрорадионивелирования между высотными пунктами (опорными площадками) влияние систематических источников ошибок в значительной мере устраняется и в самом слабом месте хода

$$m_{h_{\text{ур}}} = \sqrt{\frac{m_H^2 + m_{\Delta H}^2}{2} + \frac{m_{\delta_{\Delta H}}^2 + m_{\delta_H}^2}{4}} . \qquad (II.7)$$

Приняв для средних условий $m_H = \pm 2$ *м*; $m_{\Delta H} = \pm 1{,}5$ *м*; $m_{\delta_{\Delta H}} = \pm 2$ *м*; $m_{\delta_H} = \pm 1$ *м*, получим $m_{h_{\text{ур}}} = \pm 2$ *м*.

По опытным данным, в равнинной местности ходы аэрорадионивелирования, опирающиеся на геодезические пункты, обеспечивают определения высот со средней квадратической ошибкой порядка ±2—3 *м*. В горных районах эта ошибка может быть в несколько раз больше.

В отечественном способе аэрорадионивелирования показания радиовысотомера и статоскопа синхронно фиксируются фотографическим путем на пленках лишь в момент экспонирования земной поверхности, т. е. этим способом определяют только отметки точек надира, используя их для высотной привязки аэроснимков.

Аэропрофилограф. В заграничной практике на основе аэрорадионивелирования создан особый прибор — аэропрофилограф, автоматически записывающий профиль земной поверхности вдоль линии полета. Этот прибор состоит из высокочастотного радиовысотомера (длина волны 1,25 *см*) с узкой диаграммой направленности в надир (около 1°), электронного мембранного статоскопа и интегрирующего устройства, суммирующего непрерывные показания первых двух приборов согласно формуле (II.3) и учитывающего поправку за наклон изобарической поверхности. Необходимые для этого текущие значения скорости v и угла сноса ψ определяются при помощи доплеровской системы.

Профиль местности (относительно начальной точки) непрерывно фиксируется на графике. При этом имеется возможность отдельной фотокамерой, оптическая ось которой параллельна линии направления антенны, выборочно фотографировать полосу местности, отражающую импульсы, в частности площадки и водоемы с известными отметками, которые могут быть использованы как опорные при уравнивании аэрорадионивелирования.

Ошибка построения профиля в равнинной местности составляет в среднем ±3—4 *м*.

В последнее время ведутся разработки лазерного высотомера с весьма узким пучком излучения (1—2′). По исследованиям за рубежом высоты полета в 500—3000 *м* определяются таким прибором с ошибкой порядка 0,5—1 *м*.

§ 12. Камеральное трассирование

Трассирование по топографическим картам. Камеральное трассирование линейных сооружений производится главным образом на предварительной стадии изысканий. Однако на местности со сложным рельефом прибегают к трассированию по крупномасштабным планам и в процессе окончательных полевых изысканий. 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 по карте кратчайшую трассу и составляют по ней продольный профиль с проектом красной линии. На основании анализа продольного профиля выявляют места, в которых трассу целесообразно сдвинуть вправо или влево, чтобы отметки местности ближе подходили к проектным. Эти места вновь трассируют и составляют улучшенный проект трассы.

В горных условиях на участках напряженных ходов самым распространенным приемом камерального трассирования является нахождение на топографической карте в заданном направлении линии предельно допустимого уклона для данной категории трассы или, как его называют, «ход раствором циркуля».

Пусть, например, необходимо на карте из точки A провести трассу в юго-восточном направлении с предельным уклоном $i_{тр}$ (рис. 17). Для этого по карте данного масштаба $1:M$ и по высоте сечения рельефа h определяют величину заложения для предельного уклона $i_{тр}$:

$$L = \frac{h}{i_{тр}}$$

или в масштабе карты

$$l = \frac{h}{i_{тр}} \cdot \frac{1}{M}. \qquad (II.8)$$

Например, при $h = 5$ *м*; $1 : M = 1 : 25\,000$; $i_{тр} = 0{,}012$

$$l = \frac{5000}{0{,}012} \cdot \frac{1}{25\,000} = 16{,}7 \text{ мм}.$$

Затем из начальной точки *А*, придерживаясь основного направления трассы, раствором циркуля, равным *l*, засекают соседнюю горизонталь. Из полученной точки *Б* вновь засекают этим же раствором циркуля точку *В* следующей горизонтали и т. д. При пересечении оврагов (участок *ВГ*) к тальвегу не спускаются, а переходят сразу на другую сторону, засекая одноименную горизонталь. Так же поступают и при пересечении рек, стремясь чтобы трасса была примерно перпендикулярна направлению течения.

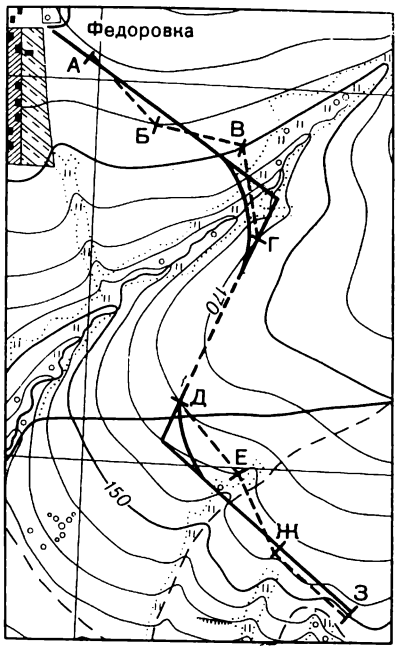


Рис. 17. Трассирование заданным уклоном

В местах, где расстояние между горизонталями больше принятого заложения (*ГД*), т. е., где естественный уклон местности меньше заданного уклона трассирования, точки выбираются свободно в необходимом направлении.

Таким образом, получают на карте точки *А*, *Б*, *В*, *Г*, *Д*, *Е*, *Ж*, ..., образующие линию равных уклонов или так называемую линию нулевых работ. Это значит, что если бы трассу провести по этой линии, то для соблюдения проектного уклона не надо было бы делать ни насыпей, ни выемок. Очевидно, что трассирование такой линии может быть произведено с двух заданных точек навстречу одна другой, при этом можно наметить несколько вариантов.

Так как линия нулевых работ обычно представляет собой весьма извилистую кривую, то для размещения основных элементов плана трассы ее спрямляют; затем вписывают кривые, разбивают пикетаж. По горизонталям определяют черные отметки пикетов и характерных переломов местности и составляют

продольный профиль, по которому проектируют красную линию. В местах, где получаются большие объемы земляных работ, сообразуясь с отметками рельефа на карте, трассу несколько смещают в ту или иную сторону и перепроектируют этот участок.

Из формулы (II.8) следует, что относительная ошибка определения на карте линии заданного уклона

$$\left(\frac{m_{i_{\text{тр}}}}{i_{\text{тр}}}\right)^2 = \left(\frac{m_h}{h}\right)^2 + \left(\frac{m_l}{l}\right)^2. \qquad \text{(II.9)}$$

Так как величина второго члена в правой части этой формулы значительно меньше первого, то им можно пренебречь, приняв

$$m_{i_{\text{тр}}} = \frac{m_h}{h} i_{\text{тр}}. \qquad \text{(II.10)}$$

Средняя квадратическая ошибка взаимного положения на карте горизонталей примерно равна $^1/_5$ высоты сечения рельефа и, следовательно,

$$m_{i_{\text{тр}}} = {}^1/_5\ i_{\text{тр}}, \qquad \text{(II.10')}$$

т. е. заданный уклон $i_{\text{тр}}$ на отдельных участках линии нулевых работ соблюдается с ошибкой порядка $\pm {}^1/_5\ i_{\text{тр}}$. Например, при $i_{\text{тр}}=0{,}020$ в среднем возможны колебания уклонов линий в пределах от 0,016 до 0,024.

Трассирование по стереомоделям. При измерениях на стереоприборах превышения h точек местности вычисляют по формуле

$$h = \frac{H}{b + \Delta p} \Delta p \approx \frac{H}{b} \Delta p, \qquad \text{(II.11)}$$

где H — высота фотографирования; b — базис в масштабе аэроснимка; Δp — разность продольных параллаксов наблюдаемых точек. Следовательно, формула для фотограмметрического определения уклона местности будет иметь вид

$$i = \frac{h}{L} = \frac{H}{Lb} \Delta p, \qquad \text{(II.12)}$$

где L — расстояние между точками на местности. Выразив L через отрезок l в масштабе аэроснимка

$$L = l \frac{H}{f_{\text{к}}},$$

получим

$$i = \frac{f_{\text{к}}}{lb} \Delta p, \qquad \text{(II.13)}$$

где $f_{\text{к}}$ — фокусное расстояние камеры.

Из формул (II.12) и (II.13) легко найти разность продольных параллаксов для заданного уклона трассирования $i_{тр}$:

$$\Delta p = \frac{Lb}{H} i_{тр}, \qquad (II.14)$$

если расстояние берется на местности, и

$$\Delta p = \frac{lb}{f_к} i_{тр}, \qquad (II.14')$$

если расстояние измеряется на аэроснимке.

Средняя квадратическая ошибка фотограмметрического определения уклона составит

$$m_i = \frac{Hi}{Lb} m_{\Delta p} \qquad (II.15)$$

или

$$m_i = \frac{f_к}{lb} m_{\Delta p}. \qquad (II.15')$$

Например, для $H=1000$ *м*, $b=65$ *мм*, $m_{\Delta p}=\pm 0{,}03$ *мм*, $L=100$ *м* получим $m_i=\pm 0{,}005$.

При трассировании по стереомодели ориентирование аэроснимков на приборе (например, стереометре) производят обычным образом, по опорным точкам. Стереоскопически изучая рельеф и ситуацию местности, геологические условия, намечают варианты трассы. В равнинных районах трассирование выполняют способом попыток, определяя фотограмметрическим путем профили вдоль намеченных вариантов и выбирая наиболее выгодные из них.

В холмистых и горных районах строят на стереомодели местности линию нулевых работ, предварительно вычислив по заданному уклону трассирования и принятому расстоянию между пикетами по формулам (II. 14) или (II. 15) величину Δp. Наводят марку на начальный пикет трассы и берут отсчет по параллактическому винту стереометра. Прибавив к этому отсчету вычисленное Δp (с плюсом или минусом в зависимости от знака уклона) и передвинув каретку на расстояние l, находят в направлении трассы точку, в которой марка касается поверхности стереомодели. Эта точка и соответствует уклону трассирования.

Прибавляя к отсчету по параллактическому винту для каждого последующего пикета величину Δp и передвигая каретку на расстояние l, по касанию марки модели определяют положение точек до конца стереопары. Найденную линию нулевых работ спрямляют, отмечают на ней пикеты, определяют их отметки. Затем переходят к следующей стереопаре.

Для автоматизации трассирования по аэроснимкам линии заданного уклона и процесса построения продольных и поперечных

профилей предложен ряд приставок к стереоприборам дифференцированного и универсального типов.

Основной недостаток трассирования по одиночным стереомоделям состоит в том, что при переходе к следующим моделям и анализе продольного профиля приходится возвращаться к уже построенной трассе на предыдущих аэроснимках и переделывать ее на некоторых участках, а это требует повторного ориентирования снимков и, следовательно, значительной затраты времени. Поэтому более удобно использовать для трассирования мультиплекс, на котором можно создать модель местности из большого числа стереопар.

Линию заданного уклона строят на мультиплексе при помощи измерительного столика несколько измененной конструкции. Экран столика может наклоняться; на нем, кроме основной марки в центре, нанесены еще две боковые, расположенные от центральной на расстоянии l. Все три марки лежат на одной прямой, которой можно придать уклон трассирования $i_{тр}$, наклоняя экранчик на величину $\Delta h = l i_{тр}$.

Закончив взаимное и внешнее ориентирование снимков и наметив общее направление трассы, совмещают центральную марку с начальной точкой модели (трассы) и фиксируют ее иглой столика на планшете. Вращая столик около этой точки, находят в направлении трассы вторую точку, в которой боковая марка касается поверхности модели. Эту точку отмечают на планшете карандашом или иглой. Затем, передвигая столик, совмещают иглу центральной марки со второй точкой и, перемещая экранчик по высоте, добиваются касания марки поверхности модели в этой точке. Несколько повертывая столик, вновь находят точку касания боковой марки поверхности модели (третью точку) и т. д.

Соединив отмеченные на планшете точки, получают линию заданного уклона. Придерживаясь этой линии и наблюдая модель, спрямляют трассу и намечают углы поворота, места переходов через препятствия, вписывают кривые. На трассе разбивают пикетаж и определяют при помощи измерительного столика высоты пикетов и характерных точек. На косогорных участках снимают поперечники.

Намеченная на мультиплексе трасса переносится по контурам на фотосхему для полевого обследования. В районах с особо сложным рельефом, где трассирование с помощью столика затруднено, составляют крупномасштабный план, по которому и проектируют трассу.

Метод камерального трассирования по стереомоделям до сих пор является сравнительно трудоемким и не получил широкого применения. Производственные организации предпочитают составлять стереофотограмметрическим методом изыскательские планы

и использовать их как для камерального трассирования, так и для окончательных полевых изысканий.

В заграничной практике для предварительных изысканий трасс применяют анаглифический прибор оптического проектирования — болплекс. В этом приборе на траверсе может быть подвешено до четырех проекторов с уменьшенными в два раза диапозитивами. От мультиплекса этот прибор отличается конструкцией проектора с особым эллипсоидальным осветителем, который обеспечивает резкое изображение всей оптической модели непосредственно в плоскости стола (экрана). Стереоскопически наблюдая модель, намечают варианты трассы, разбивают кривые, пикетаж. Для измерений отметок и построения плана трассы используют измерительный столик, при этом экран прибора автоматически опускают вниз на высоту столика.

Электронно-фотограмметрический метод трассирования. В последние годы получает распространение метод трассирования, в котором предварительное и рабочее проектирование трассы выполняется по материалам *стереофотограмметрических измерений в сочетании с вычислениями на электронной цифровой вычислительной машине* (ЭЦВМ). В этом методе стереомодель местности строится в крупном масштабе на фотограмметрическом приборе высокого класса точности. Прибор дооборудуется координатным регистрирующим устройством и профилоскопом и соединяется с ЭЦВМ. Аэрофотосъемку производят в масштабе 1:6000—1:4000. Опознаки маркируют. Привязку аэроснимков выполняют при помощи электрооптических дальномеров и нивелирования, при этом не только определяют координаты и отметки опознаков, но и развивают геодезическую основу для разбивки трассы в процессе строительства.

После внешнего ориентирования стереомодели на приборе снимают профилоскопом через каждые 20—50 *м* поперечные профили намеченной трассы, автоматически фиксируя на регистрирующем устройстве пространственные координаты характерных точек модели в обычной записи и на перфоленте. В ЭЦВМ эти фотограмметрические координаты преобразуются в геодезические. Одновременно план и продольный профиль направления трассы получают в графическом виде.

Переходя от одной стереопары к другой и фиксируя координаты и отметки характерных точек поперечных профилей, задают в ЭЦВМ цифровую модель полосы местности вдоль направления трассы. По особой программе вводят в машину проектные параметры трассы, данные инженерно-геологических изысканий и другие. В результате подсчетов на ЭЦВМ объемов работ и технико-экономического сравнения вариантов выбирают оптимальную трассу и получают аналитические данные для разбивки на местности ее основных точек от ближайших геодезических пунктов.

§ 13. Полевое трассирование

Перенесение проекта трассы в натуру. Проект трассы, разработанный в камеральных условиях, выносится в натуру по данным привязки углов поворота к пунктам геодезической основы или к ближайшим четким контурам. Данные привязки часто получают графическим путем с топографической карты.

Полевое трассирование начинают с тщательной рекогносцировки местности и выявления существующей вблизи трассы геодезической опоры. Рекогносцировка ведется небольшими участками, по мере продвижения изыскательской партии.

Материалы аэрофотосъемки и крупномасштабные планы значительно облегчают работы по перенесению трассы в натуру и по всему комплексу полевого трассирования, повышая их качество, полноту и сроки выполнения.

Определив в натуре положение соседних углов поворота по данным их привязки и установив в створе ряд вех, обследуют намеченное направление, особенно переходы через водотоки и овраги, пересечения существующих магистралей и другие сложные места. Иногда приходится несколько смещать провешенную линию и передвигать углы поворота, чтобы более удобно разместить элементы плана и профиля трассы и обеспечить минимальный объем строительных работ. Окончательное положение вершин углов поворота закрепляют на местности.

Решение задачи несколько усложняется, если между соседними углами поворотов нет прямой видимости. Направление трассы в этом случае может быть определено несколькими способами.

1. Если вблизи имеется пункт геодезического обоснования с известными координатами, то трассу задают от направления на этот пункт или, при отсутствии непосредственной видимости, от стороны хода, связывающего угол поворота с пунктом. При определении дирекционных углов направлений используют графические координаты углов поворота трассы.

2. В вершине угла поворота определяют астрономический азимут направления на хорошо видимый земной предмет. От этого направления задают трассу по ее дирекционному углу.

3. Между соседними углами поворота прокладывают вытянутый ход; от примычной стороны этого хода задают направление трассы.

4. Направление трассы по ее азимуту устанавливают при помощи гиротеодолита.

5. На производстве часто направление трассы задают по магнитному азимуту или по некоторой точке C, приближенно намеченной по контурам, в створе линии AB (рис. 18). Приближенный створ продолжают до точки C, из которой видна вершина угла поворота B. Если точка C не лежит в створе AB, то измеренный

при ней угол γ будет отличаться от 180°. По величине этого угла и измеренным сторонам $AC=s_1$ и $CB=s_2$ вычисляют угол β, отложив который от первоначально намеченной линии AC, определяют направление створа AB.

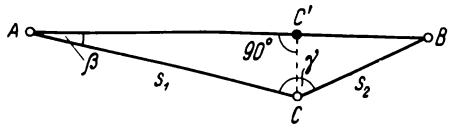


Рис. 18. Разбивка створа

Из треугольника ABC следует, что

$$\sin\beta = \frac{s_2}{s_1}\sin(\beta+\gamma) \qquad (а)$$

или

$$\operatorname{ctg}\beta = \frac{s_1}{s_2\sin\gamma} - \operatorname{ctg}\gamma. \qquad (б)$$

Подсчитаем, с какой точностью необходимо измерять расстояния s_1 и s_2 и угол γ, чтобы средняя квадратическая ошибка определения угла β не превышала $\pm 1'$. Продифференцируем выражение (б) по измеренным аргументам

$$d\beta = -\frac{s_1\sin^2\beta}{s_2\sin\gamma}\cdot\frac{ds_1}{s_1} + \frac{s_1\sin^2\beta}{s_2\sin\gamma}\cdot\frac{ds_2}{s_2} + \frac{\left(\cos\gamma - \frac{s_2}{s_1}\right)\sin^2\beta}{\frac{s_2}{s_1}\sin^2\gamma}\,d\gamma. \qquad (в)$$

Переходя к средним квадратическим ошибкам и принимая

$$\frac{m_{s_1}}{s_1} \approx \frac{m_{s_2}}{s_2} = \frac{m_s}{s},$$

получим

$$m_\beta^2 = 2\rho^2\left(\frac{s_1}{s_2}\right)^2\frac{\sin^4\beta}{\sin^2\gamma}\left(\frac{m_s}{s}\right)^2 + \frac{\left(\cos\gamma - \frac{s_2}{s_1}\right)\sin^4\beta}{\left(\frac{s_2}{s_1}\sin^2\gamma\right)^2}m_\gamma^2. \qquad (II.16)$$

При примерно равном влиянии источников ошибок угловых и линейных измерений, чтобы $m_\beta \leqslant 1'$, необходимо иметь

$$\sqrt{2}\,\rho'\,\frac{s_1}{s_2}\cdot\frac{\sin^2\beta}{\sin\gamma}\cdot\frac{m_s}{s} \leqslant \frac{1'}{\sqrt{2}} \qquad (г)$$

или

$$\frac{m_s}{s} \leqslant \frac{\sin\gamma}{2\rho'\frac{s_1}{s_2}\sin^2\beta} \qquad (II.17)$$

и

$$\frac{\left(\cos\gamma - \frac{s_2}{s_1}\right)\sin^2\beta}{\frac{s_2}{s_1}\sin^2\gamma} m'_\gamma \leqslant \frac{1}{\sqrt{2}} \qquad (д)$$

или

$$m'_\gamma \leqslant \frac{\frac{s_2}{s_1}\sin^2\gamma}{\sqrt{2}\left(\cos\gamma - \frac{s_2}{s_1}\right)\sin^2\beta}. \qquad (II.18)$$

Приняв отношение $\frac{s_2}{s_1}$ равным $^1/_2$—$^1/_3$ и угол β близким к 1—2° ($\gamma \approx 172$—$176°$), получим, что согласно (II.17) относительная

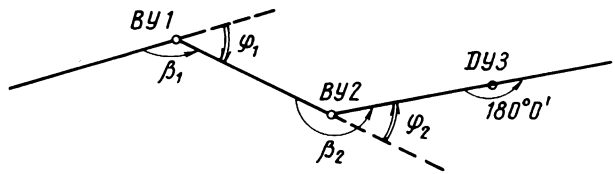


Рис. 19. Угловые измерения на трассе

ошибка измерения расстояния может быть в среднем $^1/_{100}$—$^1/_{200}$, а ошибка измерения угла γ (включая ошибку вешения линии AC) согласно (II.18) — порядка 2—3′. Отсюда следует, что для уточнения направления трассы достаточно проложить между вершинами углов поворота теодолитный ход с измерением расстояний по нитяному дальномеру.

При необходимости точку C, а также любую другую закрепленную точку прямой AC можно перенести в створ линии AB. Из рис. 18 видно, что

$$CC' = s_1 \sin\beta. \qquad (е)$$

Определив тем или иным способом направление трассы на местности между углами поворота, устанавливают дополнительные створные точки и производят по трассе угловые и линейные измерения, разбивку пикетажа, нивелировку, съемочные работы.

Угловые измерения. При трассировании обычно измеряют правые углы хода β_1, β_2 (рис. 19) одним приемом со средней квадратической ошибкой около $\pm 0',5$. Углы поворота трассы определяют, как дополнение правого угла хода до 180°, при повороте линии вправо

$$\varphi_{пр} = 180° - \beta_1, \qquad (II.19)$$

а при повороте линии влево

$$\varphi_л = \beta_2 - 180^\circ. \qquad (II.19')$$

Одновременно с измерением углов определяют прямые и обратные магнитные румбы сторон трассы.

На длинных участках прямых в пределах прямой видимости (примерно через 500—800 *м*) устанавливают створные точки или, как их иногда называют, дополнительные углы. Створные точки задают отложением угла 180° при КП и КЛ, намечая из двух точек среднюю. Угол хода на створной точке измеряют обычным образом. Он не должен отличаться от 180° на величину более $\pm 1'$. В противном случае створную точку перемещают на местности.

Линию между закрепленными точками провешивают, устанавливая вехи по теодолиту примерно через 100 *м*.

Линейные измерения. При трассировании выполняют два вида линейных измерений.

Первое измерение — это определение расстояний между вершинами углов поворота и створными точками. Оно выполняется вместе с угловыми измерениями (как в теодолитных ходах). По результатам этих измерений и данным плановой привязки трассы к пунктам геодезической основы вычисляют координаты углов поворота. При углах наклона местности более 2° в измеренные линии вводят поправки за наклон (со знаком «минус»). В зависимости от условий местности предельную относительную ошибку измерений допускают $^1/_{1000}$—$^1/_{2000}$.

Первое измерение выполняют лентами или оптическими дальномерами. Так как длина сторон трассы обычно большая, то в последнем случае для получения надлежащей точности измерения проводят в благоприятных условиях видимости, тщательно проверяя коэффициент дальномера. Более выгодно стороны трассы измерять малыми свето- или радиодальномерами.

Второе измерение служит для разбивки пикетажа, элементов кривых и поперечных профилей, а также для промеров до точек ситуации, расположенной вблизи трассы. Оно выполняется обычно лентами или другими мерными приборами.

Пикеты устанавливают через каждые 100 *м*. Кроме целых пикетов, отмечают в натуре плюсовые точки: рельефные — характерные перегибы рельефа местности (с точностью до 1 *м*) и контурные — пересекаемые трассой сооружения, водотоки, границы угодий и т. д. (с точностью до 1 *см* или 1 *дм*).

Непосредственно в процессе разбивки пикетажа вводят поправку за наклон местности. Так как расстояние между пикетами должно равняться 100 *м* по горизонтальному проложению, то поправка вводится со знаком плюс. Часто вместо введения поправок за наклон применяют ватерпасовку, т. е.

ленту укладывают примерно горизонтально, проектируя отвесом ее приподнятый конец на землю. Для обеспечения надлежащей точности в этом случае необходимо поддерживать мерный прибор в середине, чтобы иметь небольшую стрелу провеса f. Как известно, ошибка Δl за провисание мерного прибора длиной l определяется по формуле

$$\Delta l = \frac{8}{3} \cdot \frac{f^2}{l} \qquad \text{(II.20)}$$

или

$$\frac{\Delta l}{l} = \frac{8}{3} \cdot \frac{f^2}{l^2}. \qquad \text{(II.20')}$$

Чтобы относительная ошибка $\frac{\Delta l}{l}$ не превышала $^1/_{2000}$, стрела провеса при $l = 20$ *м* не должна быть больше величины

$$f \leqslant l \sqrt{\frac{3}{8} \cdot \frac{\Delta l}{l}} \leqslant 0{,}27 \text{ м}.$$

Учитывая, что эта ошибка систематическая, следует не допускать частных случаев провисания мерного прибора.

Так как по пикетажу определяют объемы работ и подсчитывают необходимое количество материалов, то, строго говоря, линии местности при разбивке пикетажа следует приводить не к горизонту, а к проектной линии сооружения.

Разбивка пикетажа через 100 *м* сильно затрудняет применение для данного вида работ дальномеров. Поэтому рекомендуют так называемый *беспикетный способ* полевого трассирования, при котором разбивают на местности только рельефные и контурные плюсовые точки, измеряя между ними расстояние дальномером и подсчитывая их пикетажные значения по суммам расстояний (нарастающим итогом). На планах и продольных профилях пикеты наносят камерально, а их черные отметки определяют путем интерполирования между ближайшими плюсовыми точками. Если целые пикеты на трассе необходимы для строительства линии, то их разбивают на местности при восстановлении трассы.

Разбивка главных точек кривых. На углах поворота трасс дорог, трубопроводов, каналов производят вставки кривых и пересчет по ним пикетажа. В качестве таких кривых обычно применяют дуги окружностей больших радиусов (круговые кривые). На дорожных трассах в связи с большой скоростью движения прямые участки и конечные части круговых кривых дополнительно сопрягаются переходными кривыми переменного радиуса.

Основными элементами круговых кривых являются (рис. 20):

угол поворота φ, определяемый в натуре;

радиус кривой R, назначаемый в зависимости от условий местности и категории линии;

длина касательных $AC=BC=T$, называемая тангенсом;

длина кривой $AFB=K$;

длина биссектрисы $CF=Б$;

величина домера D.

По известным φ и R элементы T, K, $Б$ и D находят по таблицам кривых * или вычисляют по формулам:

$$\left.\begin{aligned} T &= R\,\mathrm{tg}\frac{\varphi}{2} \\ K &= R\frac{\pi\varphi^\circ}{180^\circ} \\ Б &= R\left(\sec\frac{\varphi}{2}-1\right) \\ D &= 2T-K=R\left(2\,\mathrm{tg}\frac{\varphi}{2}-\frac{\pi\varphi^\circ}{180^\circ}\right) \end{aligned}\right\}. \qquad (II.21)$$

Из формул (II.21) видно, что все элементы кривых пропорциональны радиусу R. На этом основании табличные данные, рассчитанные на определенный радиус, например 1000 *м*, могут быть приведены к величине любого радиуса R путем умножения на коэффициент $R/1000$.

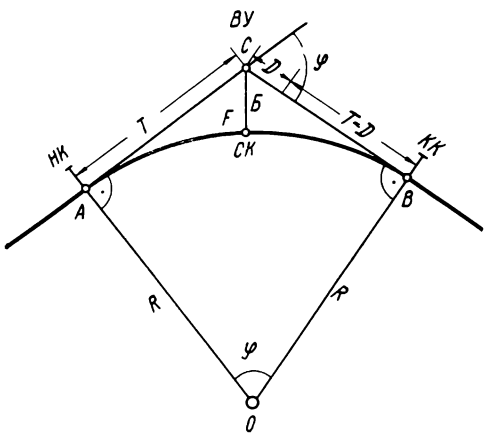


Рис. 20. Основные элементы круговой кривой

Точки начала, конца и середины кривой называются главными точками кривой. На местности разбивку пикетажа ведут по тангенсу до вершины угла поворота. Пикетное наименование ($пк$) начала $НК$, конца $КК$ и середины $СК$ кривой находят из выражений:

$$\left.\begin{aligned} пкУК &= пкВУ - T \\ пкКК &= пкНК + K \\ пкСК &= пкНК + \frac{K}{2} \end{aligned}\right\}, \qquad (II.22)$$

где через $пк\ ВУ$ обозначено пикетажное значение вершины угла поворота.

* ГИПРОТРАНСТЭИ. Таблицы для разбивки железнодорожных кривых. М., Трансжелдориздат, 1962.

В. Н. Ганьшин, Л. С. Хренов. Таблицы для разбивки круговых и переходных кривых. М., Недра, 1966.

Контрольными формулами являются:

$$\left.\begin{aligned} nkKK &= nkBУ + T - D \\ nkCK &= nkKK - \frac{K}{2} \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(II.23)}$$

Начало кривой *НК* в натуре находят путем откладывания от ближайшего закрепленного пикета расстояния, вычисленного по пикетажному значению.

Для дальнейшей разбивки пикетажа *по новому направлению трассы откладывают от вершины угла ВУ величину домера D, считая, что его конец имеет тот же пикетаж, что и вершина угла.* От конца домера отмеряют расстояние, являющееся дополнением пикетажного значения вершины угла до ближайшего числа, кратного длине мерного прибора, и от полученной точки обычным путем продолжают разбивать пикеты и плюсовые точки, в том числе и конец кривой *КК* по его пикетажному значению.

Для нахождения на местности середины кривой *СК* угол поворота хода делят пополам и по этому направлению откладывают длину биссектрисы *Б*.

Если в средней части кривой трасса попадает на препятствие, которое желательно обойти, то необходимо изменить радиус кривой, увеличив или уменьшив его. Для этого измеряют на местности величину биссектрисы, при которой трасса обходит препятствие и наиболее удачно вписывается в рельеф и ситуацию местности. По измеренной биссектрисе и углу поворота в таблицах находят ближайшую величину нового радиуса и новые значения элементов кривой, по которым ее вновь разбивают на местности.

Определим, с какой точностью необходимо знать углы поворота трассы, чтобы основные элементы кривой были получены со средней квадратической относительной ошибкой порядка 1 : 2000. Из формулы тангенса (II. 21)

$$T = R \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2}$$

согласно теории ошибок

$$\frac{m_T}{T} = \frac{m_\varphi}{\sin \varphi}$$

или

$$m'_\varphi = 3438' \frac{m_T}{T} \sin \varphi. \qquad \text{(II.24)}$$

Приняв $\frac{m_T}{T} = \frac{1}{2\,000}$ и $\varphi = 30°$, найдем $m_\varphi = \pm 0',8$.

Биссектриса

$$Б = R\left(\sec \frac{\varphi}{2} - 1\right)$$

и

$$\frac{m_Б}{Б} = \frac{\operatorname{tg}\frac{\varphi}{2} m_\varphi}{2\left(1 - \cos\frac{\varphi}{2}\right)},$$

откуда

$$m'_\varphi = 3438' \frac{m_Б}{Б} \cdot \frac{2\left(1 - \cos\frac{\varphi}{2}\right)}{\operatorname{tg}\frac{\varphi}{2}}. \qquad (II.25)$$

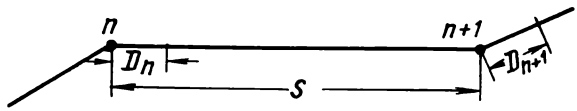


Рис. 21. Расстояние между углами поворота трассы

При тех же значениях получим $m_\varphi = \pm 0',5$.

Эти требования соответствуют точности измерения углов в теодолитных ходах.

При разбивке пикетажа лентой относительная предельная ошибка измерений не должна быть более 1 : 1000 в равнинной и 1 : 500 в горной местности. Для контроля вычисляют по пикетажу расстояние между смежными вершинами углов поворота или створными точками. Это расстояние равно разности пикетажных значений последующей и предыдущей вершин угла плюс домер на предыдущей вершине (рис. 21)

$$s = nkBУ_{n+1} - nkBУ_n + D_n. \qquad (II.26)$$

Величина s в пределах точности измерений должна равняться длине линии, полученной при первом измерении между углами поворотов.

Для трасс, где кривые отсутствуют, $D = 0$ и, следовательно,

$$s = nkBУ_{n+1} - nkBУ_n. \qquad (II.26')$$

Вынесение точек с касательных на кривую. Так как при трассировании пикетаж разбивают по тангенсам, то, чтобы не иметь ошибок в отметках точек на кривых, особенно на местности со значительным поперечным уклоном, возникает необходимость вынесения пикетных точек с касательной на кривую. Это вынесение производят способом прямоугольных координат с использованием таблиц для разбивки кривых.

По разности пикетажного значения выносимой точки (на рис. 22 *пк* 48) и *НК* (или *КК*) определяют длину кривой (77,29 *м*) и находят по таблицам для данного радиуса кривой (600 *м*) координаты:

$$K - x = 0{,}21 \text{ м};$$

$$y = 4{,}97 \text{ м}.$$

Отложив по тангенсу от *пк* 48 по направлению к *НК* величину $K-x=0{,}21$ *м* и по перпендикуляру, восстановленному в найденной точке, ординату $y=4{,}97$ *м*, определяют на кривой положение *пк 48*.

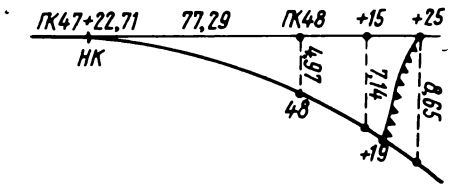


Рис. 22. Вынесение точек с касательной на кривую

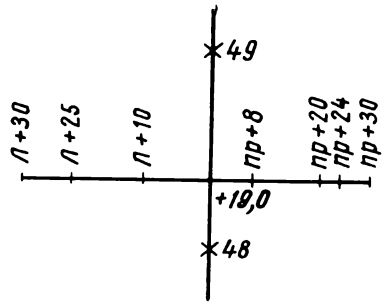


Рис. 23. Поперечник

Однако может случиться, что вынесенная на кривую плюсовая точка окажется расположенной не на характерном перегибе местности (*пк 48+25* на рис. 22). Тогда приходится выносить с тангенса на кривую дополнительную точку, взятую на расстоянии 5 или 10 *м* от первой с таким расчетом, чтобы характерный перегиб местности был расположен на кривой между двумя этими точками. Это дает возможность наметить на кривой в створе вынесенных точек плюсовую точку на характерном перегибе рельефа и определить ее пикетажное значение, измерив расстояние до одной из вынесенных точек (*пк 48+19*).

Для характеристики поперечного уклона местности разбивают поперечные профили (поперечники) в обе стороны от трассы на 15—30 *м* и более в зависимости от характера склона и типа трассы (рис. 23). Поперечники назначаются на таком расстоянии один от другого, чтобы местность между ними имела однообразный уклон. Если этот уклон более 0,2 (11°), то поперечники следует разбивать на всех пикетных и плюсовых точках.

Ведение пикетажного журнала. Одновременно с разбивкой пикетажа ведется пикетажный журнал (рис. 24). В нем показывают ось трассы в виде прямой линии посередине страницы, на

которой в некотором масштабе (обычно одна клетка равна 20 *м*) наносят все пикетные и плюсовые точки, углы поворота, поперечники, границы препятствий и ситуацию примерно на 50 *м* в обе стороны от оси.

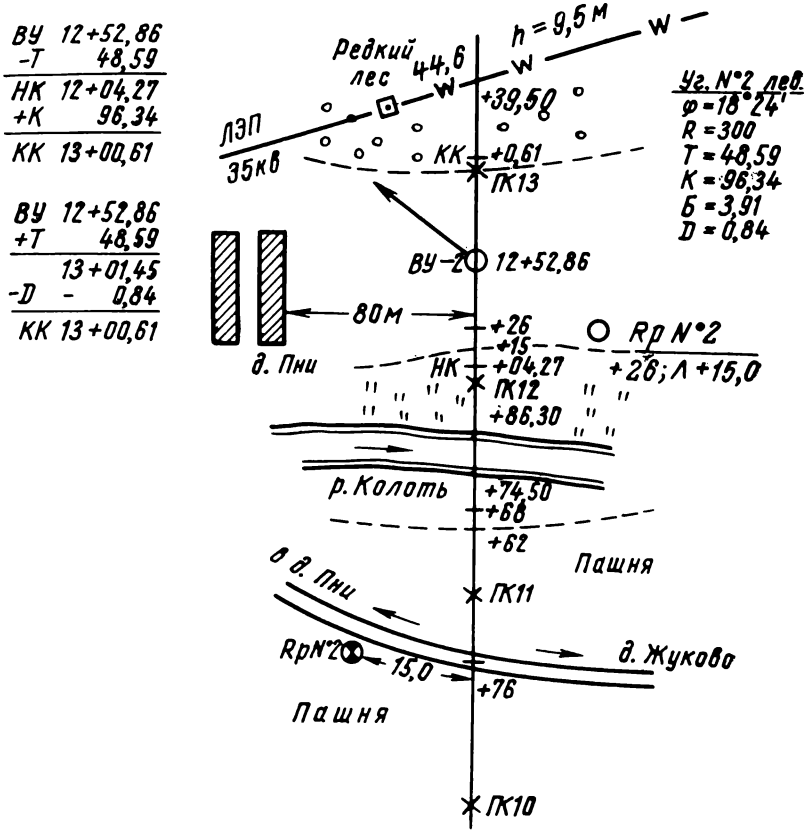


Рис. 24. Пикетажный журнал

Запись в пикетажном журнале ведется снизу вверх, чтобы правая и левая стороны страницы соответствовали правой и левой стороне трассы по ходу пикетажа. Углы поворота в журнале показывают в виде стрелок, направленных вправо или влево от средней осевой линии в зависимости от того, в какую сторону поворачивает трасса. Около углов поворота выписывают принятые элементы кривых: угол поворота с указанием, правый или левый, радиус, тангенс, кривую, биссектрису, домер; здесь же подсчитывают пикетажные наименования начала и конца кривой.

В сложных горных условиях и в населенных пунктах целесообразнее вести пикетажный журнал в виде а б р и с а, т. е. не вытягивать ось трассы в прямую линию, а изображать ее ломаной линией, как она идет в натуре, и относительно этой линии показывать ситуацию.

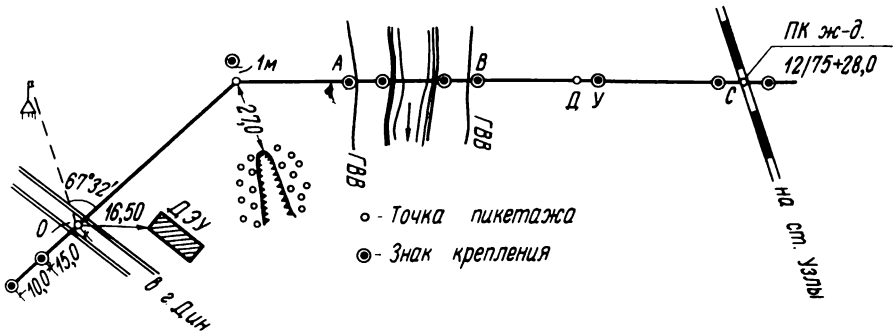


Рис. 25. Закрепление трассы

Закрепление трассы. Трасса должна быть надежно закреплена, чтобы ее легко можно было найти и восстановить перед строительством. Пикеты и плюсовые точки закрепляют кольями (точкой и сторожком) и окапывают канавкой. Все опорные пункты трассы, фиксированные точки, вершины углов поворота и створные точки, места переходов через крупные препятствия и примыкания дополнительно закрепляют деревянными или железобетонными столбами и составляют абрис привязки их к местным предметам (рис. 25).

Мостовой переход *АВ* закрепляют двумя столбами по оси на каждом берегу. Один из столбов устанавливают непосредственно у русла, другой — на границе затопления высоких вод. Точку примыкания дороги *О* и пересечение *С* закрепляют с т в о р н о й п л о с к о с т ь ю, т. е. двумя столбами, установленными в створе с этой точкой и расположенными по одну или по разные стороны от примыкания. На углах поворота столбы обычно ставят с внешней стороны угла по направлению биссектрисы на расстоянии около 1 *м* от закрепленной вершины.

Знаки маркируют масляной краской. При этом на угловых столбах надписи делают на стороне, обращенной к вершине угла; на створных точках — на стороне, обращенной к меньшему пикету.

К пикетажу трассы привязывают все геологические выработки, точки геофизической разведки и гидрометрических измерений.

§ 14. Нивелирные и съемочные работы. Привязка трассы

Нивелирование трассы. По пикетным точкам и поперечникам, а также по установленным вдоль трассы постоянным и временным реперам производят техническое нивелирование.

Постоянные железобетонные реперы устанавливают при закреплении трассы через каждые 20—30 *км*, а также в местах пересечений существующих магистралей, вблизи переходов через крупные реки и горные препятствия, в населенных пунктах, на площадках станций. Дополнительно через 2—3 *км* устанавливают временные реперы, в качестве которых используют деревянные столбы и устойчивые предметы местности (цоколи зданий, обрезы фундаментов, опоры линий электропередач и др.). Реперы должны находиться вне зоны земляных работ будущего строительства. На каждый из них составляют кроки с привязкой к пикетажу трассы и к местным предметам.

Техническое нивелирование по трассе, как правило, производят в два нивелира. Первым нивелиром нивелируют все пикетные и плюсовые точки, геологические выработки, постоянные и временные реперы. Вторым инструментом нивелируют только реперы, связующие точки, а также поперечники. *Километровые пикеты и реперы обязательно берутся как связующие точки обоими нивелирами.*

Одиночное нивелирование разрешают только на небольших трассах или вариантах длиной не более 50 *км*, когда ход опирается на реперы или нивелирные точки основной трассы. Такое нивелирование ведется по двусторонним рейкам.

Для технического нивелирования применяют нивелиры различных типов. Хорошие результаты по точности и производительности дают нивелиры с самоустанавливающейся линией визирования. В резко пересеченной местности выгодно применять нивелиры-высотомеры с наклонным лучом зрения или тригонометрическое нивелирование.

Нормальным расстоянием от нивелира до рейки считают 100—150 *м*. При благоприятных условиях это расстояние может быть увеличено до 200 *м*. Таким образом, связующие точки намечают через 3—4 пикета, остальные точки берут как промежуточные (при одном взгляде на рейку).

Для технического нивелирования средняя квадратическая ошибка установки шкалового уровня на нульпункт может быть принята равной

$$m''_{\text{у}} = 0{,}2\tau'', \qquad \text{(II.27)}$$

где τ'' — цена деления уровня.

При расстоянии от нивелира до рейки s, выраженном в *мм*, эта ошибка в линейной мере составит

$$m_y = \frac{m''_y s}{\rho''} = \frac{0{,}2\tau'' s}{\rho''}. \qquad \text{(II.28)}$$

Ошибка отсчета по рейке для расстояний 100—200 *м* может быть выражена эмпирической формулой

$$m_0 = \left(0{,}06t + 0{,}2\frac{s}{v}\right) мм, \qquad \text{(II.29)}$$

где t — цена деления рейки в *мм*; v — увеличение зрительной трубы; s — расстояние до рейки в *м*.

При $s=200$ *м*, $\tau=20''$, $v=25^{\times}$; $t=10$ *мм* получим $m_y=\pm 3{,}9$ *мм*; $m_0=\pm 2{,}2$ *мм*.

Третьей существенной ошибкой является ошибка за наклон рейки

$$m_н = \frac{b\nu^2}{2\rho^2}, \qquad \text{(II.30)}$$

где b — высота визирного луча над пяткой рейки; ν — угол наклона рейки от вертикали при ее установке на глаз. Приняв $b=3000$ *мм* $\nu=2°$, получим $m_н=\pm 1{,}8$ *мм*.

С учетом ошибки делений рейки ($m_д=\pm 1$ *мм*) и ошибок, вызываемых влиянием внешних условий ($m_в=\pm 2$—3 *мм*), общая ошибка взгляда при $s=200$ *м* составит в среднем около 5—6 *мм*, что соответствует требованиям технического нивелирования.

Точность технического нивелирования по основной магистрали характеризуется следующими предельными ошибками:

1) невязка хода между твердыми пунктами или замкнутого полигона не должна превышать

$$\text{пред. } f_h = \pm 50\sqrt{L}\ мм; \qquad \text{(II.31)}$$

где L — длина хода или полигона в *км*;

2) расхождение между суммами превышений, полученных из первого и второго нивелирования, не должно превосходить

$$\text{пред. } \Delta h = \pm 50\sqrt{2}\sqrt{L} = \pm 70\sqrt{L}\ мм. \qquad \text{(II.32)}$$

Съемочные работы. При полевом трассировании производят топографическую съемку отдельных участков и площадок в крупном масштабе (1 : 500—1 : 2000). Съемке подлежат переходы через водотоки, горные ущелья и перевалы; места пересечений существующих магистралей; участки со сложным геологическим строением; площадки под станции и различные службы; водосборные бассейны и др.

В равнинной, а также залесенной местности съемку производят по поперечникам. В сильно пересеченной, сравнительно открытой местности применяют тахеометрическую или мензульную съемку.

На крупных мостовых переходах и в горных районах выгодно применять наземную стереофотограмметрическую съемку.

При съемке узкой полосы вдоль трассы (по 150—200 *м* по обе стороны от оси) планово-высотной опорой служат точки трассы. На пикетах и плюсовых точках строят поперечники, по которым разбивают пикетаж и производят нивелирование. Если намеченных точек недостаточно для тщательной съемки участка, то от основных поперечников в стороны разбивают еще дополнительные поперечники или выполняют тахеометрическую съемку.

При съемке полосы или участка шириной более 500 *м* в соответствии с Инструкцией [30] необходимо предварительно развить обоснование в виде замкнутых теодолитно-нивелирных полигонов, ходов короткобазисной или светодальномерной полигонометрии в закрытых и полузакрытых местах и сетей микротриангуляции или геодезических засечек в открытой местности.

В случае наличия крупномасштабных фотопланов подробные съемочные работы на трассе не ведут. На фотопланах обновляют и дополняют ситуацию, в необходимых местах рисуют рельеф.

Привязка трассы к пунктам геодезической основы. Для вычисления координат вершин углов поворота и абсолютных отметок точек, а также для контроля работ трассу большого протяжения привязывают в начале, в конце и через определенные промежутки в середине к пунктам триангуляции или полигонометрии и к реперам или маркам нивелирной сети. Точность геодезических работ по привязке должна быть не ниже точности геодезических работ при проложении трассы.

Проект привязки трассы к пунктам геодезической основы составляют в начальный период предварительных изысканий и уточняют после полевых обследований трассы. По ведомственным инструкциям расстояния, через которые необходимо привязывать промежуточные точки трассы к пунктам геодезической основы, зависят от удаления этих пунктов от трассы. Так, например, при удалении геодезических пунктов от трассы до 3 *км* привязку требуют производить на стадии окончательных изысканий не реже чем через каждые 25 *км* трассы; при удалении пунктов от 3 до 10 *км* — через 50 *км*.

Правильнее было бы планировать привязку так, чтобы обеспечить необходимую точность проложения теодолитно-нивелирной магистрали как геодезической основы для трассы. Как известно, средняя квадратическая ошибка в плановом положении точек съемочного обоснования относительно пунктов геодезической основы не должна превышать 0,2 *мм* в масштабе плана в равнинной и 0,4 *мм* в закрытой и горной местности. Таким образом, предельная невязка теодолитного хода, проходящего обычно в сложных условиях местности, может быть допущена 0,8 *мм* в масштабе плана.

При относительной ошибке хода $\frac{1}{T}$ будем иметь

$$\frac{0{,}8\ мм\ M}{L} = \frac{1}{T}, \tag{II.33}$$

где M — знаменатель численного масштаба плана; L — длина хода между твердыми пунктами.

Из выражения (II.33) получаем предельную допустимую длину хода L между точками привязки трассы:

$$L = 0{,}8\ мм\ MT. \tag{II.34}$$

Приняв $\frac{1}{T} = \frac{1}{1\,500}$ получим по формуле (II.34) для плана масштаба 1 : 10 000 длину хода $L = 12$ *км*.

Если геодезические пункты значительно удалены от трассы или совсем отсутствуют, то астрономическими методами или при помощи гиротеодолита через некоторое расстояние определяют азимуты стороны трассы. Между этими азимутами увязывают углы магистрали с учетом поправки за сближение меридианов, чем в значительной мере уменьшается поперечный сдвиг трассы.

Рассчитаем допустимую длину хода между двумя соседними азимутами, исходя из условия, чтобы возникающая при этом поперечная невязка хода m_u не превышала продольной невязки m_l, т. е. чтобы в каждом звене соблюдалось условие

$$m_l = m_u. \tag{а}$$

Для вытянутых ходов

$$m_l^2 = \lambda^2 L^2 + \mu^2 L \tag{б}$$

и

$$m_u^2 = \frac{m_\beta^2}{\rho^2} L^2 \frac{n+3}{12}, \tag{в}$$

где λ и μ — коэффициенты соответственно систематического и случайного влияния при линейных измерениях;

L — длина хода; $L = ns$;

m_β — средняя квадратическая ошибка измерения угла;

n — число сторон хода;

s — средняя длина стороны.

При выполнении условия (а)

$$\lambda^2 n^2 s^2 + \mu^2 ns = \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \cdot \frac{n^2 (n+3) s^2}{12}$$

и

$$n^2 - \left(\frac{12\lambda^2\rho^2}{m_\beta^2} - 3\right)n - \frac{12\mu^2\rho^2}{m_\beta^2 s} = 0. \qquad (II.35)$$

Приняв для магистрального хода, проложенного в средней пересеченной местности, $\mu = 0{,}005$, $\lambda = \frac{1}{20}\mu = 0{,}00025$, $m_\beta = \pm 0',5$, $s = 600$ *м* и решая уравнение (II.35) относительно n, найдем, что $n = 33$.

Следовательно, *азимуты необходимо определять не реже, чем через 33 стороны хода.*

Если средняя квадратическая ошибка измерения угла равна m_β, то можно ожидать, что средняя квадратическая величина угловой невязки в звене, состоящем из n сторон, будет

$$m_\Sigma = m_\beta\sqrt{n+1}\ .$$

Для нашего случая при $m_\beta = \pm 0',5$ и $n = 33$ получим

$$m_\Sigma = \pm 0',5\sqrt{34} = \pm 2',9. \qquad (г)$$

С учетом ошибок азимутов угловая невязка равна

$$m_\Sigma^2 = m_\beta^2(n+1) + m_{\alpha_н}^2 + m_{\alpha_к}^2, \qquad (д)$$

где $m_{\alpha_н}$ и $m_{\alpha_к}$ — средние квадратические ошибки определения азимутов сторон в начале и в конце звена.

Когда азимуты определены с одинаковой точностью, т. е.

$$m_{\alpha_н} \approx m_{\alpha_к} = m_\alpha,$$

формулу (д) можно переписать в виде

$$m_\Sigma^2 = m_\beta^2(n+1) + 2m_\alpha^2. \qquad (II.36)$$

Чтобы ошибки измерения азимутов не оказывали существенного влияния на невязку, примем их величину в 2 раза меньше невязки в сумме углов звена, т. е.

$$m_\alpha\sqrt{2} = \frac{m_\beta\sqrt{n+1}}{2}. \qquad (е)$$

Отсюда средняя квадратическая ошибка определения промежуточного азимута стороны хода должна быть не больше

$$m_\alpha = \frac{m_\beta\sqrt{n+1}}{2\sqrt{2}}, \qquad (II.37)$$

или с учетом (г)

$$m_\alpha = \frac{\pm 2',9}{2\sqrt{2}} = \pm 1'.$$

Нивелирные ходы, проложенные вдоль трассы, привязывают к реперам государственной нивелирной сети. Для обеспечения надлежащей точности изыскательских и строительных работ желательно, чтобы ошибки в отметках установленных по трассе реперов и отметок уровня пересекаемых рек и дорог не превышали ± 20 *см* относительно реперов нивелирной сети. Другими словами, предельные невязки нивелирных ходов вдоль трассы не следует допускать более ± 40 *см*. Исходя из этого, по формуле (II.31) получим, что высотную привязку трассы к пунктам нивелирной сети необходимо производить не реже, чем через 60 *км*.

Камеральная обработка материалов трассирования. Материалы трассирования обрабатывают по мере продвижения вперед изыскательской партии, проверяют полевые журналы, увязывают нивелирные и теодолитные ходы, вычисляют отметки и координаты точек трассы, составляют планы и профили пройденных участков и т. д.

В азимуты вводят поправки за сближение меридианов для перехода к дирекционным углам. На основании этих данных составляют ведомость прямых и кривых, в которую заносят значения всех элементов трассы.

На пройденные участки трассы ежедневно составляют продольные профили в горизонтальном масштабе 1 : 5000 или 1 : 10 000 и в вертикальном в 10 раз крупнее. На профиль наносят примерное положение красной линии, которое впоследствии уточняется. В характерных местах строят поперечные профили в масштабе 1 : 100.

План трассы составляют в масштабе 1 : 5000 или 1 : 10 000 по координатам углов поворота или по азимутам и длинам сторон. Кроме ситуации, снятой вдоль трассы и иногда дополненной с имеющейся крупномасштабной карты, на план наносят знаки крепления трассы, установленные реперы, начало и конец кривых, километровые пикеты. На закруглениях подписывают элементы кривых, на прямых вставках — их длину и азимут или румб.

Одновременно с планом составляют схему отвода земель и оформляют карту окончательного согласования трассы.

На тщательную камеральную обработку полевых материалов и безошибочное составление графических документов необходимо обратить особое внимание. Небрежности и ошибки в камеральных работах и при наличии весьма хороших полевых материалов могут привести к серьезным дефектам при составлении проектной документации. Поэтому полевые журналы и все вычисления обрабатывают в две руки; составленные планы и профили трассы тщательно проверяют; планы отдельных участков и площадок, изготовленные на основании съемки по поперечникам или тахеометрической съемки, корректируют в натуре, устраняя все выявленные ошибки и пропуски.

Глава III

РАЗБИВКА ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

§ 15. Геодезическая подготовка проекта

Проект сооружения. Строительство инженерных сооружений осуществляется по рабочим чертежам проекта, которые разрабатываются на основании всесторонних комплексных изысканий.

Основными документами проекта для вынесения его в натуру являются следующие:

генеральный план сооружения в масштабе 1 : 500—1 : 2000, в котором на топографической основе нанесены все проектируемые строения, указаны проектные координаты главных точек и отметки характерных плоскостей. Для сложных сооружений генеральный план дополняют чертежом разбивки главных осей (в городах — красных линий застройки) с данными привязки к пунктам геодезической опоры;

рабочие чертежи, на которых в крупных масштабах даются планы, разрезы, профили всех частей сооружений с размерами и отметками деталей и поперечников;

проект вертикальной планировки в масштабе 1 : 1000—1 : 2000 — проект преобразования естественного рельефа местности для создания поверхности с плавными уклонами. В проекте по сетке квадратов или поперечникам даны черные, красные и рабочие отметки и показаны направления перемещения земляных масс;

планы и продольные профили дорог, подземных коммуникаций, воздушных линий в масштабах: горизонтальном 1 : 2000—1 : 5000, вертикальном 1 : 200—1 : 500;

схемы геодезического обоснования строительной площадки, чертежи центров и знаков, ведомости координат и отметок.

Геометрической основой проекта для перенесения его в натуру являются разбивочные оси сооружений, относительно которых в рабочих чертежах даются все размеры проекта. Главные, или исходные, оси привязывают к пунктам геодезической основы.

В качестве главных осей линейных сооружений (плотин, мостов, дорог, туннелей) служат продольные оси этих сооружений; в проекте зданий — оси внешних стен; отдельных эстакад и колонн — оси симметрии их фундаментов.

Отметки плоскостей, уровней и отдельных точек проекта задают от условной поверхности (в зданиях от уровня чистого пола первого этажа) и обозначают: вверх — со знаком плюс, вниз — со знаком минус. Для каждого сооружения условная поверхность соответствует определенной абсолютной отметке, которая указывается в проекте.

Для перенесения проекта сооружения в натуру производят его геодезическую подготовку, которая включает:

а) составление разбивочных чертежей с данными привязки главных осей к пунктам геодезической основы; аналитический расчет проекта;

б) разработку проекта геодезических разбивочных работ.

Геодезическая подготовка проекта зависит от способа проектирования сооружения: аналитического, графо-аналитического, графического.

При аналитическом способе все проектные данные находят путем математических вычислений, при этом координаты существующих зданий и сооружений определяют геодезической привязкой в натуре, а размеры элементов проекта задают, исходя из технологических расчетов и схемы горизонтальной планировки площадки. Генеральный план сооружения служит лишь для наглядности принятых проектных решений. Этот метод проектирования применяют главным образом для реконструкции и расширения предприятий, железнодорожных узлов и др.

Чаще используют графо-аналитический способ, при котором часть исходных данных для проектирования берется графическим путем с топографического плана (размеры построек, координаты ряда контурных точек), остальные данные определяются аналитически (размеры проектируемых сооружений, координаты углов опорных зданий).

Если проект сооружения не связан с существующими строениями, то иногда применяют графический способ проектирования, при котором все основные вопросы планировки решаются на плане графически. Расчет проекта производят по графическим координатам всех его главных точек. Путем решения обратных задач находят длины и дирекционные углы отдельных линий и полярные координаты для перенесения в натуру главных осей от пунктов геодезической основы.

При графическом способе ошибки проектирования зависят в первую очередь от точности плана и его масштаба. Как известно,

$$\Delta = \delta M,$$

где δ — ошибка определения на плане длины отрезка или координаты; M — знаменатель масштаба плана.

Аналитический расчет проекта. Для перенесения проекта в натуру все его геометрические элементы должны быть строго согласованы между собой и математически увязаны с существующими на площадке зданиями, сооружениями и предметами местности. Это необходимо, чтобы устранить влияние ошибок графического проектирования на точность разбивочных работ и возможность появления в процессе строительства больших невязок в расположении сооружений. При аналитическом расчете по проектным размерам вычисляют координаты углов построек, проездов, коммуникаций, красных линий застройки. Определяют элементы прямых и кривых трасс, проектные отметки и уклоны. Проверяют соответствие вычисленных и фактических координат опорных зданий и сооружений, выполняют привязки главных разбивочных осей к пунктам геодезической основы и т. д.

Типовыми геодезическими задачами, которые решают при аналитическом расчете проекта, являются: прямая и обратная задачи, определение координат точки пересечения двух прямых, прямой и кривой; вычисление координат некоторых точек линий, параллельных и перпендикулярных заданным; расчет элементов кривых и др.

Для контроля проектные координаты вычисляют по замкнутым полигонам и по ходам между пунктами геодезической основы.

Точность определения по плану расстояний и направлений. При аналитическом расчете проекта координаты некоторых точек ситуации определяют по плану графическим способом. Оценим точность расстояния и дирекционного угла между точками A и B, найденными по графическим координатам x_A, y_A и x_B, y_B.

Из формулы определения расстояния

$$s^2 = (x_B - x_A)^2 + (y_B - y_A)^2$$

следует, что

$$s^2 m_s^2 = (x_B - x_A)^2 m_{x_B}^2 + (x_B - x_A)^2 m_{x_A}^2 + \\ + (y_B - y_A)^2 m_{y_B}^2 + (y_B - y_A)^2 m_{y_A}^2. \qquad \text{(III.1)}$$

Принимая, что

$$m_{x_A} \approx m_{x_B} \approx m_{y_A} \approx m_{y_B} = m_k,$$

имеем

$$s^2 m_s^2 = 2m_k^2 [(x_B - x_A)^2 + (y_B - y_A)^2]$$

или

$$m_s = m_k \sqrt{2}. \qquad \text{(III.2)}$$

Так как m_k является ошибкой одной из координат, то $m_k \sqrt{2}$ будет соответствовать ошибке $m_т$ в положении точки A (или B)

$$m_s = m_т. \qquad \text{(III.3)}$$

Следовательно, при *равноточных независимых определениях координат двух точек средняя квадратическая ошибка вычисленного по этим координатам расстояния равна ошибке в плановом положении одной точки.*

Если точность измерения координат в точках A и B различна, т. е.

$$m_{x_A} \approx m_{y_A} = m_{A_k}; \qquad m_{x_B} \approx m_{y_B} = m_{B_k};$$

то

$$s^2 m_s^2 = m_{B_k}^2 [(x_B - x_A)^2 + (y_B - y_A)^2] +$$

$$+ m_{A_k}^2 [(x_B - x_A)^2 + (y_B - y_A)^2]$$

или

$$m_s^2 = m_{B_k}^2 + m_{A_k}^2. \tag{III.4}$$

Так как

$$m_{B_k} = \frac{m_B}{\sqrt{2}}; \quad m_{A_k} = \frac{m_A}{\sqrt{2}},$$

где m_B и m_A — ошибки в положении точек A и B, то

$$m_s^2 = \frac{1}{2}(m_A^2 + m_B^2). \tag{III.5}$$

Аналогично из формул определения дирекционного угла

$$\operatorname{tg} \alpha_{AB} = \frac{y_B - y_A}{x_B - x_A}$$

находим

$$m_\alpha^2 = \frac{(x_B - x_A)^2 m_{y_B}^2 + (x_B - x_A)^2 m_{y_A}^2 + (y_B - y_A)^2 m_{x_B}^2 + (y_B - y_A)^2 m_{x_A}^2}{s^4}.$$

При равноточном измерении координат

$$m_\alpha = \frac{m_k \sqrt{2}}{s} = \frac{m_s}{s}$$

или в угловой мере

$$m'_\alpha = \frac{m_s}{s} \rho'. \tag{III.6}*$$

При $m_k = \pm 0{,}1$ *мм*; $m_s = \pm 0{,}1\sqrt{2} = \pm 0{,}14$ *мм* и $s = 100$ *мм*

$$m_\alpha = \pm \frac{0{,}14}{100} 3438' = \pm 4',8. \tag{III.6'}$$

---

* Вывод формул (III.3), (III.5) и (III.6) геометрическим путем, исходя из ошибок в положении концов линии, дан в работе [50].

Так как угол между дирекционными направлениями

$$\beta = \alpha_{AB} - \alpha_{AC}$$

или

$$\beta = \operatorname{arctg}\frac{y_B - y_A}{x_B - x_A} - \operatorname{arctg}\frac{y_C - y_A}{x_C - x_A},$$

то ошибка его определения

$$m_\beta^2 = \left[s_{AC}^4 (x_B - x_A)^2 + s_{AC}^4 (y_B - y_A)^2\right] \frac{m_{B_k}^2}{s_{AB}^4 s_{AC}^4} + \{[s_{AC}^2 (x_B - x_A) -$$

$$- s_{AB}^2 (x_C - x_A)]^2 + [s_{AC}^2 (y_B - y_A) - s_{AB}^2 (y_C - y_A)]\} \frac{m_{A_k}^2}{s_{AB}^4 s_{AC}^4} +$$

$$+ [s_{AB}^4 (y_C - y_A)^2 + s_{AB}^4 (x_C - x_A)^2] \frac{m_{C_k}^2}{s_{AB}^4 s_{AC}^4} \qquad \text{(III.7)}$$

или

$$m_\beta^2 = \frac{m_{B_k}^2}{s_{AB}^2} + \frac{m_{C_k}^2}{s_{AC}^2} + m_{A_k}^2 \left[\frac{1}{s_{AB}^2} + \frac{1}{s_{AC}^2} - \frac{2\cos(\alpha_{AB} - \alpha_{AC})}{s_{AB} s_{AC}}\right].$$

С учетом того, что

$$m_{A_k} = \frac{m_A}{\sqrt{2}}; \quad m_{B_k} = \frac{m_B}{\sqrt{2}}; \quad m_{C_k} = \frac{m_C}{\sqrt{2}},$$

получим

$$m_\beta^2 = \frac{m_B^2}{2s_{AB}^2} + \frac{m_C^2}{2s_{AC}^2} + \frac{m_A^2}{2}\left(\frac{1}{s_{AB}^2} + \frac{1}{s_{AC}^2} - \frac{2\cos\beta}{s_{AB} s_{AC}}\right).$$

При одинаковой точности измерений координат

$$m_{A_k} \approx m_{C_k} \approx m_{B_k} = m_k; \quad m_A \approx m_B \approx m_C = m_\text{т} = m_s$$

$$m_\beta^2 = 2\rho^2 m_k^2 \left(\frac{1}{s_{AB}^2} + \frac{1}{s_{AC}^2} - \frac{\cos\beta}{s_{AB} s_{AC}}\right) \qquad \text{(III.8)}$$

или

$$m_\beta^2 = \rho^2 m_s^2 \left(\frac{1}{s_{AB}^2} + \frac{1}{s_{AC}^2} - \frac{\cos\beta}{s_{AB} s_{AC}}\right). \qquad \text{(III.8′)}$$

При проектировании взаимно перпендикулярных направлений с равными сторонами ($\beta = 90°$; $s_{AB} \approx s_{AC} = s$) формулы (III.8) и (III.8′) примут вид

$$m_\beta = \frac{2\rho m_k}{s} \qquad \text{(III.9)}$$

и

$$m_\beta = \frac{\sqrt{2}\,\rho m_s}{s}. \qquad \text{(III.9')}$$

По данным примера (III.6')

$$m_\beta \approx \frac{2 \cdot 3438' \cdot 0{,}1}{100} = 7'.$$

Проект геодезических работ. Проект геодезических разбивочных работ разрабатывается на основе тщательного изучения генерального плана и технических условий на возведение отдельных сооружений и предназначается для своевременного обеспечения геодезическими данными с заданными точностями всего комплекса строительных работ и монтажа технологического оборудования. В проекте решаются следующие основные вопросы:

1. Развитие на площадке разбивочной основы. Схемы сетей. Точность и методы измерений. Уравнивание. Типы центров и знаков.

2. Контрольная проверка устойчивости плановой и высотной основы в процессе строительства. Периодичность. Сгущение основы.

3. Перенесение в натуру главных осей сооружений. Точность. Методы. Контрольные измерения. Закрепление.

4. Детальная разбивка сооружений. Точность. Способы. Знаки крепления.

5. Геодезическое обслуживание монтажных работ. Методы и точность плановой и высотной выверки. Инструменты.

6. Исполнительные съемки. Способы съемок. Введение исполнительного генерального плана.

7. Наблюдения за деформациями сооружений. Обоснование точности. Методы. Геодезическая основа. Цикличность работ.

Сроки выполнения отдельных этапов проекта геодезических работ увязывают с календарным планом строительства.

§ 16. Порядок и точность разбивочных работ

Порядок разбивки сооружения. Геодезические работы по перенесению проекта в натуру называют разбивкой сооружений. По своему содержанию разбивочные работы противоположны съемочным. Если при съемке на основании натурных измерений составляют планы и профили, то при разбивке, наоборот, по проектным планам и профилям находят на местности положение характерных осей и точек сооружения для его строительства. Поэтому методы разбивочных работ несколько отличаются от съемочных методов, а их точность, как правило, выше последних.

Многолетняя геодезическая практика выработала ряд ценнейших приемов для повышения точности угловых и линейных изме-

рений. Так, измерения углов обычно производят несколькими приемами в различных комбинациях. Измерения линий производят несколькими мерными приборами в прямом и обратном направлениях с последующим введением в полученные результаты ряда поправок за условия измерений и точность мерных приборов.

При разбивке инженерных сооружений обычно бывает задано на местности только одно направление или одна точка, а другое направление или другую точку необходимо найти, отложив проектный угол или проектное расстояние. Поэтому при разбивках часто бывает затруднительно применить способ многократных измерений заданных в проекте величин.

Общий порядок разбивки сооружений следующий. На первом этапе от пунктов геодезической основы, согласно аналитическим данным привязки, находят и закрепляют на местности положение главных осей. Этот этап называют основными разбивочными работами.

При разбивке главных осей определяют лишь общее положение сооружения на площадке и его ориентирование относительно соседних строений и контуров местности. Точность этого вида разбивочных работ зависит от принятого способа проектирования сооружения и погрешностей геодезической подготовки проекта и иногда соответствует графической точности масштаба генерального плана.

Второй этап разбивки — детальная разбивка сооружения, которая выполняется от главных осей. В соответствии со стадиями строительных работ разбивают в натуре продольные и поперечные оси блоков, деталей, закладных частей; определяют плановое и высотное положение всех характерных точек, поперечников, строительных конструкций.

Детальная разбивка определяет взаимное расположение элементов сооружения и производится значительно точнее, чем разбивка главных осей *.

По завершении строительства фундамента и монтажа строительных конструкций приступают к третьему этапу: разбивке и закреплению монтажных осей и установке в проектное положение технологического оборудования. Этот этап геодезических работ требует наиболее высокой точности измерений.

Таким образом, при разбивке сооружений наблюдается общий порядок производства геодезических работ — от общего к частному. Однако точность выполнения этих работ повышается от этапа к этапу.

Важной особенностью разбивочных работ является и то положение, что высокая точность измерений часто требуется только в одном из направлений, например в продольном — на мостовых

* А. Ф. Лютц. [46] называет точность разбивки главных осей точностью 1-го вида, а точность детальной разбивки — точностью 2-го вида.

переходах или в поперечном — в прямолинейных туннелях. Точность разбивки в других направлениях может быть значительно ниже. Это необходимо учитывать в проекте работ.

Точность детальной разбивки. Точность детальной разбивки зависит от типа и назначения сооружения, материала его изготовления, технологических особенностей производства и регламентируется Строительными Нормами и Правилами (СНиП) и техническими требованиями проектов сооружений.

В общем случае точность возведения инженерного сооружения зависит от точности геодезических измерений, точности технологических расчетов проекта и погрешностей строительно-монтажных работ.

С учетом независимого характера влияния этих факторов средняя квадратическая величина m отклонения точки сооружения от теоретического положения может быть представлена в виде

$$m^2 = m_г^2 + m_т^2 + m_с^2, \qquad \text{(III.10)}$$

где $m_г$ — суммарная величина влияния линейных, угловых и высотных ошибок геодезических измерений; $m_т$ — суммарные ошибки технологических расчетов проектов установок, агрегатов, автоматических линий; $m_с$ — суммарное влияние ошибок строительных и монтажных работ, включая для сборных элементов погрешности их изготовления.

Допустимая величина отклонения обычно задается в проекте, и необходимо найти такое соотношение между отдельными источниками ошибок, чтобы их суммарное влияние не превышало этой величины с учетом технической возможности в отношении точности выполнения отдельных процессов и общей экономической эффективности решения задачи.

При расчетах точности геодезических измерений часто применяют принцип равного влияния отдельных независимых источников ошибок, т. е. в функции

$$m^2 = m_1^2 + m_2^2 + \ldots + m_n^2 \qquad \text{(III.11)}$$

полагают, что

$$m_1 \approx m_2 \approx \ldots \approx m_n,$$

и требуют, чтобы влияние каждого из источников ошибок не превышало величины

$$m_i = \frac{m}{\sqrt{n}}, \qquad \text{(III.12)}$$

где n — количество источников ошибок.

Исходя из найденной величины m_i, рассчитывают точность измерений, разрабатывают методику работ, подбирают инструменты.

Иногда применяют принцип пренебрегаемого влияния отдельных источников ошибок, т. е. измерения проектируют таким образом, что отдельные процессы выполняют гораздо точнее, чем это необходимо по расчетам, и при определении суммарной ошибки влиянием этих источников пренебрегают.

Рассчитаем для выражения

$$m^2 = m_1^2 + m_2^2,$$

какую часть должна составлять ошибка m_2 от m_1, чтобы практически можно было принять

$$m = m_1.$$

Примем

$$m_2 = \frac{m_1}{K},$$

где K — коэффициент повышения точности измерений, или $1/K$ — коэффициент пренебрегаемого влияния ошибок измерений.

Чтобы влияние источника m_1 не превышало средней квадратической ошибки определения m, согласно выводам § 5, необходимо выполнение условия

$$\frac{1}{K} = \sqrt{\frac{2m_m}{m}}. \qquad \text{(III.13)}$$

Если принять $\frac{m_m}{m} = 20\%$, то $K = 1{,}6$ и $1/K = 0{,}63$; при $\frac{m_m}{m} = 15\%$ $K = 1{,}8$ и $1/K = 0{,}55$; при $\frac{m_m}{m} = 10\%$ $K = 2{,}2$ и $1/K = 0{,}45$.

Таким образом, источник ошибок будет оказывать пренебрегаемо малое влияние на общую погрешность измерений, если $1/K \leqslant 0{,}5$, т. е. если величина ошибки составляет меньше половины суммарной погрешности.

Учитывая возможность получения высокой точности геодезических измерений, которая достигается сравнительно небольшими затратами средств, обычно принимают, что ошибки разбивочных работ должны оказывать пренебрегаемое влияние на общую ошибку m, т. е. считают, что

$$m_2 = \frac{m}{2}$$

или в предельных ошибках

$$\delta_r = \frac{\delta}{2}, \qquad \text{(III.14)}$$

где δ_r — суммарная предельная ошибка геодезических разбивочных работ; δ — допустимое отклонение от проекта по техническим условиям.

Для обеспечения полной собираемости конструкций коэффициент перехода от предельной к средней квадратической ошибке принимают равным 3 (при вероятности $P=0{,}9973$). Следовательно,

$$m_г = \frac{\delta_г}{3}$$

или с учетом (III.14)

$$m_г = \frac{\delta}{6}. \qquad \text{(III.15)}$$

Для особо сложных и ответственных сооружений принимают суммарную среднюю квадратическую ошибку детальных разбивочных работ не более $^1/_{10}$ величины допускаемого по проекту отклонения конструкции и исходя из этой ошибки рассчитывают точности отдельных разбивочных процессов.

§ 17. Вынесение в натуру проектных углов, линий, отметок

Построение проектного угла. Для построения на местности проектного угла β необходимо отыскать от заданной твердой стороны *BA* (рис. 26) направление, образующее с этой стороной угол, равный β.

Установив в точке *B* теодолит, наводят его визирную ось на точку *A* и берут отсчет по лимбу (обычно около 0°). Прибавив к этому отсчету проектный угол β и открепив алидаду, ставят ее на найденный отсчет. В створе визирной оси теодолита на соответствующем по проекту расстоянии фиксируют на местности точку. Такое же построение выполняют при другом круге, отмечая вторую точку. Из двух точек берут среднюю (на рис. 26—*C*), принимая построенный угол *ABC* за проектный.

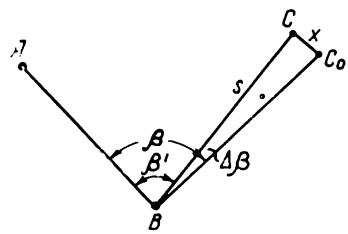


Рис. 26. Построение в натуре проектного угла

Если необходимо построить проектный угол с повышенной точностью, то найденный в первом приближении угол *ABC* измеряют несколькими приемами, определяя его более точное значение. Взяв разность между проектным углом β и измеренным β_1, получают поправку Δβ, которую необходимо ввести для уточнения построенного угла,

$$\beta = \beta' + \Delta\beta.$$

Зная по проекту расстояние $BC=s$, вычисляют линейную поправку (редукцию) $CC_0=x$. Из рис. 26 видно, что

$$x = s\frac{\Delta\beta''}{\rho''}, \qquad \text{(III.16)}$$

где ρ'' — радиан в секундах.

Отложив на местности от точки C перпендикулярно линии BC величину x, фиксируют точку C_0. Угол ABC_0 и будет равен проектному углу β. Для контроля угол ABC_0 измеряют.

Точность построения на местности проектного угла зависит от ошибок собственно измерения (визирования и отсчета по лимбу), инструментальных ошибок, влияния внешних условий. Хотя ошибки центрирования и редукции и ошибки исходных данных, т. е. ошибки в положении твердых точек A и B, непосредственно на точность построения проектного угла влияния не оказывают, однако они вызывают смещение направления BC и, следовательно, разбиваемой точки C.

Построение проектных линий. Для построения на местности проектной линии от твердой точки откладывают в заданном направлении расстояние, горизонтальное проложение которого равно проектному значению. Поправки в линию необходимо вводить непосредственно в процессе ее построения, а это затрудняет и осложняет работу, особенно при высокоточных измерениях. Поэтому часто поступают таким же образом, как и при построении углов.

На местности откладывают и закрепляют некоторое проектное расстояние. Это расстояние с необходимой точностью измеряют компарированными мерными приборами или точными дальномерами с учетом всех поправок измерений. Получив после камеральной обработки длину закрепленного отрезка и сравнив ее с проектным значением, находят линейную поправку, которую и откладывают с соответствующим знаком от конечной точки отрезка. Для контроля построенную линию измеряют.

Следует иметь в виду, что при непосредственном отложении в натуре проектных расстояний поправки измерений имеют знаки, обратные тем, которые вводят при измерении линий.

Для примера рассмотрим введение главных поправок: за компарирование и температуру мерного прибора и за наклон местности (табл. 1).

Пусть имеем мерный прибор, длина которого при температуре измерения больше его номинальной длины. Поправку в линию, измеренную между двумя закрепленными точками этим мерным прибором, надо вводить со знаком плюс, так как, измеряя мерным прибором, большей длины, получаем результат несколько меньший, чем следует. Наоборот, если согласно уравнению при температуре измерения, прибор короче своей номинальной длины, то поправку надо вводить со знаком минус, так как при изме-

Таблица 1

Поправки линейных измерений

Уравнение мерного прибора в общем виде

$$l_t = l_н + \Delta l_к + \alpha l_{t_0}(t - t_0) + \beta l_{t_0}(t^2 - t_0^2),$$

где l_t — длина мерного прибора при температуре измерения t;
$l_н$ — номинальная длина прибора (например, 24,000 *м*);
l_{t_0} — длина мерного прибора при температуре t_0, полученная из компарирования;
$\Delta l_к$ — поправка за компарирование.

Наименование поправок	При измерении линий	При отложении проектных расстояний
Поправка за компарирование	$\pm \Delta l_к$	$\mp \Delta l_к$
Поправка за температуру	$+\alpha l_{t_0}(t - t_0) + \beta l_{t_0} \times (t^2 - t_0^2)$	$+\alpha l_{t_0}(t_0 - t) + \beta l_{t_0} \times (t_0^2 - t^2)$
Поправка за наклон местности	$-\frac{h^2}{2l} - \frac{h^4}{8l^3}$	$+\frac{h^2}{2l} + \frac{h^4}{8l^3}$

рении укороченным мерным прибором результат получится бóльше, чем следует.

При отложении мерным прибором проектных расстояний картина меняется. Начиная разбивку, имеют только одну зафиксированную точку; вторую находят, отложив проектное расстояние. Поэтому если откладывать проектное расстояние удлиненным мерным прибором, то получим на местности расстояние длиннее проектного и, следовательно, поправку надо вводить со знаком минус. Если мерный прибор укорочен (например, зимой), отложенная линия будет короче проектной и поправку надо вводить со знаком плюс.

В линии, измеренные по наклонной местности, вводится поправка за наклон для приведения ее длины к горизонту. Эта поправка вводится со знаком минус, так как наклонное расстояние всегда длиннее горизонтального проложения.

При разбивке сооружений имеет место обратное явление: проектное расстояние должно быть отложено по горизонтальному проложению. Откладывая его по наклонной местности, тем самым укорачивают проектную длину, следовательно, поправка должна быть введена в этом случае со знаком плюс. Обычно при разбивках сооружений, чтобы не вводить поправок за наклон и повысить точность измерений, отложение проектных расстояний производят по обноскам, установленным горизонтально.

Для отложения на местности проектных линий используют в зависимости от требуемой точности стальные и инварные мерные приборы, оптические дальномеры, малые светодальномеры.

Вынесение в натуру проектных отметок. Проектные (красные) отметки выносят в натуру от ближайших рабочих реперов, используя горизонт инструмента. Предварительно отметки от уровня чистого пола (или другого условного уровня) перевычисляют в систему высот, в которой даны отметки реперов и произведена съемка рельефа площадки.

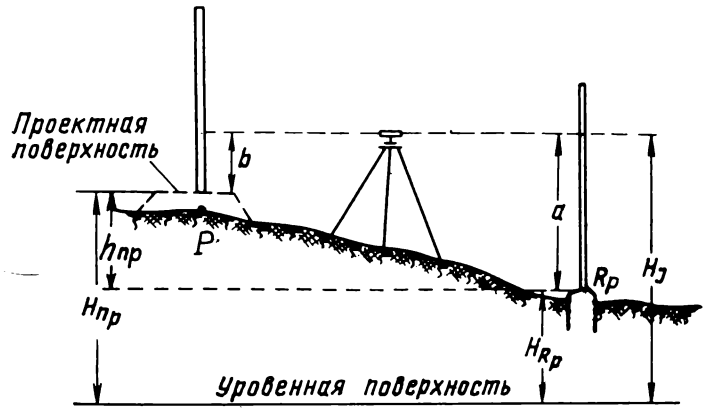


Рис. 27. Вынесение в натуру проектных отметок

Поставив нивелир посередине между репером R_p и выносимой точкой P (рис. 27), определяют горизонт инструмента:

$$H_j = H_{Rp} + a,$$

где H_{Rp} — отметка репера и a — отсчет по рейке на нем, и проверяют H_j по второму реперу.

Чтобы установить точку P на проектную отметку $H_{пр}$, необходимо знать величину отсчета b. Из рис. 27 следует

$$H_{Rp} + a = H_{пр} + b,$$

отсюда

$$b = H_{Rp} + a - H_{пр} \qquad \text{(III.17)}$$

или

$$b = H_j - H_{пр}. \qquad \text{(III.17')}$$

Следовательно, *отсчет по рейке b, необходимый для вынесения в натуру отметки, равен разности горизонта инструмента и проектной (красной) отметки точки.*

Вычислив по формуле (III.17) отсчет b, рейку в точке P поднимают или опускают, добиваясь, чтобы отсчет по средней нити равнялся вычисленному. Пятка установленной рейки и будет

соответствовать проектной отметке, и ее фиксируют в натуре, забивая колышек, ввинчивая болт или проведя черту на колонне.

Для контроля вынесенные в натуру точки нивелируют и определяют их фактические отметки, которые сравнивают с проектными. При обнаружизании недопустимых отклонений работу повторяют.

Для передачи проектных отметок точек, расположенных в одной вертикальной плоскости (на стенах, опалубках колоннах), можно отметить на плоскости непосредственно горизонт инструмента (проекцию средней нити сетки). Отмеряя вверх или вниз от этой линии соответствующее превышение, фиксируют ту или иную проектную отметку.

Основными ошибками при вынесении проектных отметок в натуру являются:

1) ошибки исходных данных, т. е. относительные ошибки в отметках рабочих реперов, от которых устанавливают проектные отметки (m_{Rp});

2) ошибка отсчета a по рейке на репере (m_a);

3) ошибка установки рейки на проектный отсчет b (m_b); при тщательной работе можно принять $m_b = m_a$;

4) ошибка фиксирования проектной точки в натуре m_Φ. При закреплении точки колышком можно добиться, что $m_\Phi = \pm 3$—5 *мм*; при употреблении болтов или шурупов $m_\Phi = \pm 1$ *мм* и меньше.

В общем случае

$$m_{\text{пр}}^2 = m_{Rp}^2 + m_a^2 + m_b^2 + m_\Phi^2 \qquad \text{(III.18)}$$

или

$$m_{\text{пр}}^2 = m_{Rp}^2 + 2m_a^2 + m_\Phi^2 . \qquad \text{(III.18')}$$

Проектная отметка точки может быть установлена в натуре и по величине превышения (см. рис. 27)

$$h_{\text{пр}} = H_{\text{пр}} - H_{Rp} .$$

Нивелированием определяют превышение h между репером и точкой P установки проектной отметки. С учетом знака разности $h_{\text{пр}} - h$ изменяют высоту точки P, добиваясь, чтобы $h = h_{\text{пр}}$. Этот способ более трудоемкий.

Вынесение в натуру линии и плоскости заданного уклона. Для вынесения в натуру линии заданного уклона нивелир закрепляют так, чтобы два его подъемных винта (*1* и *2* на рис. 28) были примерно параллельны линии AB. Определив от ближайших реперов горизонт инструмента, устанавливают точки A и B на проектные отметки, вычисленные по заданному продольному уклону.

Наклоняя зрительную трубу двумя подъемными винтами (или элевационным винтом), методом приближений добиваются равенства отсчетов по рейкам, поставленным в точках A и B, т. е. *при-*

водят линии визирования нивелира в положение, параллельное проектной линии. Если теперь установить рейку в створе AB и, поднимая или опуская ее, достичь отсчета по ней, равного отсчету на конечные точки A и B, то пятка рейки будет фиксировать в натуре текущую точку линии заданного уклона. Перемещая рейку через определенное расстояние (например, 5 *м*), закрепляют в натуре линию заданного уклона между точками A и B.

По установленным в натуре на проектную отметку точкам A и B эта задача с меньшей точностью может быть решена визуальным путем при помощи трех визирок одинаковой длины (рис. 29). Опорные визирки на точках A и B задают линию A_1B_1,

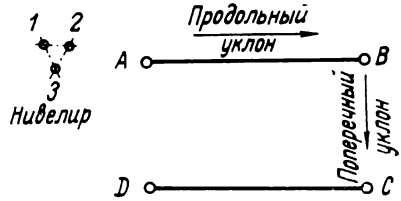


Рис. 28. Построение линии и плоскости заданного уклона

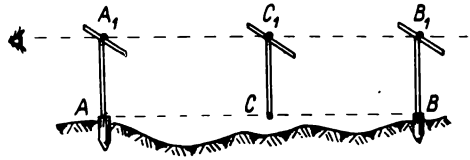


Рис. 29. Визирки

параллельную AB. В эту линию глазомерно вводят точку C_1 промежуточной визирки, основание которой будет фиксировать положение точки C на линии AB.

Аналогично выносят в натуру проектную плоскость. Установив точки A, B, C, D (см. рис. 28) на проектные отметки и действуя тремя подъемными винтами нивелира, добиваются методом приближений, чтобы отсчеты по рейкам на всех четырех точках были между собой равны, т. е. чтобы *линия визирования стала параллельной заданной проектной плоскости.* Установив теперь на тот же отсчет рейку в любой точке фигуры $ABCD$, получим, что ее пятка будет лежать в проектной плоскости, которую закрепляют в натуре.

§ 18. Создание разбивочной основы

Особенности проектирования. Разбивочная основа развивается на строительной площадке для перенесения в натуру главных осей сооружений, их периодического восстановления и уточнения в процессе строительства, а также как опора для сгущения геодезического обоснования при исполнительных съемках, наблюдениях за деформациями и другими работами в период эксплуатации сооружения.

В качестве разбивочной основы стремятся максимально использовать геодезические сети, созданные при крупномасштабной

съемке площадки, дополняя их для сложных сооружений специальными сетями в виде триангуляции, трилатерации, строительной сетки, инженерной полигонометрии.

Схема построения разбивочной основы тесно увязывается с генеральным планом сооружения. Геодезические пункты располагают в наиболее устойчивых местах, где бы они сохранились по возможности на весь период строительства и могли бы быть с максимальной эффективностью использованы для разбивочных работ и исполнительных съемок. Как правило, пункты плановой и высотной основы совмещают.

Разбивочную сеть проектируют как локальную с размещением ее основной стороны параллельно (или совмещенной) главной разбивочной оси, которую принимают за ось абсцисс или ординат. Начало системы выбирают с таким расчетом, чтобы все точки проекта выражались положительными значениями координат.

В государственных сетях в измеренные линии вводят поправки за редуцирование их на поверхность эллипсоида Красовского и за приведение на плоскость проекции Гаусса. Эти поправки несколько изменяют масштаб сети на местности и вызывают линейные невязки при перенесении в натуру проекта сооружений. Поэтому в разбивочных сетях редукционных поправок не вводят, а при использовании государственной основы эти поправки вводят с обратными знаками, чтобы вернуть сети ее первоначальный неизмененный масштаб. Лишь при строительстве объектов в горных районах с большими перепадами высот целесообразно принимать в качестве поверхности относимости средний уровень площадки. Как известно,

$$\Delta_H = \frac{Hs}{R} \qquad \text{(III.19)}$$

или

$$\frac{\Delta_H}{s} = \frac{H}{R}, \qquad \text{(III.19')}$$

где Δ_H — поправка в линию за редуцирование на поверхность относимости; H — высота средней точки линии над средним уровнем площадки; s — длина линии; R — средний радиус кривизны Земли.

Очевидно, что если отношение $\frac{\Delta_H}{s}$ меньше точности измерения базисных сторон разбивочной сети, то поправкой Δ_H можно пренебречь. Допустив $\frac{\Delta_H}{s} = \frac{1}{200\,000}$, получим

$$H = \frac{6370\ км}{200\,000} \approx 32\ м.$$

Следовательно, в данном случае только при разности высот на строительной площадке больше 32 *м* имеет смысл редуцировать сеть на некоторый средний уровень.

Разбивочные сети вычисляют в плоской прямоугольной системе координат. Так как стороны в этих сетях обычно небольшие, то поправки за кривизну направлений на плоскости исчисляются сотыми долями секунды, и ими обычно пренебрегают.

Поправка в расстояние за переход на плоскость проекции Гаусса в первом приближении равна

$$\Delta_s = \frac{y_{ср}^2}{2R^2} s \qquad \text{(III.20)}$$

или

$$\frac{\Delta_s}{s} = \frac{y_{ср}^2}{2R^2}, \qquad \text{(III.21)}$$

где $y_{ср}$ — ордината средней точки линии (от осевого меридиана). При $\frac{\Delta_s}{s} = \frac{1}{200\,000}$, чтобы пренебрегать поправкой Δ_s, расстояние от осевого меридиана не должно превышать

$$y_{ср} = 6370 \sqrt{2 \frac{1}{200\,000}} = 20 \text{ км}.$$

Таким образом, на больших площадках ширина зоны прямоугольных координат для точных инженерно-геодезических работ не должна превышать 40 *км* (20 *км* вправо и 20 *км* влево от оси абсцисс). На части площадки, где ординаты превышают 20 *км*, необходимо выбирать новое начало координат (свой осевой меридиан).

По точности разбивочная основа должна отвечать требованиям как основных разбивочных работ, так и исполнительных съемок наиболее крупного масштаба и наблюдений за деформациями сооружений. Предварительно проект сети рассчитывают по известным формулам оценки точности геодезических построений. Уточненный расчет проекта производят путем решения весовых функций.

Для разбивочных работ наиболее важным является высокая точность взаимного положения пунктов геодезической основы, от которых выносят в натуру проекты сооружений. Поэтому разбивочную сеть обычно уравнивают как свободную, стремясь избежать деформации, возникающей под влиянием ошибок исходных данных.

Разбивочная триангуляция. Триангуляция в качестве разбивочной основы развивается при строительстве больших мостов, туннелей, гидроузлов. Сети проектируют в виде одиночного или

сдвоенного ряда треугольников или четырехугольников с длиной сторон порядка 0,5—2 *км* (рис. 30). В сети измеряют две базисные стороны с относительной ошибкой в среднем 1/200 000—1/300 000. Средняя квадратическая ошибка измерения углов составляет около ± 1—$2''$. Ошибка во взаимном положении соседних пунктов триангуляции в среднем равняется около ± 1—2 *см*.

Угловые наблюдения, как правило, производят с центров знаков на плоские визирные цели. Ошибки центрировки и редукции не допускают более ± 1 *мм*. Иногда применяют особые конструкции подставок инструментов и визирных целей, а также центров знаков в виде шаровых или конических устройств, что позволяет выполнять автоматическое («принудительное») центрирование с высокой точностью.

В зависимости от требуемой точности применяют программу наблюдений того или иного класса государственной триангуляции. В горных районах учитывают влияние уклонений отвесных линий.

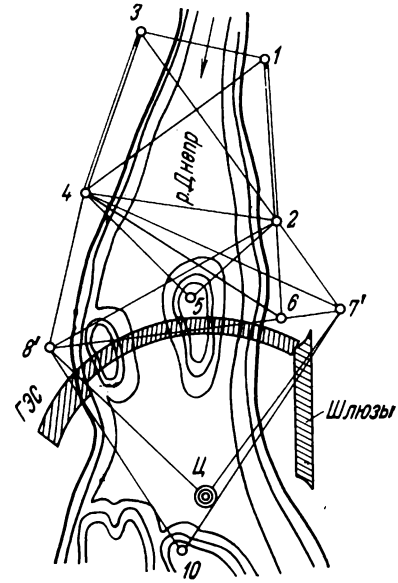


Рис. 30. Разбивочная триангуляция Днепровского гидроузла

Микротрилатерация. При строительстве уникальных сооружений типа ускорителей ядерных частиц, высотных зданий и др., где требуется высокая точность разбивочных работ, на опорной плите фундамента и на монтажных горизонтах развивают сети микротрилатерации со сторонами 20—50 *м*. В зависимости от формы строящегося сооружения сеть проектируют в виде системы прямоугольников (рис. 31, *а*), радиально-кольцевых (31, *б*) или кольцевых построений (рис. 31, *в*) [3].

Стороны сети измеряют инварными приборами. В кольцевых сетях из вытянутых треугольников дополнительно измеряют высоты h, что значительно повышает точность угловых определений.

При особо точных измерениях для отсчетов по шкалам инварных приборов применяют микроскопы, а длины проволок или лент изготовляют равными сторонам развиваемой сети. Для эталонирования мерных приборов на строительной площадке создают высокоточные компараторы стационарного типа.

Строительная геодезическая сетка. Для перенесения в натуру проектов промышленных и городских сооружений разбивочную

опору развивают в виде строительной геодезической сетки — частной системы прямоугольных координат, направление осей которой строго параллельно осям сооружений и красным линиям застройки. Строительную сетку строят в виде квадратов или прямоугольников, вершины которых закрепляются железобетонными знаками, одновременно являющимися и реперами. Длина сторон сетки для промышленных объектов составляет 100—200 *м*, для городских и аэродромных площадок — 400 *м* (см. рис. 173).

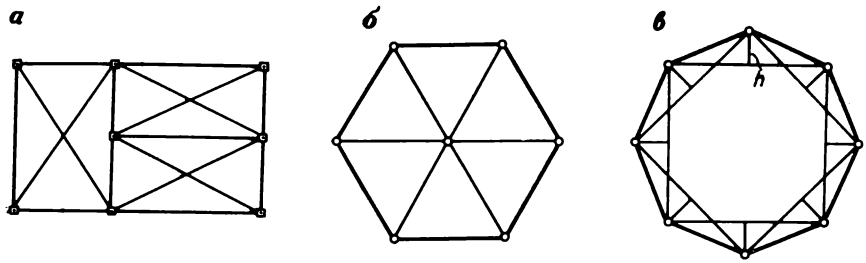


Рис. 31. Микротрилатерация:
а — четырехугольник; *б* — радиально-кольцевая; *в* — кольцевая

Проект строительной сетки составляют по генеральному плану сооружения, и ее основные направления выносят в натуру по графическим данным от геодезических пунктов или осей, имеющихся в натуре капитальных сооружений. От этих направлений разбивают в первом приближении пункты сети (с точностью порядка — 2—3 *м*) и закрепляют их временными знаками.

На площадке строят триангуляцию, прокладывают ходы полигонометрии или создают другого вида обоснование и определяют точные координаты приближенных пунктов сетки. По проектным и фактическим координатам пунктов путем решения обратных задач определяют величины редукции, по которым от временных знаков находят на местности окончательное положение пунктов сетки с ошибкой в среднем 1—2 *см*.

Пункты строительной сетки получают отметки из нивелирования III или IV класса.

Инженерная полигонометрия. Полигонометрия I и II разрядов является разбивочной основой при строительстве туннелей, городских зданий, ряда гидротехнических и других сооружений.

Полигонометрические ходы часто используют для контроля вынесения в натуру главных осей и красных линий застройки. Проложив по вынесенным точкам ходы дальномерной, короткобазисной или светодальномерной полигонометрии, определяют фактические координаты этих точек. Сходимость полученных координат с проектными подтверждает правильность выполненной разбивки и

служит основанием для производства детальных разбивочных работ.

Перевычисление координат. Для увязки в единой системе разбивочных и съемочных сетей площадок и трасс производят перевычисление условных (строительных) координат в государственные по известным формулам:

$$\left.\begin{aligned} x &= a + x' v \cos\Theta - y' v \sin\Theta \\ y &= b + x' v \sin\Theta + y' v \cos\Theta \end{aligned}\right\}, \qquad \text{(III.22)}$$

где x и y — прямоугольные координаты пунктов в государственной системе; x' и y' — координаты тех же пунктов в строительной системе; a и b — координаты условного начала в государственной системе; v — коэффициент изменения масштаба сети в связи с редуцированием на плоскость проекции Гаусса и приведением к поверхности эллипсоида Красовского; Θ — разность дирекционных углов соответствующих направлений в государственной и строительной системах координат.

Зная координаты двух пунктов в государственной системе: x_1, y_1 и x_2, y_2 и в строительной системе: x'_1, y'_2 и x'_2, y'_2, составляют четыре уравнения, из решения которых определяют неизвестные величины

$$\left.\begin{aligned} v\sin\Theta &= \frac{(x'_1 - x'_2)(y_1 - y_2) - (y'_1 - y'_2)(x_1 - x_2)}{(x'_1 - x'_2)^2 + (y'_1 - y'_2)^2} \\ v\cos\Theta &= \frac{(x'_1 - x'_2)(x_1 - x_2) + (y'_1 - y'_2)(y_1 - y_2)}{(x'_1 - x'_2)^2 + (y'_1 - y'_2)^2} \end{aligned}\right\} \qquad \text{(III.23)}$$

и

$$\left.\begin{aligned} a &= x_1 - x'_1 v\cos\Theta + y'_1 v\sin\Theta \\ b &= y_1 - x'_1 v\sin\Theta - y'_1 v\cos\Theta \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(III.24)}$$

Подставляя найденные значения в формулу (III.22), по известным условным координатам x', y' пунктов основы вычисляют координаты в государственной системе.*

Обратный переход от координат пунктов в государственной системе к координатам в строительной системе выполняют по сле-

---

* Для получения координат x и y с точностью до 1 *см* величины $v\sin\Theta$ и $v\cos\Theta$ необходимо вычислять с семью знаками после запятой.

дующим формулам, которые легко выводятся из решения уравнений (III.22):

$$\left.\begin{aligned} x' &= (x-a)\frac{\cos\Theta}{v} + (y-b)\frac{\sin\Theta}{v} \\ y' &= -(x-a)\frac{\sin\Theta}{v} + (y-b)\frac{\cos\Theta}{v} \end{aligned}\right\}; \qquad \text{(III.25)}$$

при этом величины $\frac{\sin\theta}{v}$ и $\frac{\cos\theta}{v}$ находят по значениям $v\sin\Theta$ и $v\cos\Theta$ или непосредственно вычисляют по формулам:

$$\left.\begin{aligned} \frac{\sin\Theta}{v} &= \frac{(x_1'-x_2')(y_1-y_2)-(y_1'-y_2')(x_1-x_2)}{(x_1-x_2)^2+(y_1-y_2)^2} \\ \frac{\cos\Theta}{v} &= \frac{(x_1'-x_2')(x_1-x_2)+(y_1'-y_2')(y_1-y_2)}{(x_1-x_2)^2+(y_1-y_2)^2} \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(III.26)}$$

Для упрощения вычислений целесообразно начало координат строительной системы совмещать с пунктом, координаты которого известны в государственной системе.

§ 19. Способы основных разбивочных работ

В зависимости от типа сооружения, условий измерений и требований к точности разбивка главных осей может быть произведена различными способами: полярных или прямоугольных координат, прямой угловой засечки, замкнутого треугольника.

Рассмотрим каждый из этих способов.

Способ полярных координат. Способ применяется главным образом для вынесения в натуру проекта с пунктов полигонометрии. Точка сооружения C (рис. 32) определяется на местности путем построения проектного угла β и отложения проектного расстояния s. Величины β и s находят из решения обратной задачи.

$$\left.\begin{aligned} \operatorname{tg}\alpha_{AC} &= \frac{y_C-y_A}{x_C-x_A} \\ s &= \frac{y_C-y_A}{\sin\alpha_{AC}} = \frac{x_C-x_A}{\cos\alpha_{AC}} \\ \beta &= \alpha_{AB}-\alpha_{AC} \end{aligned}\right\}; \qquad \text{(III.27)}$$

при этом координаты пункта A и дирекционный угол α_{AB} известны из построения разбивочной основы; координаты точки C в той же системе заданы в проекте.

На разбивку точки способом полярных координат влияют следующие основные источники ошибок:

1) построения проектного угла (m_β);
2) центрирования и редукции ($m_ц$, $m_р$);
3) отложения проектного расстояния (m_s);
4) исходных данных ($m_и$).

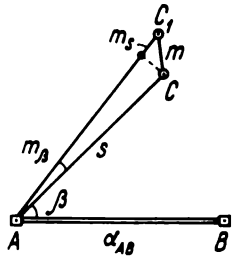


Рис. 32. Способ полярных координат

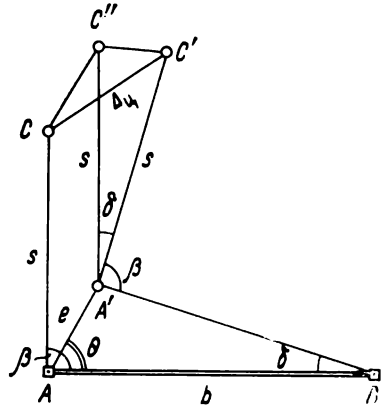


Рис. 33. Влияние ошибки центрирования в полярном способе

Как уже указывалось в § 17, на точность построения в натуре проектного угла оказывают влияние ошибки собственно измерений (визирования и отсчета), инструментальные, внешней среды (боковая рефракция). В линейной мере влияние ошибки построения угла m_β на положение разбиваемой точки равно

$$m_{\beta_{м.м}} = \frac{m''_\beta s_{м.м}}{\rho''}.$$

При построении угла одним приемом точным оптическим теодолитом (ТБ-1 и Т2) средняя квадратическая ошибка составляет ± 3—$5''$, теодолитом типа ТТ-50 или Т30 ошибка $\pm 30''$.

Ошибки центрирования и редукции, непосредственно не влияя на точность полярного угла, вызывают смещение разбиваемой точки. Пусть вследствие ошибки центрирования инструмент установлен в точке A' (рис. 33) и отложены полярные координаты β и s проектной точки C. Так как угол β отложен от направления $A'B$, ориентированного с ошибкой δ, то эта точка сместится в положение C'. Отрезок $CC' = \Delta_ц$ и будет выражать влияние ошибки центрирования.

Проведем из точки A' направление $A'C'' // AC$ и примем, что $AC = A'C' = A'C'' = s$. Из $\Delta CC''C'$ следует

$$\Delta_ц^2 = (CC'')^2 + (C''C')^2 - 2(CC'')(C''C')\cos < CC''C'. \qquad (а)$$

Но

$$CC'' = AA' = e, \tag{б}$$

а из равнобедренного треугольника $A'C''C'$

$$\frac{C''C'}{2} = s \sin \frac{\delta}{2}$$

или по малости угла δ

$$C''C' = s \sin \delta. \tag{в}$$

Угол δ определим из $\Delta AA'B$

$$\sin \delta = \frac{e \sin (\delta + \Theta)}{b} \approx \frac{e \sin \Theta}{b}. \tag{г}$$

Подставляя значение (г) в выражение (в), получим

$$C''C' = \frac{es \sin \Theta}{b}. \tag{д}$$

Кроме того,

$$\angle CC''C' = \angle CC''A' + \angle AC''C',$$

или

$$\angle CC''C' = (\beta - \Theta) + \frac{180^\circ - \delta}{2}.$$

Пренебрегая малой величиной $\frac{\delta}{2}$, имеем

$$\angle CC''C' = 90^\circ + (\beta - \Theta). \tag{е}$$

С учетом значений (б), (д) и (е) выражение (а) перепишется в виде

$$\Delta_ц^2 = e^2 + e^2 \left(\frac{s}{b}\right)^2 \sin^2 \Theta + 2e^2 \frac{s}{b} \sin (\beta - \Theta) \sin \Theta. \tag{III.28}$$

Так как ошибка центрирования носит случайный характер, то ее угловой элемент Θ может меняться от нуля до 2π. Каждому из положений точки A' через малую величину $d\Theta$ будет соответствовать своя ошибка $\Delta_ц$. Средняя квадратическая величина этой ошибки находится из выражения *

$$m_ц^2 = \frac{e^2}{2\pi} \int_0^{2\pi} \left[1 + \left(\frac{s}{b}\right)^2 \sin^2 \Theta + 2 \frac{s}{b} \sin (\beta - \Theta) \sin \Theta\right] d\Theta. \tag{III.29}$$

Выполняя интегрирование, находим

$$m_ц^2 = \frac{e^2}{2\pi} \left[2\pi + \left(\frac{s}{b}\right)^2 \pi - 2 \frac{s}{b} \cos \beta\pi\right]$$

* Серебрякова Л. И. Влияние ошибок центрировки, редукции и исходных данных на положение точки, вынесенной в натуру способом полярных координат. Известия вузов, раздел «Геодезия и аэрофотосъемка», вып. 5, 1965.

или

$$m_{ц}^2 = e^2\left[1 + \frac{1}{2}\left(\frac{s}{b}\right)^2 - \frac{s}{b}\cos\beta\right]. \qquad \text{(III.30)}$$

Как видно из выведенной формулы, влияние ошибки центрирования на положение разбиваемой точки зависит от величины откладываемого угла **β. При** $\beta = 0°$, т. е. при разбивке точки в створе твердой стороны AB, влияние этой ошибки будет минимальным. По мере возрастания угла ошибка увеличивается, достигая максимума при $\beta = 180°$. Поэтому при расчете полярных координат следует выбирать такие твердые пункты, из которых полярный угол β на разбиваемую точку будет меньше 90°.

При $\beta = 90°$ и $s \approx b$

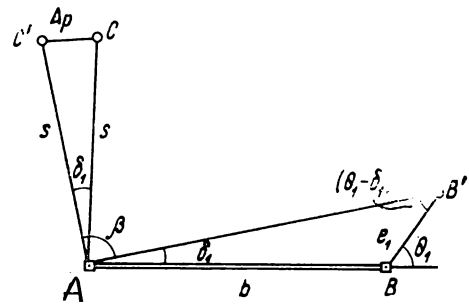


Рис. 34. Влияние редукции

$$m_{ц} = \frac{e\sqrt{3}}{\sqrt{2}}. \qquad \text{(III.31)}$$

Если визирная цель установлена вместо пункта B в точке B' (рис. 34), где e_1 и Θ_1 соответственно линейный и угловой элементы редукции, то ошибка в ориентировании направления AB' на угол δ_1 вызовет такую же ошибку в построении направления AC, в результате чего точка C сместится в положение C'. Расстояние $CC' = \Delta_p$ и будет влиянием редукции.

Из $\Delta AC'C$

$$\Delta_p = s \sin \delta_1. \qquad \text{(а)}$$

Определив из $\Delta AB'B$

$$\sin \delta_1 = \frac{e_1 \sin(\Theta_1 - \delta_1)}{b} \approx \frac{e_1 \sin \Theta_1}{b}$$

и подставив его значение в (а), получим

$$\Delta_p = e_1 \frac{s}{b} \sin \Theta_1. \qquad \text{(III.32)}$$

Аналогично ошибке центрирования (III.28) имеем

$$m_p^2 = \frac{e_1^2}{2\pi} \int_0^{2\pi} \left(\frac{s}{b}\right)^2 \sin^2 \Theta_1 d\Theta_1.$$

После интегрирования

$$m_p^2 = \frac{e_1^2}{2\pi}\left(\frac{s}{b}\right)^2 \pi$$

или

$$m_p = \frac{e_1}{\sqrt{2}} \cdot \frac{s}{b}. \qquad \text{(III.33)}$$

Совместное влияние ошибок центрирования и редукции при $e = e_1$ составит

$$m_{ц.\,р}^2 = e^2\left[1 + \left(\frac{s}{b}\right)^2 - \frac{s}{b}\cos\beta\right]. \qquad \text{(III.34)}$$

При центрировании оптических теодолитов и визирных марок оптическими отвесами средняя квадратическая величина e линейного элемента центрирования и редукции сотавляет $\pm 0{,}5$ *мм*. Для нитяных отвесов эта величина равна в безветренную погоду около ± 3 *мм*.

Ошибка отложения проектного расстояния s обычно задается относительной величиной $\frac{m_s}{s}$. Абсолютная ошибка составит

$$m_s = \left(\frac{m_s}{s}\right)s.$$

Ошибка фиксирования разбиваемой точки зависит от способа проектирования визирной цели, установленной на некоторой высоте над поверхностью земли или сооружения, на знак крепления и способа обозначения полученной точки на головке этого знака. Применяя марки с оптическими центрирами и производя тщательное кернение, можно зафиксировать точку на металлической головке с ошибками порядка 1—2 *мм*. При употреблении нитяных отвесов эта ошибка увеличивается до 3—5 *мм*.

В качестве ошибок исходных данных принимают ошибки в положении пунктов разбивочной основы. При этом следует учитывать ошибки взаимного расположения тех пунктов, от которых выносят в натуру главные оси сооружения.

Влияние ошибок исходных данных на точность положения разбиваемой точки может быть подсчитано по формулам, выведенным для центрирования и редукции.

Учитывая независимый характер действия рассмотренных источников, суммарная ошибка в положении точки, разбиваемой полярным способом, равна

$$m_{п.\,к}^2 = m_и^2 + \left(\frac{m_s}{s}\right)^2 s^2 + \left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2 s^2 + m_{ц.\,р}^2 + m_ф^2. \qquad \text{(III.35)}$$

Способ прямоугольных координат. Способ применяют при наличии на площадке строительной геодезической сетки, в системе координат которой задано положение всех главных точек проекта. Вычислив от ближайшего пункта сетки приращения координат Δx и Δy (рис. 35), откладывают от центра знака приращение абсцисс или ординат по соответствующей стороне сетки. В найденной точке P (створе пунктов сетки) устанавливают теодолит и строят от стороны сетки при двух кругах прямой угол. По перпендикуляру откладывают значение второго приращения и закрепляют полученную точку C. Вследствие влияния ошибок вместо этих точек на местности будут зафиксированы точки P' и C'.

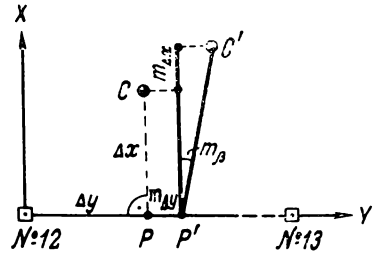


Рис. 35. Способ прямоугольных координат

На точность разбивки точки способом прямоугольных координат влияют следующие основные источники ошибок:

1) откладывание приращений координат точки ($m_{\Delta x}$, $m_{\Delta y}$);
2) построение прямого угла (m_β);
3) центрирование и редукция ($m_ц$, $m_р$);
4) фиксирование точки в натуре ($m_ф$);
5) влияние ошибок исходных данных ($m_и$).

Общая ошибка в положении разбиваемой точки вычисляется по формуле

$$m^2_{пр.\,к} = m^2_и + m^2_{\Delta x} + m^2_{\Delta y} + \left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2 \Delta x^2 + m^2_{ц,\,р} + m^2_ф. \quad \text{(III.36)}$$

Если сначала откладывать приращения Δx и прямой угол строить от оси абсцисс, то формула (III.36) будет иметь вид

$$m^2_{пр.\,к} = m^2_и + m^2_{\Delta x} + m^2_{\Delta y} + \left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2 \Delta y^2 + m^2_{ц,\,р} + m^2_ф. \quad \text{(III.37)}$$

Из сопоставления формул (III.36) и (III.37) видно, что величина ошибки $m_{пр.\,к}$ зависит от порядка разбивки, т. е. от того, какую координату откладывать по стороне сетки, а какую по перпендикуляру к ней. Ошибка разбивки будет меньше в том случае, если по перпендикуляру к стороне сетки откладывать более короткое расстояние, ибо тогда влияние ошибки угловых построений будет меньшим. Поэтому *при разбивке точек способом прямоугольных координат бóльшую координату необходимо откладывать по соответствующей стороне сетки, а меньшую координату — по перпендикуляру к ней.*

Влияние ошибок центрирования и редукции в способе прямоугольных координат можно определить по формуле (III.34),

заменив стороны s и b соответствующими приращениями координат и приняв $\beta = 90°$*.

Ошибка исходных данных для соседних пунктов строительной сетки составляет в среднем 1—2 *см*.

Способ прямой угловой засечки. Прямая угловая засечка применяется главным образом для разбивки мостовых переходов и гидротехнических сооружений с пунктов триангуляции. В этом способе положение проектной точки C (рис. 36) на местности находится отложением на пунктах A и B углов β_1 и β_2. Углы откладывают оптическими теодолитами при двух кругах. Сторона AB служит базисом засечки. Она является стороной разбивочной основы или специально измеряется. Разбивочные углы β_1 и β_2 вычисляются, как разность дирекционных углов сторон. Последние находят из решения обратной задачи по проектным координатам точки C и известным координатам пунктов A и B.

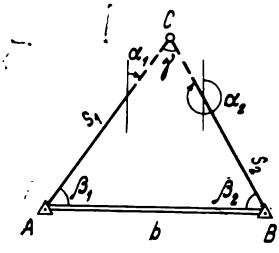


Рис. 36. Прямая угловая засечка

На точность разбивки сооружения способом прямой засечки оказывают влияние:

1) ошибка собственно прямой засечки ($m_з$);
2) ошибка центрирования и редукции ($m_ц$, $m_р$);
3) ошибка фиксирования точки ($m_ф$);
4) ошибка исходных данных ($m_и$).

Средняя квадратическая ошибка собственно прямой засечки равна [63]

$$m_з^2 = \frac{m_\beta^2}{\rho^2 \sin^2 \gamma}(s_1^2 + s_2^2) \qquad \text{(III.38)}$$

или, так как

$$s_1 = b\frac{\sin \beta_2}{\sin \gamma}; \qquad s_2 = b\frac{\sin \beta_1}{\sin \gamma},$$

$$m_з^2 = \frac{m_\beta^2 b^2}{\rho^2} \cdot \frac{\sin^2 \beta_1 + \sin^2 \beta_2}{\sin^4 \gamma}, \qquad \text{(III.38′)}$$

где m_β — ошибка построения углов β_1 и β_2, на величину которой оказывают влияние ошибки собственно угловых измерений, инструментальные, внешних условий. Остальные обозначения показаны на рис. 36.

---

* При точных расчетах необходимо учитывать влияние ошибки определения точки P (см. рис. 35) в створе стороны геодезической сетки, соответственно увеличив ошибку центрирования.

По осям координат эта ошибка выражается формулами:

$$\left.\begin{aligned} m_x^2 &= \frac{m_\beta^2}{\rho^2 \sin^2 \gamma}\left(s_1^2 \cos^2 \alpha_2 + s_2^2 \cos^2 \alpha_1\right) \\ m_y^2 &= \frac{m_\beta^2}{\rho^2 \sin^2 \gamma}\left(s_1^2 \sin^2 \alpha_2 + s_2^2 \sin^2 \alpha_1\right) \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(III.39)}$$

При совпадении оси абсцисс с направлением главной оси разбивки сооружения и расположении базиса засечки параллельно им $\alpha_1 = 180 - \beta_1$ и $\alpha_2 = \beta_2$ и формулы (III.39) примут вид:

$$\left.\begin{aligned} m_x^2 &= \frac{m_\beta^2}{\rho^2 \sin^2 \gamma}\left(s_1^2 \cos^2 \beta_2 + s_2^2 \cos^2 \beta_1\right) \\ m_y^2 &= \frac{m_\beta^2}{\rho^2 \sin^2 \gamma}\left(s_1^2 \sin^2 \beta_2 + s_2^2 \sin^2 \beta_1\right) \end{aligned}\right\} \qquad \text{(III.40)}$$

или

$$\left.\begin{aligned} m_x^2 &= \frac{m_\beta^2 b^2}{\rho^2} \cdot \frac{\sin^2 \beta_1 \cos^2 \beta_1 + \sin^2 \beta_2 \cos^2 \beta_2}{\sin^4 \gamma} \\ m_y^2 &= \frac{m_\beta^2 b^2}{\rho^2} \cdot \frac{\sin^4 \beta_1 + \sin^4 \beta_2}{\sin^4 \gamma} \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(III.40')}$$

В данном случае m_x является продольной а m_y — поперечной ошибкой в положении разбиваемой точки.

Для оценки точности разбивки точек способом прямой угловой засечки А. Ф. Лютц [46] предложил рассчитывать наибольшие сдвиги точки под влиянием средних квадратических ошибок построения углов по выведенным им формулам:

а) наибольший средний квадратический сдвиг точки, примерно параллельный базису засечки,

$$\lambda = \frac{b}{\sin \gamma} \cdot \frac{m_\beta}{\rho}; \qquad \text{(III.41)}$$

б) наибольший средний квадратический сдвиг точки, примерно перпендикулярный базису засечки,

$$\eta = \frac{b m_\beta}{\rho} \sqrt{\frac{2 \sin^2 \beta_1 + 2 \sin^2 \beta_2 - \sin^2 \gamma}{\sin^4 \gamma}}. \qquad \text{(III.42)}$$

Средняя квадратическая ошибка засечки может быть найдена из выражения

$$m_з = \sqrt{\frac{\lambda^2 + \eta^2}{2}}. \qquad \text{(III.43)}$$

Ошибками исходных данных являются ошибки взаимного положения пунктов разбивочной основы A и B. Из формул Юнга для определения координат прямой засечки

$$x_C = \frac{x_A \operatorname{ctg}\beta_2 - y_A + x_B \operatorname{ctg}\beta_1 + y_B}{\operatorname{ctg}\beta_1 + \operatorname{ctg}\beta_2};$$

$$y_C = \frac{x_A + y_A \operatorname{ctg}\beta_2 - x_B + y_B \operatorname{ctg}\beta_1}{\operatorname{ctg}\beta_1 + \operatorname{ctg}\beta_2};$$

если считать ошибочными только координаты пунктов, получим:

$$m_{x_C}^2 = \frac{1}{(\operatorname{ctg}\beta_1 + \operatorname{ctg}\beta_2)^2}\left(\operatorname{ctg}^2\beta_2 m_{x_A}^2 + m_{y_A}^2 + \operatorname{ctg}^2\beta_1 m_{x_B}^2 + m_{y_B}^2\right),$$

$$m_{y_C}^2 = \frac{1}{(\operatorname{ctg}\beta_1 + \operatorname{ctg}\beta_2)^2}\left(m_{x_A}^2 + \operatorname{ctg}^2\beta_2 m_{y_A}^2 + m_{x_B}^2 + \operatorname{ctg}^2\beta_1 m_{y_B}^2\right).$$

Ошибка в положении точки C

$$m_и^2 = m_{x_C}^2 + m_{y_C}^2$$

и, следовательно,

$$m_и^2 = \frac{1}{(\operatorname{ctg}\beta_1 + \operatorname{ctg}\beta_2)^2}\left[(1 + \operatorname{ctg}^2\beta_2)\left(m_{x_A}^2 + m_{y_A}^2\right) + (1 + \operatorname{ctg}^2\beta_1)\left(m_{x_B}^2 + m_{y_B}^2\right)\right]$$

или

$$m_и^2 = \frac{1}{(\operatorname{ctg}\beta_1 + \operatorname{ctg}\beta_2)^2}\left[(1 + \operatorname{ctg}^2\beta_2) m_A^2 + (1 + \operatorname{ctg}^2\beta_1) m_B^2\right].$$

После преобразований

$$m_и^2 = \frac{1}{\sin^2\gamma}\left(\sin^2\beta_1 m_A^2 + \sin^2\beta_2 m_B^2\right). \qquad \text{(III.44)}$$

При $m_A \approx m_B = m_т$

$$m_и^2 = m_т^2 \frac{\sin^2\beta_1 + \sin^2\beta_2}{\sin^2\gamma} \qquad \text{(III.45)}$$

и

$$m_и^2 = m_т^2 \frac{s_1^2 + s_2^2}{b^2}. \qquad \text{(III.45′)}$$

Формулы (III.44) и (III.45), определяющие влияние ошибок в положении исходных пунктов на точность разбивки прямой засечкой, дают строгие результаты, если координаты пунктов найдены независимым путем. Наличие зависимости между ошибками

сети, что обычно бывает на практике, делает эти формулы приближенными.

Влияние ошибок центрирования и редукции на точность прямой засечки по существу аналогично влиянию ошибок в положении исходных пунктов A и B. Приняв среднюю квадратическую величину e линейного элемента центрирования и редукции примерно равными, в соответствии с формулами (III.45) и (III.45′) получим

$$m^2_{\text{ц. р}} = e^2 \frac{\sin^2 \beta_1 + \sin^2 \beta_2}{\sin^2 \gamma} = e^2 \frac{s_1^2 + s_2^2}{b^2}. \qquad \text{(III.46)}$$

При разбивочных работах элементы центрирования и редукции стремятся свести к весьма малым величинам, чтобы их влиянием можно было пренебречь. Поэтому теодолиты и визирные марки, как правило, устанавливают непосредственно над центрами пунктов и центрируют для точных определений при помощи оптических отвесов. Если приходится поднимать инструмент на сигнал, то предварительно на столик тщательным образом выносят центр знака и с ним совмещают при наблюдениях проекцию оси вращения инструмента.

Так как центрирование инструмента и визирных марок, а также фиксация разбиваемой точки могут быть выполнены сравнительно точно, то главными ошибками, определяющими точность способа, являются ошибки собственно прямой засечки и влияние ошибок разбивочной основы. Суммарная величина этих ошибок согласно (III.38) и (III.45) составит

$$m^2_{\text{пр. з}} = \left(\frac{m_\beta^2 b^2}{\rho^2 \sin^2 \gamma} + m_\text{т}^2 \right) \frac{\sin^2 \beta_1 + \sin^2 \beta_2}{\sin^2 \gamma}$$

и

$$m^2_{\text{пр. з}} = \left(\frac{m_\beta^2}{\rho^2 \sin^2 \gamma} + \frac{m_\text{т}^2}{b^2} \right) (s_1^2 + s_2^2). \qquad \text{(III.47)}$$

При $s_1 = s_2$ и $\gamma = 90°$ достигается наибольшая точность разбивки. Ошибка в этом случае равна

$$m_{\text{пр. з}} = \sqrt{\frac{m_\beta^2}{\rho^2} b^2 + m_\text{т}^2}. \qquad \text{(III.48)}$$

Способ замкнутого треугольника. Для уточнения разбивки точки прямой засечкой применяют способ замкнутого треугольника. В этом способе после определения в натуре точки C (см. рис. 36) на опорных пунктах A и B измеряют точное значение отложенных углов β_1 и β_2. Затем теодолит устанавливают в точке C и измеряют третий угол γ.

Распределив невязку в треугольнике ABC поровну или в соответствии с весами измерения углов, определяют координаты точки C. Сравнивая их с проектными значениями, находят поправки, по которым разбиваемую точку смещают в натуре.

Для оценки точности определения положения точки C треугольника может быть рекомендована формула*

$$m_C^2 = \frac{s_1^2 + s_2^2 + b^2}{3\sin^2\gamma}\left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2 + \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 s_1^2 + \left(\frac{m_\alpha}{\rho}\right)^2 s_1^2, \quad \text{(III.49)}$$

где m_b и m_α — ошибки определения базиса b и его азимута; m_β — ошибка измерения углов.

§ 20. Способы детальной разбивки

Детальная разбивка сооружений производится от закрепленных точек главных осей преимущественно способами створных и линейных засечек. Могут также быть применены способы прямоугольных и полярных координат (см. § 19).

Створная засечка. Положение точки на местности этим способом определяется *пересечением двух створов (осей)*, закрепленных на противоположных сторонах сооружения. Створы обычно задаются теодолитами (рис. 37).

Створная засечка применяется при разбивке промышленных, городских и других сооружений, где, как правило, оси пересекаются под прямым углом.

Точность створной засечки $m_{с.з}$ зависит от точности построения первого ($m_{ств.I}$) и второго ($m_{ств.II}$) створов, а также от точности фиксирования найденной точки на местности ($m_ф$)

$$m_{с.з}^2 = m_{ств.I}^2 + m_{ств.II}^2 + m_ф^2. \quad \text{(III.50)}$$

Основными ошибками при построении створов являются:

1) ошибки исходных данных ($m_и$);

2) ошибка центрирования теодолита ($m_ц$) и редукции визирных целей ($m_р$);

3) ошибка визирования ($m_в$);

4) ошибка за изменение фокусировки зрительной трубы ($m_{фок}$);

5) влияние внешних условий ($m_{вн}$).

Средняя квадратическая ошибка построения створа равна

$$m_{ств}^2 = m_и^2 + m_ц^2 + m_р^2 + m_в^2 + m_{фок}^2 + m_{вн}^2. \quad \text{(III.51)}$$

Ошибками исходных данных в детальной разбивке являются ошибки во взаимном положении осей. При створных

* Ф. Н. Красовский и В. В. Данилов. Руководство по высшей геодезии, ч. I, вып. 1, 1938, стр. 112.

засечках — это поперечные ошибки в положении знаков, закрепляющих оси.

Для отдельных агрегатов ошибки исходных данных равны отклонениям расстояний между соседними разбивочными осями от проектных значений, что в среднем составляет около ±1 *мм*. Для больших, технологически связанных сооружений, отдельные части которых разбиваются от разных осей, ошибки исходных данных примерно равны 1/10 000—1/25 000 расстояния между этими осями.

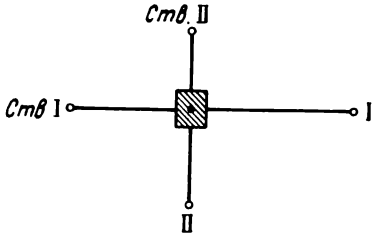


Рис. 37. Створная засечка

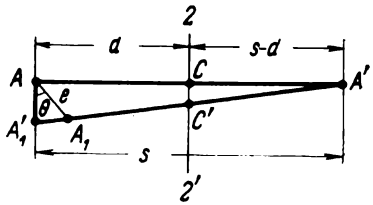


Рис. 38. Влияние центрирования при створной засечке

Влияние ошибки центрирования на точность построения створа можно проследить на следующем примере (рис. 38). Пусть створ $A—A'$ пересекается створом $2—2'$. Инструмент установлен в точке A_1, т. е. с ошибкой $AA_1 = e$. В результате этого вместо створа AA' задают створ A_1A' и точка сооружения C сместится в положение C', т. е. будет разбита с ошибкой $CC' = \Delta_ц$.

Из подобия треугольников $AA'A_1'$ и $CA'C'$ имеем

$$\frac{\Delta_ц}{s-d} = \frac{AA_1'}{s}.$$

Так как

$$AA_1' \approx e\cos\Theta,$$

то

$$\Delta_ц = e\cos\Theta\,\frac{s-d}{s} = e\cos\Theta\left(1-\frac{d}{s}\right). \qquad \text{(III.52)}$$

Из формулы (III.52) следует, что влияние ошибки центрирования будет тем больше, чем ближе находится разбиваемая точка к инструменту и чем длиннее закрепляемый створ. При прочих равных условиях наибольшая величина ошибки $\Delta_ц$ будет при угловом элементе центрирования Θ, равном 0° или 180°. Значит, при разбивках ближних точек точность центрирования должна быть повышена, особенно в направлениях, перпендикулярных задаваемому створу.

Средняя квадратическая величина ошибки построения створа, вызванная ошибкой центрировки инструмента,

$$m_{\text{ц}}^2 = \frac{e^2\left(1-\frac{d}{s}\right)^2}{2\pi}\int_0^{2\pi}\cos^2\Theta d\Theta$$

или

$$m_{\text{ц}} = \frac{e}{\sqrt{2}}\left(1-\frac{d}{s}\right). \qquad \text{(III.53)}$$

Вследствие ошибки в установке визирной цели над закрепленной точкой A' створная линия будет задана с некоторой ошибкой, в результате чего разбиваемая точка C (рис. 39) сместится на величину $CC'=\Delta_{\text{р}}$ (ошибка редукции). Из подобия треугольников $AA'A_1'$ и ACC' имеем

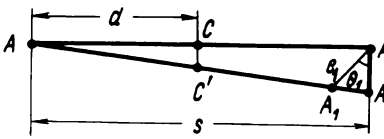


Рис. 39. Влияние редукции

$$\frac{\Delta_{\text{р}}}{d} = \frac{A'A_1'}{s}.$$

Подставляя вместо $A'A_1'$ примерно равную ей величину $e_1\cos\Theta_1$, находим

$$\Delta_{\text{р}} = e_1\cos\Theta_1\frac{d}{s}, \qquad \text{(III.54)}$$

т. е. наибольшее влияние ошибка редукции оказывает на удаленные от инструмента точки, особенно при угловом элементе $\Theta_1=0°$ или 180°.

Среднее квадратическое значение ошибки створа за редукцию

$$m_{\text{р}}^2 = \frac{e_1^2 d^2}{2\pi s^2}\int_0^{2\pi}\cos^2\Theta_1 d\Theta_1$$

или

$$m_{\text{р}} = \frac{e_1}{\sqrt{2}}\cdot\frac{d}{s}. \qquad \text{(III.55)}$$

Следовательно, *центрирование инструмента и визирных целей должно выполняться с особой тщательностью в направлениях, перпендикулярных задаваемому створу.* Влияние линейной ошибки центрирования e будет увеличиваться по мере приближения к теодолиту. Наоборот, влияние ошибки редукции e_1 будет возрастать с удалением от теодолита и приближением к визирной цели.

Если принять, что $e\approx e_1$, то средняя квадратическая ошибка

построения створа, вызванная совместным влиянием центрировки и редукции, будет равна

$$m^2_{\text{ц. р}} = \frac{e^2}{2}\left[\left(\frac{s-d}{s}\right)^2 + \left(\frac{d}{s}\right)^2\right]. \qquad \text{(III.56)}$$

Как уже указывалось, для теодолитов и визирных марок с оптическими центрирами величина e в среднем около 0,5—0,7 *мм*. Для нитяного остроконечного отвеса эта величина будет составлять в закрытых помещениях 2—3 *мм*, на открытых площадках — 3—5 *мм*.

Средняя квадратическая ошибка визирования на четкие визирные цели, расположенные на небольших расстояниях от инструмента, при хорошей освещенности может быть принята

$$m''_{\text{в}} = \frac{20''}{v},$$

где v — увеличение зрительной трубы.

Так как при построении створа приходится визировать дважды (вначале на визирную цель, установленную в закрепленной точке оси, и затем на цель, фиксирующую разбиваемую точку сооружения), то, следовательно, для створных построений ошибка визирования

$$m''_{\text{в}} = \frac{20''\sqrt{2}}{v}$$

или в линейной мере

$$m_{\text{в}} = \frac{20''\sqrt{2}}{v} \cdot \frac{d}{\rho''}, \qquad \text{(III.57)}$$

где d — расстояние от разбиваемой точки до инструмента.

При разбивке сооружения способом створных засечек приходится визировать на точки, расположенные от инструмента на различных расстояниях, что заставляет менять фокусировку трубы. Вследствие неправильного хода фокусирующей линзы это вызывает смещение визирной оси относительно ее первоначального положения (ошибка фокусирования). По опытным данным, в точных оптических теодолитах эта ошибка составляет в среднем 1—2″.

Ошибка фокусирования изменяет величину коллимационной ошибки теодолита. Основываясь на этом, предлагается* следующая методика выявления этого источника ошибок. Для двух точек, расположенных примерно на уровне горизонта инструмента (одна на дальнем расстоянии s_1, другая на близком s_2), определяют

* О. Д. Климов, Ю. В. Мохов. О колебании визирной оси трубы теодолита при фокусировании. Тр. МИИГАиК, вып. 36, 1959.

коллимационные ошибки c_{s_1} и c_{s_2}. Разность этих ошибок может быть представлена в виде

$$\delta_{s_1-s_2} = c_{s_1} - c_{s_2} = \sigma_\Phi + \sigma_r + \Delta_\Sigma, \qquad \text{(III.58)}$$

где σ_Φ — систематическая ошибка из-за неправильного хода фокусирующей линзы; $\sigma_r = r\rho''\left(\frac{1}{s_1} - \frac{1}{s_2}\right)$ — постоянная ошибка вследствие внецентренности линии визирования; r — линейный элемент внецентренности трубы, Δ_Σ — суммарное влияние случайных ошибок фокусирования, за перемену температуры, а также визирования, отсчета и др.

Произведя ряд измерений величин c_{s_1} и c_{s_2} состоящий из n приемов, можно составить n разностей типа (III.58) и определить примерную величину систематических ошибок фокусирования

$$\sigma_{\Phi, r} = \frac{[\delta_{s_1-s_2}]_1^n}{n} \qquad \text{(III.59)}$$

и среднюю квадратическую величину случайных ошибок

$$m_\Sigma = \sqrt{\frac{[(\delta_{s_1-s_2} - \sigma_{\Phi, r})^2]_1^n}{n}}. \qquad \text{(III.60)}$$

В среднем значении при круге право и круге лево систематическая ошибка $\sigma_{\Phi, r}$ практически исключается и, следовательно, для уменьшения влияния ошибки фокусирования створные измерения необходимо выполнять при двух положениях круга теодолита.

Ошибка фиксирования, как уже отмечалось, зависит от способа проектирования визирной цели на обноску, опалубку или металлический знак в фундаменте и способа закрепления точки. В качестве визирной цели, устанавливаемой в створе, обычно применяют гвоздь, шпильку или карандаш. Если в теодолит видно основание цели, то очевидно, что створ может быть закреплен гвоздем или при помощи керна с ошибкой порядка 1,5—2 *мм*.

Если основание визирной цели не видно и приходится ставить в створ ее среднюю или даже верхнюю часть, то вследствие наклона цели, устанавливаемой на глаз, ошибка фиксирования точки может доходить до 5 *мм* и больше. В таких случаях при точных работах следует применять марки с оптическими отвесами, которые дают возможность спроектировать и закрепить точку с ошибкой не более 1 *мм*.

В тихую погоду или в закрытых помещениях в качестве визирных целей можно применять нитяные отвесы. Отвес перемещают на штативе или на планке до совпадения нити с коллимационной плоскостью трубы и острием отвеса фиксируют точку. Применяя тяжелый остроконечный отвес, можно достигнуть точности порядка 2 *мм*.

Из внешних условий наиболее существенное влияние на точность построения створа оказывает боковая рефракция, возникающая вследствие наличия температурного градиента воздуха на линии визирования. В условиях строительной площадки температурные градиенты могут достигать 0,3° на 1 *м* и боковая рефракция может значительно искажать створные засечки. По опытным данным, положение средней точки 300-метрового створа, определенное оптическим теодолитом в утренние и вечерние часы, различалось на величину до 5 *мм*, а в двухкилометровом створе — до 30 *мм*.

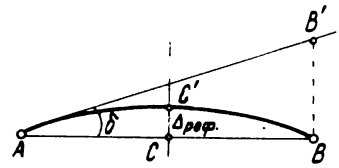


Рис. 40. Рефракция при створных наблюдениях

Если *ACB* (рис. 40) — проектная ось, то под влиянием рефракции световой луч идет по некоторой кривой *AC'B*. По этой кривой устанавливаются в створ теодолитом разбиваемые точки. При сравнительно однородном поле рефракции наибольшее искажение будет в середине створа и выражается величиной *CC'*.

Следовательно, для учета влияния рефракции в створных измерениях необходимо знать не только начальный угол δ, но и уравнение всей кривой *AC'B* или хотя бы координаты ее характерных точек.

Для уменьшения влияния рефракции створные засечки ответственных сооружений выполняют многократно, в разных температурных условиях. При этом стремятся, чтобы линия визирования не проходила ближе 1—2 *м* от стен и боковых граней фундаментов.

При строительстве особо точных установок в закрытых помещениях создают стабильные внешние условия или определяют на пути визирного луча величины термических градиентов и вычисляют поправки за рефракцию, которые и вводят в створные измерения*. Приближенные значения этих поправок могут быть найдены по следующей формуле:

$$\sigma_{мм} = \frac{0{,}05 P_{ср} d\,(s-d)}{(273{,}2 + t^0_{ср})^2}\,\nabla t_{ср}, \qquad \text{(III.61)}$$

где $P_{ср}$ — среднее на створе давление воздуха в *мм рт. ст.*; $t^0_{ср}$ — средняя для створа температура воздуха по Цельсию; s — общая длина створа в *м*; d — расстояние от инструмента до точки створа, для которой определяется поправка в *м*; $\nabla t_{ср}$ — средний на створе градиент температуры воздуха в направлении, перпендикулярном створу (в градусах на 1 *м*).

---

* Д. И. Михелев. Формулы учета боковой рефракции при выполнении геодезических работ в закрытых помещениях. Известия вузов, раздел «Геодезия и аэрофотосъемка», вып. 3, 1967.

Способ линейной засечки. В способе линейной засечки точки сооружения определяются пересечением расстояний, отложенных от закрепленных на местности точек стороны или осей сооружения.

Пусть необходимо разбить линейной засечкой сооружение $ABCD$ (рис. 41, *а*), сторона которого $AB=b$ определена от пункта строительной сетки или полигонометрии. От точки A по рулетке

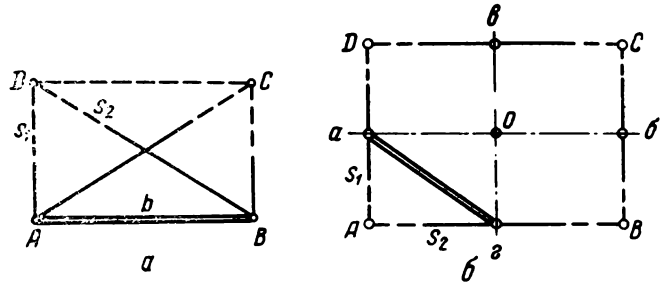


Рис. 41. Линейная засечка:
а) со стороны, б) осевых точек

откладывают длину $AD=s_1$; от точки B второй рулеткой откладывают диагональ $s_2=\sqrt{s_1^2+b^2}$. В пересечении замеченных на рулетках концов отрезков s_1 и s_2 находят на местности точку сооружения D. Аналогично определяют точку C. Для контроля разбивки измеряют сторону CD, которая должна быть равна b.

На рис. 41, *б* показан пример разбивки контура фундамента линейной засечкой от его осевых знаков *а, б,* и *в, г.* На знаках *а* и *г* устанавливают нулевые штрихи рулеток и по проектным расстояниям s_1 и s_2 засекают точку сооружения A. Таким же образом от знаков *г* и *б* засекают точку B, от знаков *а* и *в* — точку D, от знаков *б* и *в* — точку C. Правильность разбивки проверяют равенством диагоналей AC и BD.

Очевидно, что *линейные засечки можно применять только для разбивок таких сооружений, у которых длина сторон и диагоналей не превышает длины мерного прибора*

Для определения точности линейной засечки в полной формуле средней квадратической ошибки прямой угловой засечки

$$m^2=b^2\frac{\sin^2\beta_2}{\sin^4\gamma}\cdot\frac{m_{\beta_1}^2}{\rho^2}+b^2\frac{\sin^2\beta_1}{\sin^4\gamma}\cdot\frac{m_{\beta_2}^2}{\rho^2} \qquad \text{(III.62)}$$

выразим синусы углов через стороны и ошибки измерения углов — через ошибки длин сторон (рис. 42). Так как

$$\frac{\sin\beta_1}{\sin\gamma}=\frac{s_2}{b};\qquad \frac{\sin\beta_2}{\sin\gamma}=\frac{s_1}{b}$$

и

$$\frac{m_{\beta_1}}{\rho} \approx \frac{m_{s_2}}{s_1}; \quad \frac{m_{\beta_2}}{\rho} \approx \frac{m_{s_1}}{s_2},$$

то

$$m^2 = \frac{1}{\sin^2 \gamma}(m_{s_1}^2 + m_{s_2}^2). \quad \text{(III.63)}$$

Учитывая, что

$$\sin^2 \gamma = \left(2 \sin \frac{\gamma}{2} \cos \frac{\gamma}{2}\right)^2 =$$

$$= \frac{4p(p-s_1)(p-s_2)(p-b)]}{s_1^2 s_2^2},$$

где

$$p = \frac{s_1 + s_2 + b}{2},$$

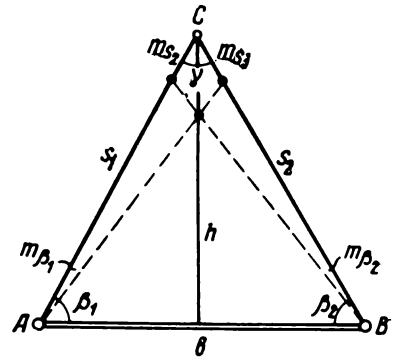


Рис. 42. Ошибки линейной засечки

и принимая $m_{s_1} \approx m_{s_2} = m_s$, будем иметь

$$m = m_s \frac{s_1 s_2}{\sqrt{2p(p-s_1)(p-s_2)(p-b)}}. \quad \text{(III.64)}$$

В случае равенства относительных ошибок измерений сторон $\frac{m_{s_1}}{s_1} = \frac{m_{s_2}}{s_2} = \frac{m_s}{s}$ формула (III.63) примет вид

$$m_1 = \left(\frac{m_s}{s}\right) \frac{s_1 s_2}{2} \sqrt{\frac{s_1^2 + s_2^2}{p(p-s_1)(p-s_2)(p-b)}}. \quad \text{(III.65)}$$

Из формулы (III.63) следует, что если угол γ при разбиваемой точке равен 90°, то формулы (III.64) и (III.65) будут иметь следующий простой вид:

$$m = m_s \sqrt{2} \quad \text{(III.64')}$$

и

$$m_1 = \frac{m_s}{s} \sqrt{s_1^2 + s_2^2}. \quad \text{(III.65')}$$

На точность определения точек этим способом будут также оказывать влияние ошибки исходных данных и ошибки фиксирования точек

$$m_{\text{л. з}}^2 = m_{\text{и}}^2 + m^2 + m_{\text{ф}}^2. \quad \text{(III.66)}$$

Глава IV

УСТАНОВКА В ПРОЕКТНОЕ ПОЛОЖЕНИЕ И ВЫВЕРКА КОНСТРУКЦИЙ

§ 21. Геодезическая подготовка к монтажным работам

Исполнительная съемка. В соответствии с детальной разбивкой строят здания и эстакады, возводят фундаменты, устанавливают закладные части для монтажа оборудования. После завершения строительных работ выполняют исполнительную съемку сооружения, обращая особое внимание на соответствие планового и высотного расположения закладных частей (анкерных устройств, опорных плит) и вводов коммуникаций проектным данным.

Выявленные в процессе исполнительной съемки недопустимые отклонения от проекта устраняют, и фундамент принимают для производства монтажных работ.

Установка в проектное положение конструкций и оборудования (в плане, по высоте и по вертикали) требует наиболее высокой точности геодезических работ. Монтаж строительных конструкций производится с точностью, характеризуемой средней квадратической ошибкой их взаимного положения ± 2—3 *мм*. Установка технологического оборудования обычно требует точности около ± 1 *мм*. Ошибки монтажа уникальных агрегатов и механизмов составляют десятые, а то и сотые доли миллиметра.

Подготовительные работы при монтаже оборудования состоят в контроле за установкой закладных частей, в доведении опорных плоскостей до проектного уровня, в выборе и закреплении монтажных осей, создании сети рабочих реперов.

Выбор монтажных осей. Если при строительных работах разбивочные оси обычно совпадают с осями симметрии сооружения и являются лишь геометрическими линиями, от которых разбивают грани фундаментов и закладные части, то для монтажных работ часто бывает целесообразнее выбрать оси так, чтобы они, располагаясь строго параллельно осям фундамента, совпадали с некоторыми важными в технологическом отношении линиями или плоскостями оборудования, ибо в этом случае будет удобнее установить это оборудование в проектное положение. Так, напри-

мер, при монтаже направляющих путей агрегатов (рис. 43, *а*) за монтажную ось удобно принять не ось симметрии пути, а ось или вертикальную грань одной из ниток направляющих; при установке емкостей или цилиндрических аппаратов, расположенных в один ряд (рис. 43, б), в качестве монтажной оси выгодно выбрать линию, проходящую через крайние образующие цилиндров, по которой последние устанавливают в проектное положение при помощи теодолита или струны и т. д.

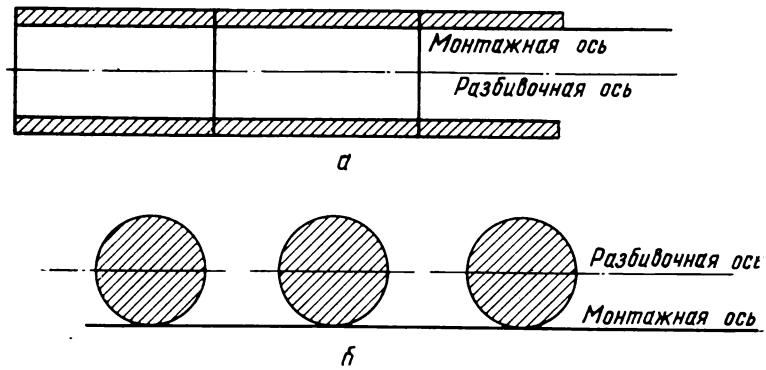


Рис. 43. Монтажные оси

Монтажные оси выбирают после тщательного изучения чертежей фундаментов, общих компоновочных чертежей оборудования и чертежей отдельных узлов, а также технологической схемы; учитывают возможность использования этих осей для периодической выверки агрегатов в процессе эксплуатации, добиваясь, чтобы между закрепленными точками осей после установки оборудования была взаимная видимость и вся линия по возможности была удобной для измерительных работ.

Намеченные монтажные оси согласовывают с главным инженером проекта и главным инженером монтажа и закрепляют в натуре теми или другими знаками в зависимости от необходимой точности установки и выверки агрегата. Монтажные оси, не совпадающие с осями фундамента, разбивают от закрепленных точек последних путем откладывания соответствующих расстояний.

Закрепление осей. При точных инженерно-геодезических работах к знакам крепления и центрам предъявляют высокие требования.

Знаки должны быть практически неизбле мыми, т. е. их конструкция и глубина заложения должны быть таковы, чтобы изменения центра в плане и по высоте были меньше заданных допусков на монтажные работы.

Знаки должны быть долговечными и служить надежной опорой не только в процессе монтажных работ, но и для периодических выверок агрегатов в период эксплуатации и для измерений осадок и деформаций оснований до их полного затухания.

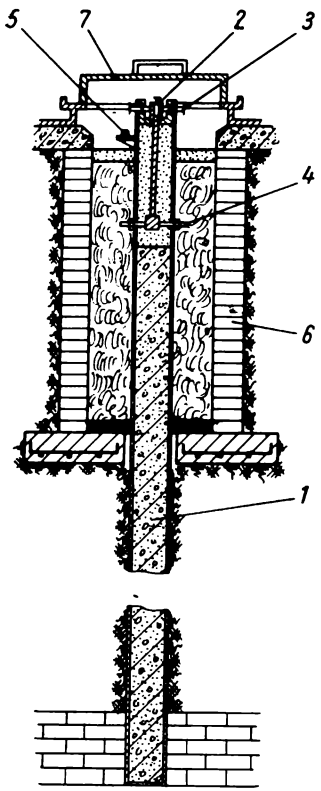


Рис. 44. Планово-высотный знак закрепления основных осей

Конструкция центра знаков должна позволять быстро и с высокой точностью производить центрирование инструментов и визирных марок.

Место расположения знаков должно быть удобным для выполнения высокоточных измерений, а их схема размещения и число должны обеспечивать надежный контроль за их взаимным плановым и высотным положением.

В зависимости от необходимой точности установки и выверки оборудования монтажные оси закрепляют фундаментальными знаками с глубиной закладки до коренных пород или облегченными металлическими знаками с установкой их в теле фундамента.

Для закрепления основных осей агрегатов, которые требуют высокой точности установки и периодической выверки, следует применять глубинный знак, предложенный М. С. Муравьевым (рис. 44). Нижняя часть этого знака представляет собой стальную трубу *1* диаметром 250—300 *мм*, вертикально забуренную до коренных пород и заполненную бетоном. Верхняя часть знака длиной около 1 *м* бетоном не заполняется; внутри нее на карданном подвесе укрепляют координатный центр *2* с верхним *3* и нижним *4* рядом юстировочных винтов. При помощи верхнего ряда винтов координатный центр устанавливают в створе закрепляемой оси. Одновременно нижними винтами приводят ось центра по особому накладному уровню в отвесное положение.

Снаружи к трубе приваривают уголок *5* с полусферической головкой из нержавеющей стали, служащей в качестве фундаментального репера. Для уменьшения влияния на знак сезонных колебаний температуры верхнего слоя грунта вокруг знака сооружают тепло- и гидроизоляционный колодец *6* глубиной 2—3 *м*. Сверху колодец закрывают крышкой *7*.

Для крепления вспомогательных осей применяют знаки более

простых типов, как, например, знак, показанный на рис. 45. Головку знака изготовляют из нержавеющей стали и к ней приваривают хвостовую часть длиной 20—30 *см*. Знаки устанавливают в лунках, выдолбленных в ленточном фундаменте стен и колонн или в закладываемых бетонных монолитах. Положение оси фиксируют керном на головке знака, которая сверху закрывается небольшой крышкой.

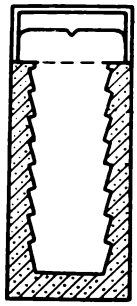


Рис. 45. Знак вспомогательной оси

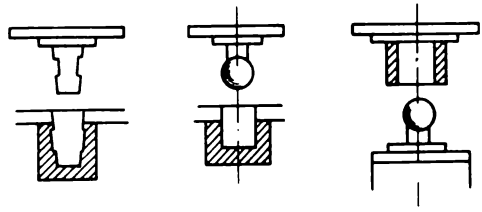


Рис. 46. Схемы автоматического центрирования

В сложных знаках координатные центры имеют особые приспособления в виде конической или цилиндрической втулки, шарикового устройства и др. (рис. 46) для точного автоматического («принудительного») центрирования устанавливаемых на них теодолитов и визирных марок. В простых знаках осевая точка фиксируется керном или перекрестием и центрирование инструментов производится оптическими или нитяными отвесами в зависимости от требуемой точности.

Поверка монтажных осей. Перед установкой оборудования проверяют положение монтажных осей, их взаимную перпендикулярность. Точки пересечения продольных и поперечных осей выносятся на фундамент оптическими теодолитами методом створной засечки и фиксируются временными знаками (на рис. 47 точки *I, A/I; B/I; II, A/II, B/II*).

Затем измеряют расстояние между продольными (между точками *I—A/I*, *I—B/I*; *II—A/II*, *II—B/II*) и поперечными осями (между точками *I—II*). Линии измеряют в прямом и обратном направлениях, приводя результаты к средней эксплуатационной температуре.

Если знаки располагаются на сплошной бетонной плите (без швов) и измерения производят стальными мерными приборами, то обычно поправки за температуру при разбивках монтажных осей и контрольных промерах не вводят, так как коэффициенты расширения бетона и стали примерно одинаковы.

Одновременно в точках *I* и *II* оптическим теодолитом измеряют

2—3 приемами углы пересечения осей. Результаты угловых и линейных измерений сравнивают с проектными данными, и если отклонения превышают допуски, то несколько исправляют положение осей, смещая точки на знаках крепления.

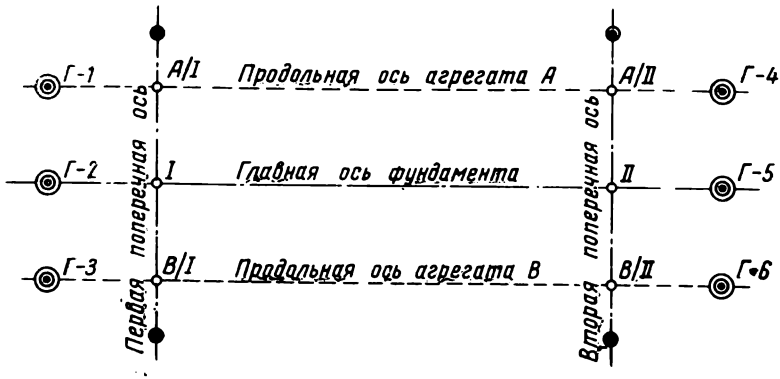


Рис. 47. Схема монтажных осей

Приемка окончательного положения осей оформляется актом.

Создание сети рабочих реперов. Для высотной установки строительных конструкций и технологического оборудования необходима густая сеть реперов. Реперы устанавливают в фундаментах, на колоннах, перекрытиях и т. д. Если в каком-либо ряде реперы целесообразно расположить строго на одном и том же уровне, то знак изготовляют в виде болта с полусферической головкой, вращающегося в пластине с гайкой. Пластины приваривают к металлическим колоннам (рис. 48). При помощи нивелира головки болтов путем их ввинчивания или вывинчивания устанавливают на определенную отметку и затем приваривают точечной электросваркой к пластине.

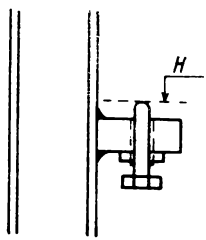


Рис. 48. Рабочий репер

Отметки рабочих реперов периодически проверяют нивелированием между фундаментальными знаками.

§ 22. Способы плановой установки и выверки конструкций

Плановую установку строительных конструкций и технологического оборудования в проектное положение производят от монтажных осей, которые задаются струной или оптическим прибором. В соответствии с этим различают струнный, струнно-оптический и оптический способы плановой установки.

Струнный способ. В этом способе между закрепленными точками осей натягивают струну диаметром 0,3—0,8 *мм*. *Струну принимают за монтажную ось* и относительно нее с помощью легкого нитяного отвеса устанавливают осевые точки оборудования.

Основные источники ошибок этого способа — колебание струны, вызванное главным образом передвижением по ней нити отвеса, и проектирование струны на точки оборудования посредством отвеса. На длинных створах струна дает значительный провес. Поэтому конечные точки подвеса струны приходится высоко поднимать над центрами крепления осей, что усложняет ее точное совмещение с монтажным створом и является дополнительным источником ошибок.

При тщательной работе в закрытых помещениях и длине створа до 80 *м* способом струны и отвеса можно обеспечить точность монтажа в среднем порядка ± 2 *мм*. На более длинных линиях колебания струны при пользовании нитяным отвесом резко возрастают, соответственно увеличивая ошибки монтажа оборудования.

На небольших створах (до 20 *м*) струнным способом получают и более высокую точность. Однако в этих случаях отвесом не пользуются, а проектные расстояния от струны (оси) до опорных плоскостей монтируемых агрегатов отмеряют микрометренными концевыми приборами (см. § 75).

Струнно-оптический способ. Струна, как монтажная ось, обладает рядом преимуществ. На нее не влияют такие источники ошибок оптических систем, как рефракция, колебания изображения, перемена фокусирования. Кроме того, она удобна для одновременного монтажа оборудования в разных частях линии, так как не требует видимости вдоль всего створа.

Чтобы использовать эти преимущества струны в точных монтажных работах, в МИИГАиК разработаны особые оптические проектирующие приборы *.

Оптический проектирующий прибор ОПП-2 (рис. 49) состоит из наклонно расположенной зрительной трубы *1*, к которой жестко прикреплены столик *2* и коническая ось *3*. Последняя вставляется в тщательно притертую втулку *5* подставки *6*, имеющей три подъемных винта *7*. В этой втулке, которая по своим размерам в точности равна втулкам центров опорных знаков, зрительную трубу со столиком можно вращать и закреплять зажимным винтом *10*. Визирный луч после прохождения окуляра и объектива попадает в пентапризмы и после преломления направляется вверх к точке визирования *С* (струне). В конструкции предусмотрено, что продолжение этого луча должно совпадать с осью вращения прибора и лежать в контактной плоскости *9*. Для приведения оси вра-

* Первая модель проектирующего прибора ОПП-1 изготовлена в 1951 г.

щения прибора в отвесное положение на столике установлены два взаимно перпендикулярных цилиндрических уровня *11*.

Очевидно, что если ось вращения, а следовательно, и вертикальный визирный луч лежат в контактной плоскости *9* и прибор установлен так, что эта ось проходит через подвешенную вдоль монтажной оси струну, т. е. находится в створе монтажной оси, то и соответствующие плоскости оборудования, совпадающие с контактной плоскостью *9*, будут также находиться в створе монтажной оси.

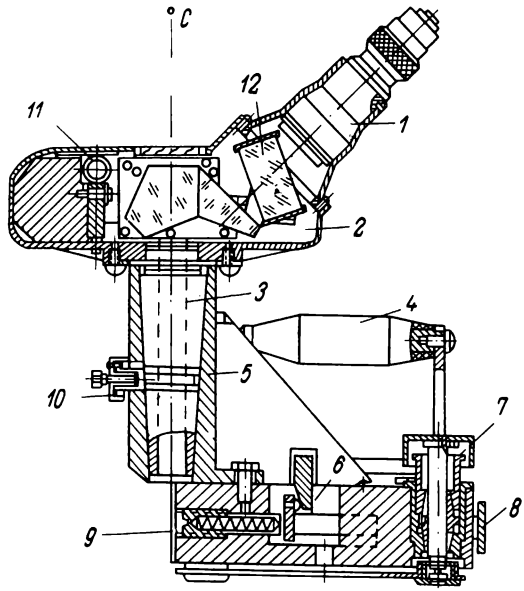


Рис. 49. Прибор ОПП-2

Для измерения небольших отклонений (в пределах ±2,5 *мм*) прибор снабжен оптическим микрометром в виде плоско-параллельной пластинки *12* с барабаном.

В зависимости от конструкции устанавливаемых деталей могут быть изготовлены подставки разной формы с различным расположением поверхностей или линий контактирования.

Для плотного прижатия контактных пластин к выверяемой плоскости подставка прибора снабжена пружинным упором *8*, который при поднятии ручек *4* убирается.

Для натяжения струны в створе монтажной оси позади глубинных знаков с обеих сторон фундамента устанавливают металлические стойки (рис. 50) и на них укрепляют на удобной для монтажа высоте блочные приспособления, через которые пропускают струну с грузами на концах. Во втулки знаков *A* и *B*, закрепляющих монтажную ось, вставляют оптические приборы (без подставки), и поперечным перемещением блочных приспособлений методом приближений добиваются, чтобы на обоих знаках изображение струны в поле зрения трубы проходило через пересечение сетки нитей.

Для контроля установку струны проверяют при положении прибора, повернутого на 180°. Если при этом получаются небольшие отклонения, являющиеся результатом погрешностей в его

юстировке, то струну располагают симметрично относительно отклонений при двух положениях прибора. Таким же образом положение струны периодически проверяют в процессе работы.

Установленную струну считают лежащей в створе монтажной оси. Для размещения в этом створе некоторых секций или деталей оборудования устанавливают на них оптические приборы,

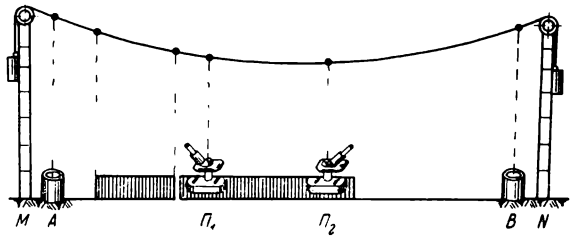


Рис. 50. Схема струнно-оптического способа

совмещая контактные плоскости последних с соответствующими осями или гранями оборудования. Оси вращения приборов приводят в отвесное положение и определяют оптическим микрометром величины уклонения секции от монтажного створа. Затем перемещают секцию вместе с установленными на ней приборами, удерживая при этом уровни на нульпунктах до прохождения изображения струны через пересечения нитей сетки. Одновременно, регулируя соответствующие клинья, устанавливают секцию точным нивелиром на определенную отметку.

Исполнительная съемка смонтированного оборудования может быть также выполнена струнно-оптическим методом. Для этого при двух положениях трубы оптического прибора измеряют барабаном микрометра отклонения точек оборудования от монтажной оси (струны) в прямом и обратном ходе.

Чтобы установленная струна неизменно сохраняла свое положение и не колебалась, в период монтажа в цехе должны быть созданы условия для спокойного состояния воздуха: закрыты все окна и двери, до минимума сведены передвижения крана и т. д.

Основными ошибками, определяющими точность струнно-оптического способа, являются:

1) ошибки исходных данных — разбивки и закрепления монтажных осей ($m_и$);

2) ошибки установки струны в створ монтажной оси ($m_с$);

3) ошибки проектирования струны оптическим прибором ($m_п$);

4) ошибки влияния внешних условий: колебания струны ($m_к$), фазы освещения ($m_ф$).

Монтажные оси разбивают и закрепляют с большой точностью.

Ошибки их взаимного положения часто не превышают десятых, а при особо точных работах и сотых долей миллиметра.

В створ монтажной оси струну устанавливают при помощи оптических проектирующих приборов. Так как эта установка производится весьма тщательно, то можно принять, что

$$m_c = \frac{m_п}{\sqrt{2}}. \qquad (IV.1)$$

Ошибка проектирования струны оптическим прибором на монтажный горизонт может быть подсчитана по известной формуле

$$m_{п(мм)} = \frac{m''_п h}{\rho''}, \qquad (IV.2)$$

где $m''_п$ — средняя квадратическая ошибка проектирования в секундах; h — высота струны над прибором в *мм*.

Но ошибка проектирования

$$m''^2_п = m''^2_н + m''^2_в, \qquad (IV.3)$$

где $m''_н$ — ошибка нивелирования прибора; $m''_в$ — ошибка визирования (совмещения нити сетки с изображением струны).

Для условий монтажных работ можно принять, что

$$m''_н = 0{,}2\tau'', \qquad (IV.4)$$

где τ — цена деления уровня.

Ошибка визирования на струну будет несколько больше, чем на марку. В среднем

$$m''_в = \frac{30''}{v}, \qquad (IV.5)$$

где v — увеличение трубы.

Таким образом,

$$m''_п = \sqrt{(0{,}2\tau)^2 + \left(\frac{30}{v}\right)^2}. \qquad (IV.6)$$

В приборе ОПП-2 установлен уровень с $\tau = 10''$ и использована зрительная труба от теодолита ТОМ ($v = 18^{\times}$).

Если ошибка $m_п$ задана условиями монтажа то, приняв

$$m''_н \approx m''_в = \frac{m''_п}{\sqrt{2}} = \frac{m_{п(мм)}\,\rho''}{h\sqrt{2}},$$

найдем

$$\tau'' = \frac{m_{п(мм)}\rho''}{0{,}2h\sqrt{2}} \qquad (IV.7)$$

и

$$v = \frac{30'' h \sqrt{2}}{m_{\text{п}(мм)} \rho''}. \qquad \text{(IV.8)}$$

При $\tau = 10''$; $v = 18^{\times}$; $h = 5$ *м* получим $m_{\text{п}} = \pm 0{,}06$ *мм*.

На точность струнно-оптического способа оказывает влияние освещение струны. При боковом освещении возникает ошибка за фазу, предельная величина которой может доходить до четверти диаметра струны,

$$\Delta_{\text{ф}} = {}^1/_4 d. \qquad \text{(IV.9)}$$

Наиболее часто применяют стальную калиброванную струну диаметром 0,1—0,3 *мм*.

Существенное влияние на точность струнно-оптического способа оказывают колебания струны, возникающие вследствие перемещения воздушных масс. По опытным данным, струна диаметром 0,3 *мм*, длиной 200 *м* и натяжением 8 *кГ* при прохождении крана отклоняется в сторону на 0,3 *мм*. При открытых дверях цеха струна медленно вибрирует с амплитудой до $\pm 0{,}5$ *мм*. Даже в совершенно закрытом помещении и спокойной атмосфере под влиянием конвекции наблюдаются медленные колебания, амплитуда которых в средней части струны доходит до $\pm 0{,}03$ *мм*.

Естественно, что любые поперечные перемещения струны от монтажной оси понижают точность плановой установки оборудования, и необходимо принимать все меры предосторожности, чтобы эти колебания были пренебрегаемо малы. Исполнительная съемка направляющих путей длиной в 200 *м*, смонтированных по струне прибором ОПП-2, показала, что средняя квадратическая ошибка этого способа составляет $\pm 0{,}06$—$0{,}08$ *мм*.

Иногда применение натянутой сверху струны и проектирующего прибора встречает большие затруднения. Смонтированные агрегаты закрывают выверяемые оси и плоскости и не дают возможности спроектировать на них струну. В этих случаях удобнее натягивать струну рядом с монтажной осью (на расстоянии 0,3—0,5 *м* от последней) и, пользуясь струной, как базовой линией, производить установку и выверку технологического оборудования при помощи прецизионного оптического ординатометра (рис. 51).

Оптический ординатометр состоит из зрительной трубы (микроскопа) *1*, линия визирования которой устанавливается вертикально при помощи уровней *2* (или самоустанавливающихся компенсаторов), подставки *3* с подъемными *4* и микрометренными винтами *5*, индикаторного узла *6*.

Длина линии от визирной оси трубы до упора индикатора при нулевом отсчете шкалы составляет уравнение прибора, которое определяется для некоторой температуры из эталонирования. Установив струну (диаметром 0,1 *мм*) строго параллельно мон-

тажной оси, наводят на нее трубу ординатометра и по индикатору измеряют расстояние от струны до опорной грани монтируемой секции. Так как проектная величина этого расстояния известна, то секцию с прибором передвигают до получения на шкале индикатора предвычисленного отсчета.

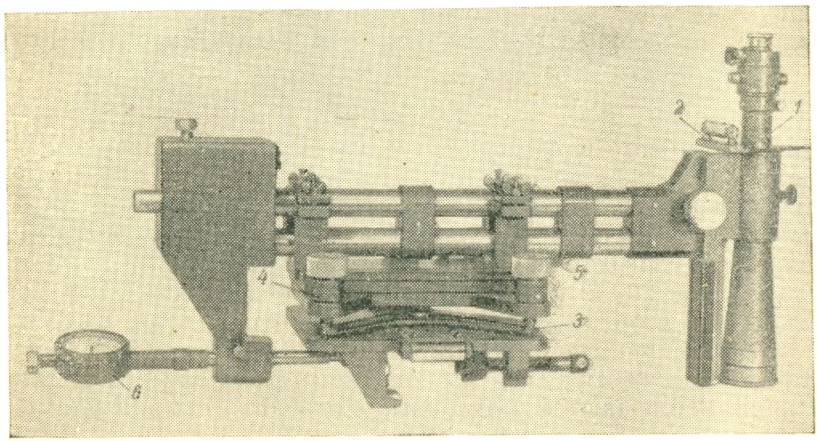


Рис. 51. Оптический ординатометр

При исполнительной съемке смонтированной линии отсчеты по индикатору в выверяемой точке берут дважды, каждый раз независимо визируя на струну зрительной трубы.

По опытным данным, способ струны и оптического ординатометра обеспечивает монтаж оборудования в среднем с ошибкой $\pm 0{,}05$ *мм*.

Способ оптического визирования. Широкое распространение получили способы монтажа, в основе которых лежит оптическое построение створов.

Способ прямого визирования. В способе прямого визирования на одном из опорных пунктов створа устанавливают теодолит, на другом — визирную марку. *Монтажная ось задается линией визирования теодолита, наведенного на марку.* В створе этой оси устанавливают передвижную марку и соответствующие линии оборудования.

Основные источники ошибок этого способа те же, что и при построении створа: влияние ошибок исходных данных (разбивки и закрепления монтажных осей), центрирования и редукции, визирования, фокусирования, влияние внешних условий.

Применяя особые подставки для теодолита и визирных марок, а также конструкции центров (см. рис. 46), можно свести ошибки

центрирования и редукции к пренебрегаемой величине. Тогда точность способа при благоприятных внешних условиях будет в основном определяться ошибками визирования и фокусирования.

При примерно равном влиянии этих источников ошибок (см. § 20)

$$m_{в,\,ф} = m_в \sqrt{2} = \frac{20'' \cdot 2}{v} \cdot \frac{d}{\rho''}. \qquad (IV.10)$$

при $v = 40^{\times}$; $d = 100$ *м* ошибка $m_{в.ф} = \pm 0{,}5$ *мм*.

Ошибка возрастает пропорционально длине монтируемой линии.

Для уменьшения величины этой ошибки монтажные работы начинают с середины участка. Сначала монтаж ведут от середины линии по направлению к точке, на которой стоит инструмент. Затем меняют местами инструмент и визирную марку установленную на конечном знаке, и продолжают монтаж на второй половине линии. Очевидно, что при таком монтаже наибольшая ошибка будет в средней части; на длинных линиях она может достигать недопустимой величины.

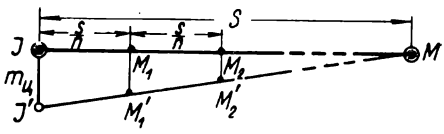


Рис. 52. Схема способа створных точек

Способ последовательных створов. При точных работах для уменьшения влияния ошибок визирования применяют так называемый способ створных точек, или последовательных створов. В этом способе общее расстояние между опорными пунктами делят на n примерно равных частей (рис. 52). Теодолит J наводят на неподвижную опорную марку M и в створе линии визирования устанавливают при помощи передвижной марки (см. рис. 80) детали оборудования в первом промежутке, равном s/n. Передвижную марку устанавливают в точке M_1 находящейся в створе JM, и тщательно нивелируют. Затем марку снимают с подставки, и на ее место ставят теодолит, перенесенный с центра знака.

Теодолит наводят на неподвижную марку, и в створе M_1M от точки M_1 до M_2 продолжают установку точек при помощи передвижной марки. Затем инструмент переносят в точку M_2 и т. д. Таким образом, последовательно переставляя инструмент на место установленной в створе передвижной марки и ориентируясь по конечной марке M, монтируют линию на всех n участках.

Определим закон накопления ошибок в точках M_1, M_2, M_3,. . ., M.

Пусть поперечная слагающая ошибки центрирования инструмента в начальной точке J (в центре знака) будет $m_ц$. Как видно из рис. 52, по мере удаления передвижной марки от инструмента влияние ошибки центрирования уменьшается пропорционально

оставшемуся расстоянию до неподвижной марки, стоящей на знаке в точке M.

Ошибка центрирования в точке M_1 будет

$$m_{ц_1} = \frac{m_ц}{s}\left(s - \frac{s}{n}\right) = m_ц \frac{n-1}{n}. \qquad (а)$$

Линейная величина ошибки визирования и фокусирования на эту точку согласно (IV.10)

$$m_{в,\,ф_1} = \frac{m''_{в,\,ф}}{\rho''} \cdot \frac{s}{n}. \qquad (б)$$

Общая ошибка в положении точки M_1 равна

$$m_1^2 = m_{ц_1}^2 + m_{в,\,ф_1}^2 \qquad (в)$$

или с учетом (а) и (б)

$$m_1^2 = m_ц^2\left(\frac{n-1}{n}\right)^2 + \frac{m_{в,\,ф}^2}{\rho^2}\left(\frac{s}{n}\right)^2. \qquad (IV.11)$$

Ошибка центрирования инструмента в точке M_1 может быть принята равной ошибке установки передвижной марки в этой точке. Тогда при установке марки в точке M_2 влияние ошибки центрирования инструмента составит

$$m_{ц_2} = m_1 \frac{s - \frac{2s}{n}}{s - \frac{s}{n}} = m_1 \frac{n-2}{n-1}. \qquad (г)$$

Ошибка $m_{в,\,ф}$ по-прежнему равна

$$m_{в,\,ф_2} = \frac{m''_{в,\,ф}}{\rho''} \cdot \frac{s}{n}. \qquad (д)$$

Следовательно, общая ошибка установки створа в точке M_2 будет

$$m_2^2 = m_{ц_2}^2 + m_{в,\,ф_2}^2 = m_1^2\left(\frac{n-2}{n-1}\right)^2 + \frac{m_{в,\,ф}^2}{\rho^2}\left(\frac{s}{n}\right)^2. \qquad (IV.12)$$

Аналогично найдем ошибки установки в точке M_3

$$m_3^2 = m_2^2\left(\frac{n-3}{n-2}\right)^2 + \frac{m_{в,\,ф}^2}{\rho^2}\left(\frac{s}{n}\right)^2; \qquad (IV.13)$$

в точке M_4

$$m_4^2 = m_3^2\left(\frac{n-4}{n-3}\right)^2 + \frac{m_{в,\,ф}^2}{\rho^2}\left(\frac{s}{n}\right)^2; \qquad (IV.14)$$

в точке M_i

$$m_i^2 = m_{i-1}^2 \left(\frac{n-i}{n-i+1}\right)^2 + \frac{m_{в.ф}^2}{\rho^2}\left(\frac{s}{n}\right)^2. \qquad (IV.15)$$

Подставив в формулу (IV.12) значение m_1 из формулы (IV.11), получим

$$m_2^2 = m_ц^2 \left(\frac{n-2}{n}\right)^2 + \frac{m_{в.ф}^2}{\rho^2}\left(\frac{s}{n}\right)^2\left[1+\left(\frac{n-2}{n-1}\right)^2\right]. \qquad (IV.12')$$

Таким же образом, подставляя в формулу (IV.13) значение m_2 из (IV.12), найдем

$$m_3^2 = m_ц^2 \left(\frac{n-3}{n}\right)^2 + \frac{m_{в.ф}^2}{\rho^2}\left(\frac{s}{n}\right)^2\left[1+\left(\frac{n-3}{n-1}\right)^2+\left(\frac{n-3}{n-2}\right)^2\right] \qquad (IV.13')$$

и

$$m_4^2 = m_ц^2 \left(\frac{n-4}{n}\right)^2 + \frac{m_{в.ф}^2}{\rho^2}\left(\frac{s}{n}\right)^2\left[1+\left(\frac{n-4}{n-1}\right)^2+\left(\frac{n-4}{n-2}\right)^2\left(\frac{n-4}{n-3}\right)^2\right], \qquad (IV.14')$$

. . . . . .

$$m_i^2 = m_ц^2 \left(\frac{n-i}{n}\right)^2 + \frac{m_{в.ф}^2}{\rho^2}\left(\frac{s}{n}\right)^2\left[1+\left(\frac{n-i}{n-1}\right)^2+\left(\frac{n-i}{n-2}\right)^2+\left(\frac{n-i}{n-3}\right)^2+\ldots+\left(\frac{n-i}{n-i+1}\right)^2\right]. \qquad (IV.16)$$

Число n, т. е. количество перестановок инструмента, выбирают с таким расчетом, чтобы средняя квадратическая ошибка в самом слабом месте створа не превышала заданной по проекту точности установки оборудования.

Рассмотренный способ в несколько измененном виде применяют также при створных наблюдениях за плановыми смещениями сооружений (см. § 31).

Прибор «оптическая струна». Чтобы избежать влияния ошибок фокусирования и тем самым повысить точность измерений, Государственный оптический институт разработал новый прибор под названием «оптическая струна» *. Этот прибор предназначен для точной выверки конструкций длиной до 50 *м* и состоит из визирной трубы *II* и светящейся точечной марки *I*.

Схема прибора изображена на рис. 53. В светящейся марке нить лампы *1* проектируется коллиматором *2* на точечную диафрагму *3*, которая меняется в зависимости от расстояния. Зри-

* Б. М. Левин. Оптическая струна ДП-477. Изд. ГОИ. 1966.

тельная труба состоит из объектива *4* и наблюдательного микроскопа *III*, ход лучей в котором изломан призмой *7*.

Изображение диафрагмы *3* проектируется объективом *4* в предметную плоскость микроскопа *III*, микрообъектив *5* которого переносит изображение в плоскость сетки *8*, где оно рассматривается через окуляр *6*. Плоскопараллельная пластина *9* с барабаном образует оптический микрометр, позволяющий измерять смещения диафрагмы с оптической оси.

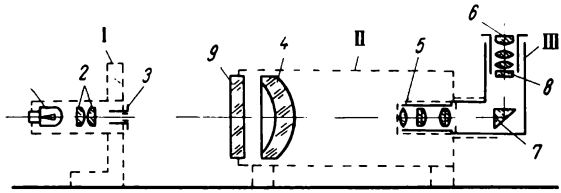


Рис. 53. Прибор «Оптическая струна»

В начальной и конечной точке выверяемой направляющей устанавливают при помощи магнитных опор зрительную трубу и светящуюся марку, ориентировав их по линии измерения. Действуя регулировочными винтами, методом приближений добиваются, чтобы при положении марки в наиболее дальней и наиболее близкой точках отсчеты по барабану микрометра были одинаковы.

Затем передвигают марку по всем промежуточным точкам и наблюдают в микроскоп за положением точечной диафрагмы. При отклонении марки от линии визирования изображение диафрагмы смещается в плоскости сетки окуляра. Величину этого смещения измеряют барабаном оптического микрометра *. Она может быть также записана в виде графика регистрирующим устройством.

§ 23. Высокоточные способы выверки прямолинейности

Коллиматорный способ. Коллиматорный способ широко применяют при исследованиях соосности приборов и выверке высокоточных агрегатов. Так как в этом способе измерения ведутся в параллельном пучке лучей, то отпадает необходимость в перемене фокусирования зрительной трубы при изменении расстояния до наблюдаемых точек и обеспечивается высокая точность измерений.

Как известно, коллиматорная система состоит из зрительной трубы *2* (рис. 54) с окулярным микрометром *1* и собственно коллиматора *3*, задающего параллельный пучок лучей. Штриховая сетка коллиматора *4* расположена в его фокальной плоскости и освещается сзади источником света. Изображение этой сетки полу-

* Точность измерений составляет $\pm 0''{,}5$.

чается в фокальной плоскости зрительной трубы, отфокусированной на бесконечность, и налагается на сетку нитей окулярного микрометра.

При перемещении коллиматора, параллельном визирной оси трубы, пучок лучей не будет изменять своего направления и изображение сетки коллиматора будет оставаться неподвижным. В случае же наклона или поворота коллиматора на некоторый угол на этот же угол от визирной оси отклоняется параллельный

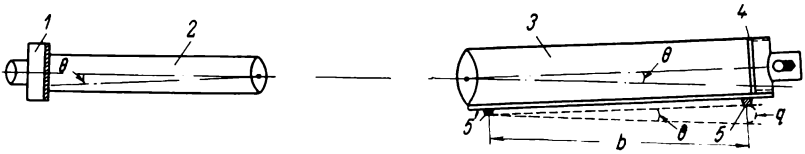


Рис. 54. Схема коллиматорного способа

пучок лучей, вызывая соответствующее смещение изображения штриховой сетки в фокальной плоскости зрительной трубы. Угловую величину этого смещения Θ можно измерить при помощи окулярного микрометра и определить линейное значение q отклонения оси коллиматора от заданного направления.

Расстояние между опорными точками коллиматора *5* и *5'*, которыми он контактируется с выверяемой плоскостью, называется базой прибора и обозначается через b. При параллельности визирной оси трубы и линии, соединяющей опорные точки, согласно рис. 54, имеем

$$q = b\frac{\Theta''}{\rho''}; \qquad \text{(а)}$$

так как

$$\Theta'' = \mu'' n, \qquad \text{(б)}$$

где μ — цена деления барабана окулярного микрометра, n — число делений,
то формула (а) перепишется в виде

$$q = b\frac{\mu'' n}{\rho''}, \qquad \text{(IV.17)}$$

или, обозначив постоянный множитель $b\frac{\mu''}{\rho''}$ через k,

$$q = kn \qquad \text{(IV.17')}$$

Таким образом, если установить зрительную трубу на исходном опорном пункте и ориентировать ее коллимационную плоскость по заданной оси, то, передвигая коллиматор вдоль выверяемой линии и измеряя окулярным микрометром смещение сетки коллиматора в точках, расположенных через длину базы прибора b, можно определить отклонение этих точек от створа оси.

Из формулы (а) согласно теории ошибок находим

$$m_q^2 = \left(\frac{b}{\rho}\right)^2 m_\Theta^2 + \left(\frac{\Theta}{\rho}\right)^2 m_b^2$$

или

$$m_q^2 = b^2\left(\frac{m_\Theta}{\rho}\right)^2 + q^2\left(\frac{m_b}{b}\right)^2, \qquad \text{(IV.18)}$$

где m_q — средняя квадратическая ошибка определения смещения, а m_Θ и m_b — соответственно ошибки измерения угла отклонения Θ и базы прибора b.

Так как обычно величина отклонения q небольшая, а база прибора b всегда может быть измерена с надлежащей точностью ($^1/_{5000}$—$^1/_{10\,000}$), то влиянием второго члена формулы (IV.18) по малости можно пренебречь, приняв

$$m_q = b\frac{m_\Theta''}{\rho''}. \qquad \text{(IV.18')}$$

Из формул (IV.18) и (IV.18′) следует основное достоинство коллиматорного метода измерений: *точность определения смещения в принципе не зависит от расстояния до наблюдаемых точек.* Однако практически при больших удалениях коллиматора от зрительной трубы ухудшаются условия наблюдений и увеличивается ошибка измерения угла отклонения Θ, вследствие чего несколько снижается точность метода.

Исследования показывают, что в благоприятных условиях видимости при расстоянии до 400 *м* средняя квадратическая ошибка измерения угла Θ одним приемом составляет примерно $\pm 0''{,}5$—$0''{,}8$, а среднего из трех-четырех приемов $\pm 0''{,}3$—$0''{,}5$, что при базе $b = 2000$ *мм* дает ошибку определения смещения q около ± 4 μ.

Схема коллиматорного прибора для плановой выверки направляющих путей показана на рис. 55*. В качестве зрительной трубы *1* с окулярным микрометром принята труба триангуляционного теодолита ТТ 2/6, установленная на особую подставку *2*. Для точного центрирования труба переводится через зенит, а ее подставка имеет поперечное микрометренное перемещение.

При измерениях зрительную трубу наводят на визирную марку *5*, установленную на опорной точке и тщательно центрированную при помощи точного оптического отвеса (увеличение 17×, цена деления уровня 10″).

Фокусное расстояние коллиматора *3* равно 1600 *мм*; диаметр объектива 120 *мм*. Штриховая сетка, установленная в фокальной

* Прибор изготовлен в МИИГАиК в 1966 г.

плоскости коллиматора, выполнена в виде перекрестия с толщиной штриха 0,1 *мм*. Сзади сетка закрыта матовым стеклом; на ее кольце надет осветительный патрон, содержащий линзовый конденсатор и шестивольтовую лампочку.

Коллиматор покоится в лагерах подставки *4*, в которых при юстировках он может вращаться на 180° около своей оптической оси и перекладываться. В свою очередь, подставка устанавли-

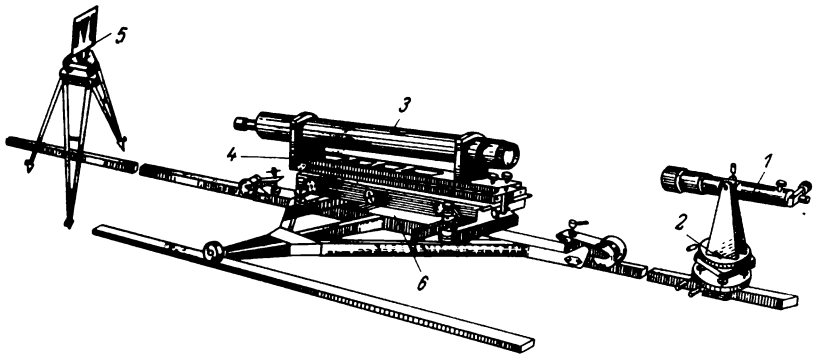


Рис. 55. Коллиматорный прибор

вается на тележку *6*, при помощи которой прибор передвигается по направляющим. При измерениях тележка двумя полусферическими головками контактируется с выверяемой поверхностью (эти точки предварительно намечаются на направляющих). Расстояние между центрами этих головок (база прибора) равно 2000 *мм*.

Прибор юстируется с таким расчетом, чтобы оптическая ось коллиматора лежала в вертикальной плоскости, проходящей через точки контактирования тележки.

При выверке планового положения направляющих зрительную трубу с окулярным микрометром устанавливают в центре знака, закрепляющего монтажную ось. На другом конце устанавливают визирную марку. Окулярный микрометр ставят на нуль, и трубу наводят на марку.

На ближайшей к инструменту секции на тележке, касающейся точками контактирования выверяемой поверхности, устанавливают коллиматор и совмещают при помощи окулярного микрометра изображение штрихов сетки коллиматора с сеткой нитей зрительной трубы. Взяв отсчет по барабану окулярного микрометра, по формуле (IV.17) вычисляют величину отклонения этого участка от створа монтажной оси.

Передвигая коллиматор вперед, чтобы на место передней точки касания установилась задняя, как и ранее, совмещают сетки и определяют отклонения на последующих участках.

С увеличением расстояния между зрительной трубой и коллиматором изображение штрихов сетки последнего в фокальной плоскости трубы уменьшается по величине, становится менее спокойным, теряет яркость, и в некоторой точке станет невозможным точное совмещение сеток. Тогда необходимо зрительную трубу передвинуть к коллиматору. Для этого, измерив на определенном расстоянии отклонение коллиматора, оставляют последний неподвижным и в нескольких метрах перед ним устанавливают зрительную трубу на особой подставке, дающей возможность перемещать инструмент в поперечном направлении. Не изменяя отсчета по барабану окулярного микрометра, поперечным перемещением зрительной трубы добиваются совмещения сеток трубы и коллиматора, т. е. стремятся установить визирную ось в то положение, которое она занимала до перестановки инструмента (или параллельно ему). Достигнув этого, продолжают выверку на дальнейших участках.

Коллиматором можно выверять установленные плоскости и по высоте. Для этого необходимо повернуть окулярный микрометр зрительной трубы на 90°, чтобы можно было измерять смещения сетки коллиматора по высоте, и приделать точки контактирования к нижней плоскости подставки.

Экспериментальные исследования точности коллиматорного прибора показали *, что в дневное время он дает возможность определять взаимное смещение двух точек, расположенных на расстоянии его базы, со средней квадратической ошибкой ± 3—$4\ \mu$ при расстоянии между зрительной трубой и коллиматором до 100 *м* и ± 5—6μ при расстоянии до 300 *м*. На бо́льших расстояниях изображение сетки коллиматора сильно колеблется и точные измерения становятся затруднительными. В ночное время хорошие условия для наблюдений сохраняются до 1000 *м* и обеспечивается высокая точность измерений (± 3—$5\ \mu$).

Суммарная величина поперечного отклонения Q в некоторой точке n относительно начального створа равна

$$Q_n = [q_i]_1^n. \qquad \text{(IV.19)}$$

С учетом (IV.18′)

$$m_{Q_n}^2 = \frac{b^2}{\rho^2}\,[m_{\Theta_i}^2]_1^n. \qquad \text{(IV.20)}$$

Приняв для участков до 200 *м*

$$m_{\Theta_1} \approx m_{\Theta_2} \approx \ \ldots \approx m_{\Theta_n} = m_{\Theta},$$

* Г. П. Левчук, Ю. И. Фролов. О точности коллиматорного метода измерений. «Геодезия и картография» 1967, № 4.

имеем

$$m_{Q_n} = \frac{b}{\rho} m_\theta \sqrt{n}.$$

Так как $n = \frac{l}{b}$ где l — длина участка, то

$$m_{Q_n} = \frac{m_\theta}{\rho} \sqrt{bl}. \qquad \text{(IV.21)}$$

Приняв $m_\theta = 0''{,}4$; $b = 2000$ *мм*; $l = 200$ *м* ($n = 100$), получим

$$m_q = \pm 4\mu \quad \text{и} \quad m_{Q_{100}} = \pm 40\mu.$$

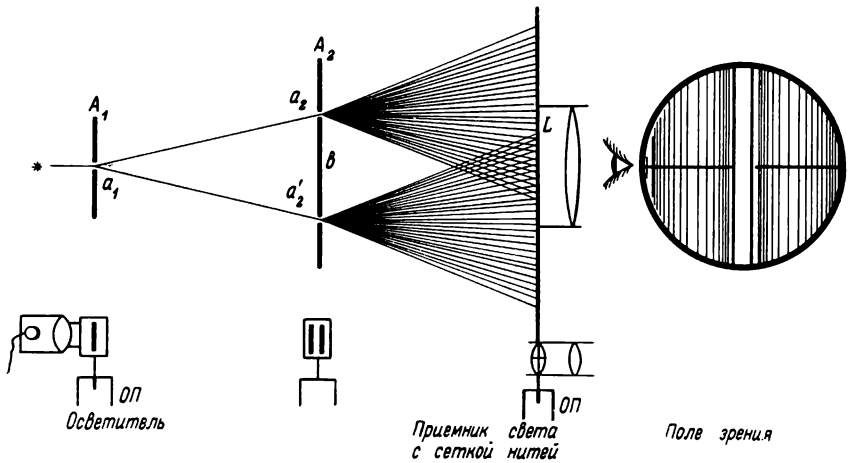


Рис. 56. Дифракционный способ

При передвижении тележки коллиматора от точки к точке передняя и задняя опоры будут касаться, как правило, не одной, а разных точек, хотя и весьма близких. Поэтому на суммарную точность определения отклонений значительное влияние оказывают чистота обработки выверяемой поверхности и ее наклон. Фактические ошибки измерений получаются несколько больше, чем подсчитанные по формуле (IV.21).

Дифракционный способ. В основе способа лежит известный интерференционный опыт Юнга с дифракцией от двух щелей. Пучок света после прохождения узкой щели в марке A_1 (рис. 56) попадает на двухщелевую марку A_2. Вследствие действия дифракции пучки лучей, идущие из щелей a_2 и a_2', загибаются в область геометрической тени и перекрываются между собой. Так как оба пучка являются когерентными, то в результате их взаимодействия в плоскости L возникает интерферен-

ционная картина, которая рассматривается наблюдателем.

При монохроматическом пучке света наблюдатель видит одноцветную картину, состоящую из параллельных полос, разделенных узкими темными промежутками. Центральная полоса является самой яркой. Если интерференционная картина создается белым (немонохроматическим) светом, то все полосы, кроме центральной, будут окрашены в различные цвета спектра.

Пространственная (референтная) прямая задается центром одиночной щели и осью симметрии двойной щели, и на этой прямой находится центр интерференционной картины. Поэтому для введения точки в створ достаточно совместить середину центральной полосы с биссектором сетки окуляра.

В комплект дифракционного прибора МИИГАиК* входят: осветитель, марка с одиночной щелью, марка с двумя щелями и приемник дифракционного света в виде лупы с сеткой нитей.

Осветитель предназначается для создания пучка лучей, по возможности параллельного и достаточно яркого, чтобы можно было производить наблюдения в дневное время. Источник света (проекционная лампа накаливания) расположен в фокусе линзового конденсатора. В последней модели прибора в качестве источника света принят газовый лазер.

Марка с одиночной щелью выделяет узкую полосу когерентного света, необходимого для получения четкой интерференционной картины. Ширина щели 0,2—0,5 *мм*.

Ось этой щели должна совпадать с осью цилиндрической баксы, при помощи которой щель вместе с осветителем центрируется на опорном пункте.

Ширину щелей двухщелевой марки и расстояние между ними рассчитывают в зависимости от желаемой ширины интерференционных полос, их числа, дальности наблюдений.

Для поперечного смещения двухщелевая марка снабжена микрометренным винтом. Марку юстируют таким образом, чтобы ее продольная ось симметрии совпадала с осью подставки. Полученный при этом отсчет по барабану микрометра является местом нуля марки.

Приемник дифракционного света представляет собой лупу, размещенную в полой трубе (бленде). В фокальной плоскости этой лупы находится сетка нитей, при этом вертикальная нить последней совпадает с осью вращения цилиндрической баксы, при помощи которой приемник устанавливают в центре опорного знака.

Для наблюдений марку A_1 с осветителем помещают на начальном опорном пункте, центрируя ось щели над центром этого

---

* О. Д. Климов. Дифракционный метод фиксации створа. Глава XIII в труде [3].

пункта. Приемник дифракционного света L устанавливают на втором опорном пункте, совмещая след вертикальной нити сетки с центром знака. Двухщелевая марка A_2 ставится в промежуточных точках, положение которых выверяют.

Наблюдатель в фокальной плоскости лупы L увидит интерференционную картину с ярко выраженной осью симметрии. При движении марки A_2 перпендикулярно створу перемещается и интерференционная картина. Для приведения монтируемой точки, на которой установлена двухщелевая марка, в створ опорных пунктов вводят ось центральной полосы интерференционной картины в биссектор сетки нитей приемника.

При исполнительной съемке установленного оборудования для более точного определения нестворности точек рекомендуется вводить в биссектор сетки нитей не центральную полосу, а минимумы или цветовые переходы, расположенные симметрично относительно нее, и брать отсчеты по микрометру. Средний из этих отсчетов будет соответствовать направлению на ось центральной полосы. Разность между средним отсчетом и местом нуля марки дает величину нестворности в данной точке.

Основными ошибками дифракционного способа являются:

1) ошибки исходных данных — ошибки разбивки и закрепления монтажных осей;

2) ошибки центрирования на опорных пунктах осветителя с однощелевой маркой и приемника света;

3) ошибки построения интерференционной картины — влияние внешних условий, погрешности в изготовлении щелей, влияние неточечного источника света;

4) ошибки совмещения оси симметрии интерференционной картины с биссектором сетки нитей — ошибки наведения, ошибки отсчета по микрометру.

По опытным данным, средняя квадратическая ошибка установки точек в створ дифракционным способом составляет около ± 10—15 μ при длине створа до 50 $м$ (для среднего из 2—3 приемов).

§ 24. Высотная установка конструкций

Установка опорных плоскостей и точек строительных конструкций и агрегатов на проектные отметки и уклоны, выверка их высотного положения могут быть выполнены геометрическим нивелированием, микронивелированием, гидростатическим нивелированием.

Геометрическое нивелирование. Способ является самым распространенным для установки в натуре проектных отметок. В зависимости от требуемой точности и выбранной схемы измерений

применяют нивелирование того или иного класса, при этом стремятся иметь небольшие расстояния от инструмента до реек (до 25 *м*).

Техническое нивелирование обеспечивает передачу отметок на станции с ошибкой в среднем ±2—3 *мм*; высокоточное нивелирование — с ошибкой ±0,1—0,2 *мм*. В последнем случае применяют нивелир с контактным уровнем и оптическим микрометром и инварные рейки или специальные штриховые марки.

Как известно, для перенесения в натуру проектных отметок ($H_{пр}$) от некоторого рабочего репера с отметкой H_{Rp} надо через горизонт инструмента (H_j) вычислить проектный отсчет b по рейке (см. § 17). При использовании высокоточного нивелира с ценой деления барабана микрометра 0,05 *мм* и штриховых реек с полусантиметровыми делениями необходимо отметки H_{Rp} и $H_{пр}$ выразить в полудециметрах и определить горизонт инструмента по формуле

$$H_j = H_{Rp} + a,$$

где a — отсчет по основной шкале и H_j — выражены в полудециметрах. Отсчет по дополнительной шкале берется только для контроля и в вычислении горизонта инструмента не участвует (табл. 2).

Таблица 2

Вычисление горизонта инструмента

№№ реперов	Отметки репера		Отсчеты по рейке, *п/дм*			Горизонт инструмента H_j, *п/дм*
	H_{Rp}, *м*	H_{Rp}, *п/дм*	штрих, *Р*	барабан, *Б*	общий, *а*	
Rp 4	42,885$_3$	857,706	29,1	16	29,116	886,822
			88,3	66	88,366	
					59,250	
Rp 6	42,892$_9$	857,858	28,9	60	28,960	886,818
			88,2	0,9	88,209	
					59,249	ср. 886,820

Затем находят проектный отсчет b по рейке в полудециметрах

$$b = H_j - H_{пр}$$

и переводят его в отсчет, выраженный в виде номера штриха рейки *Р* и деления барабана *Б* (табл. 3).

Установив на барабане вычисленный отсчет 20, рейку поднимают до тех пор, пока в биссекторе нивелира не будет штрих основной шкалы 46,8. В этом случае пятка рейки будет соответ-

Таблица 3

Вычисление проектного отсчета

Горизонт инструмента H_j	Проектная отметка		Проектный отсчет по рейке		
	$H'_{пр}$, *м*	$H_{пр}$, *п/дм*	общий, *b*	штрих, *P*	барабан, *Б*
886,820	42,000	840,000	46,820	46,8	20

ствовать в проектной отметке 42,000, и ее тем или иным способом фиксируют в натуре.

Микронивелирование. Для приведения в горизонтальное положение опорных плоскостей применяют монтажные уровни с ценой деления 20″ (0,1 *мм* на 1 *м*) и 10″ (0,05 *мм* на 1 *м*). Более точная высотная установка выполняется при помощи особых микронивелиров, представляющих собой накладные уровни большой длины с ценой деления уровня 5″.

Подставка микронивелира опирается на выверяемую поверхность двумя опорными точками (полусферическими головками), расстояние между которыми является базой прибора. База выбирается с таким расчетом, чтобы она соответствовала расстоянию между юстировочными клиньями монтируемых секций.

Подставка должна быть достаточно жесткой, чтобы не давать ощутимого прогиба от собственного веса, но в то же время портативной и сравнительно легкой для перестановки в процессе работы. Чтобы обеспечить устойчивость прибора, опирающегося на две опорные точки, а также несколько разгрузить эти точки от тяжести подставки, последняя снабжена пружинными амортизаторами.

Уровень крепится на подставке в термоизоляционном кожухе. Чтобы устранить боковые наклоны прибора, устанавливают поперечный уровень более низкой точности ($\tau \approx 30''$).

Непрерывная передача превышения при помощи микронивелира от одной точки выверяемой поверхности к другой называется микронивелированием. В этом процессе задняя опорная точка прибора ставится на то место, где до этого находилась передняя опора.

Микронивелирование, как правило, производят при двух постановках прибора: прямом и повернутом на 180°. Это дает возможность проверять место нуля уровня на каждой станции и исключать систематические ошибки в определении превышений.

В МИИГАиК разработаны несколько конструкций микронивелиров *. В первых из них обе опорные точки подставки жесткие

* Первые микронивелиры изготовлены в 1951 г.

и применяется уровень с микрометренным винтом. При нивелировании уровень при помощи этого винта приводят на нульпункт и отсчитывают по его барабану. Зная место нуля барабана, т. е. отсчет, при котором ось уровня параллельна линии опор подставки, определяют наклон уровня в делениях барабана. Умножив эту величину на цену деления последнего, находят превышение между опорными точками в миллиметрах.

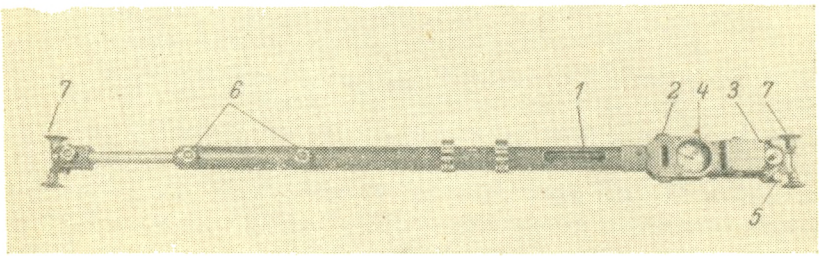


Рис. 57. Микронивелир МН-3

В последующих моделях микронивелиров одна из его опорных точек сделана подвижной и жестко связана с индикатором часового типа, по которому превышение определяется непосредственно в миллиметрах.

На рис. 57 представлена модель микронивелира МН-3 (МИИГАиК, 1968 г.). Продольный уровень *1* с ценой деления 5″ приводится на нульпункт подъемным винтом *3*. Поперечный уровень *2* регулируется опорами *5* амортизатора. Индикатор *4* расположен горизонтально для удобства отсчитывания. База прибора может меняться от 900 до 1200 *мм*. Для передвижения прибора по выверяемой линии и удержания его от опрокидывания служат ролики *7*.

Выведем формулы для определения превышений. Отсчет по индикатору, при котором ось продольного уровня параллельна линии, соединяющей опорные точки, является местом нуля *МО* микронивелира. Если в точке *A* (рис. 58, *а*) поставлена подвижная опора с индикатором, а в точке *B* — неподвижная, то после приведения подъемным винтом пузырька уровня на нульпункт ось уровня $ии_1$ займет горизонтальное положение и отсчет по шкале индикатора будет *3*.

Так как в индикаторе с увеличением штифта отсчет уменьшается, то согласно рисунку

$$h = МО - 3 \qquad (а)$$

Переставим прибор на 180° (подвижная опора с индикатором впереди, в точке *B* (рис. 58, *б*). После приведения пузырька уровня

на нульпункт, когда ось uu_1 займет горизонтальное положение, отсчет по шкале индикатора будет $П$ и

$$h = П - МО. \qquad (б)$$

Из выражений (а) и (б) следует

$$МО = \frac{З + П}{2}$$

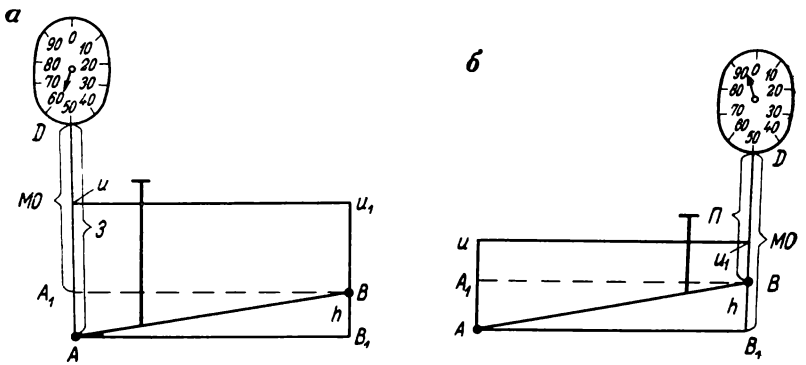


Рис. 58. Измерение превышений микронивелиром

и

$$h = \frac{П - З}{2} = -\frac{З - П}{2}. \qquad (IV.22)$$

При данной юстировке микронивелира величина $МО$ должна быть постоянной. Ее колебание характеризует ошибки измерений. Резкое изменение $МО$, превышающее предельные ошибки измерений, свидетельствует о нарушении юстировки прибора.

Из формулы (IV.22) по теории ошибок

$$m_h^2 = \frac{1}{4}(m_П^2 + m_З^2), \qquad (IV.23)$$

где $m_П$ и $m_З$ — средние квадратические ошибки отсчетов $П$ и $З$.

Приняв $m_П \approx m_З = m_0$, имеем

$$m_h = \frac{m_0}{\sqrt{2}}. \qquad (IV.23')$$

Ошибка отсчета m_0 зависит главным образом от ошибки нивелирования прибора ($m_н$) и ошибки в показаниях индикатора ($m_ш$). Примем ошибку $m_н'' = 0{,}2\tau''$. Полагая, что база микронивелира b определена с достаточной точностью, получим

$$m_н = \frac{0{,}2\tau'' b}{\rho''}. \qquad (IV.24)$$

При базе $b=1000$ *мм* и цене деления уровня $\tau=5''$ ошибка $m_н=\pm5$ μ.

Ошибка в показаниях индикатора зависит от класса прибора и диапазона измерений. Обычно для микронивелирования применяют индикаторы часового типа с пределом измерений 10 *мм* и ценой деления 0,01 *мм*, ошибки в показаниях которых могут доходить до 10—20 μ. Однако при исследовании индикатора можно найти такие интервалы его показаний, в которых ошибки будут минимальными, не превышающими ±5 μ.

На особо точных выверках применяют индикаторы с пределом измерений 2 *мм* и ценой деления шкалы 1 μ, ошибки в показаниях которых не превосходят 1—2 μ.

Кроме инструментальных ошибок, на точность микронивелирования существенное влияние оказывают мелкие шероховатости нивелируемой поверхности. До нивелирования на этой поверхности пуансоном намечают места постановки опор прибора (через промежутки, равные базе b) в виде кружков диаметром 6—8 *мм*. При микронивелировании опорные точки устанавливают на глаз в центре намеченных кружков. Естественно, что, поворачивая прибор на 180°, нельзя строго совместить заднюю опору с точкой, где ранее находилась передняя опора. Это вносит ошибки в определяемые превышения, величина которых зависит от чистоты обработки поверхности внутри кружка. Особенно тщательно необходимо устанавливать прибор в секциях, имеющих некоторый проектный уклон.

Если величину ошибки за шероховатость поверхности принять равной $m_ш=\pm5$ μ, то суммарная ошибка измерения превышения микронивелиром на станции

$$m_h=\sqrt{\frac{m_н^2+m_{ин}^2}{2}+m_ш^2} \qquad \text{(IV.25)}$$

и при $m_н=\pm5$ μ; $m_{ин}=\pm5$ μ составит ±7 μ.

На точность микронивелирования оказывает некоторое влияние резкое колебание температуры. При работе на открытых площадках прибор необходимо закрывать от солнечных лучей.

Из больших экспериментальных исследований и производственных работ установлено, что средняя квадратическая ошибка микронивелирования на станции

$$m_h=\pm\,8-10\mu.$$

Ошибка передачи отметок в микронивелирном ходе

$$m_u=m_h\sqrt{n}\,, \qquad \text{(IV.26)}$$

где n — число станций.

При длине хода l и базе прибора b

$$n=\frac{l}{b}$$

и, следовательно,

$$m_u = m_h \sqrt{\frac{l}{b}}. \qquad \text{(IV.26')}$$

После уравнивания хода между фундаментальными реперами ошибка в самом слабом месте (середина хода) составит

$$m_{u\,\frac{n}{2}} = \frac{m_u}{2} = \frac{m_h}{2}\sqrt{n} \qquad \text{(IV.27)}$$

или

$$m_{u\,\frac{n}{2}} = \frac{m_h}{2}\sqrt{\frac{l}{b}}. \qquad \text{(IV.27')}$$

При $l=100$ *м*; $b=1$ *м*; $m_h=\pm 10$ мк ошибка $m_{u\,\frac{n}{2}} = \pm 5\sqrt{100} =$ $= \pm 50$ мк.

Индикаторный способ установки оборудования. Для окончательной установки плоскостей на проектную отметку часто применяют индикаторные устройства. Из микронивелирования определяют точные отметки выверяемых точек. Сравнивая эти отметки с проектными, находят рабочие отметки, на которые необходимо поднять или опустить эти точки, чтобы секция была на проектном уровне. Над выверяемой точкой устанавливают индикаторное устройство (рис. 59), состоящее из подставки со стойкой, передвигаемого мостика с уровнем и индикатора.

Мостик передвигают до касания штифта индикатора выверяемой точки. Поворотом шкалы стрелку индикатора устанавливают на нуль. Юстировочными клиньями или винтами изменяют высоту секции, добиваясь, чтобы отсчет на индикаторе был равен рабочей отметке. Исправленные отметки секции проверяют микронивелиром.

Гидростатическое нивелирование. Гидростатическое нивелирование используют для установки и выверки опорных плоскостей и направляющих путей технологического оборудования, измерений осадок сооружений, передачи высот через большие водные преграды.

Как известно, свободная поверхность жидкости всегда устанавливается нормально к направлению силы тяжести и в сообщающихся сосудах располагается на одном уровне, независимо от массы жидкости и поперечного сечения сосуда. На этом принципе основано гидростатическое нивелирование, в котором превышение точек определяют непосредственно по поверхности (мениску) жидкости, что позволяет избавиться от ряда ошибок (инструментальных, за влияние рефракции и др.), присущих геометрическому нивелированию.

В гидростатическом нивелировании предполагается, что поверхность жидкости в сообщающейся системе горизонтальна и не изменяет своего положения за время измерения на станции. Однако в действительности факторы, определяющие равновесие гидростатической системы, не постоянны во времени и несколько различны вдоль нивелируемой линии по величине. Это вносит значительные искажения в результаты измерений и усложняет методику наблюдений.

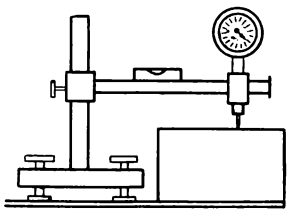


Рис. 59. Индикаторное устройство

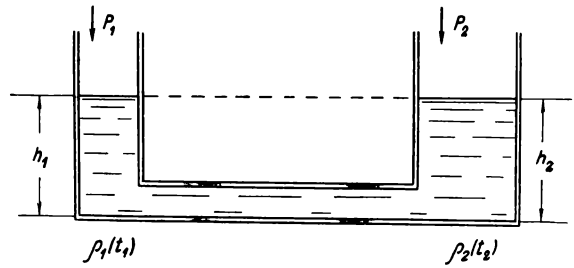


Рис. 60. Гидростатическая система

Из основного уравнения гидравлики

$$h + \frac{p}{g\rho} + \frac{v^2}{2g} = \text{const} \qquad \text{(IV.28)}$$

условие равновесия жидкости в открытых сообщающихся сосудах выражается равенством

$$h_1 + \frac{p_1}{g\rho_1} = h_2 + \frac{p_2}{g\rho_2}, \qquad \text{(IV.29)}$$

где h_1 и h_2 — относительные (нивелирные) высоты столбов жидкости в первом и втором сосудах (рис. 60); p_1, p_2 и ρ_1, ρ_2 — соответственно давления и плотности жидкости в сосудах; g — ускорение силы тяжести; v — скорость течения жидкости (при установившемся режиме в сообщающихся сосудах $v=0$).

Из равенства (IV.29) следует, что поверхность жидкости в сообщающихся сосудах устанавливается на одной высоте ($h_1=h_2$) лишь при одинаковом давлении ($p_1=p_2$) и одинаковой плотности жидкости ($\rho_1=\rho_2$), а так как последняя зависит от температуры, то, значит, и при строго одинаковой температуре в системе ($t_1=t_2$).

При одном и том же давлении в системе ($p_1=p_2=p$)

$$h_1 + \frac{p}{g\rho_1} = h_2 + \frac{p}{g\rho_2} \qquad \text{(IV.30)}$$

или приближенно

$$\frac{h_1}{h_2} = \frac{\rho_2}{\rho_1}, \tag{IV.31}$$

т. е. высоты столбов жидкости обратно пропорциональны их плотности.

При изменении давления меняется разность высот. Из основного уравнения (IV.28) находим

$$\Delta h_p = -\frac{\Delta p}{g\rho}$$

или, выразив разность давления в миллиметрах ртутного столба,

$$\Delta h_p = -\frac{\rho_{рт}}{\rho_{воды}}\Delta p = -13{,}6\Delta p. \tag{IV.32}$$

Чтобы получить поправку Δh_p с ошибкой 0,05 *мм*, погрешность измерения давления не должна превышать

$$\Delta p = \frac{0{,}05}{13{,}6} = 0{,}004 \text{ } мм \text{ } рт.\ ст.$$

Аналогично при изменении плотности жидкости

$$\Delta h_\rho = -h\frac{\Delta\rho}{\rho},$$

а так как плотность является функцией температуры, то

$$\Delta h_t = -h\frac{\Delta\rho}{\Delta t}\cdot\frac{\Delta t}{\rho}. \tag{IV.33}$$

Величина

$$-\frac{\Delta\rho}{\rho}\cdot\frac{1}{\Delta t} = \frac{\Delta v}{v}\cdot\frac{1}{\Delta t} = \beta_t$$

является кубическим коэффициентом расширения жидкости (v — ее объем). Следовательно,

$$\Delta h_t = h\beta_t\Delta t. \tag{IV.34}$$

Коэффициент β_t не постоянен; он зависит от температуры жидкости. Наиболее малорасширяющейся («инварной») жидкостью является вода при температуре, близкой к $+4°$ С. С повышением температуры коэффициент расширения воды соответственно увеличивается:

$t°$C	5°	10°	20°	30°
β_t	0,00001	0,00010	0,00020	0,00030

Согласно формуле (IV.34), чтобы величина Δh_t не превосходила 0,05 *мм*, необходимо при $h = 1{,}2$ *м* и $\beta_{20°} = 0{,}00020$ соблюдать в сосудах равенство температур с точностью до 0°,2, а при $h = 2{,}5$ *м* — до 0°,1.

Из приведенных расчетов видно, что в высокоточной гидростатической системе необходимо с большой тщательностью учитывать перепады барометрического давления и температуры или принимать меры к тому, чтобы в процессе измерений на станции внешние условия практически не изменялись. Кроме того, следует стремиться, чтобы высота водяного столба была минимальной, располагая соединительные шланги по возможности в одной горизонтальной плоскости с измерительными сосудами.

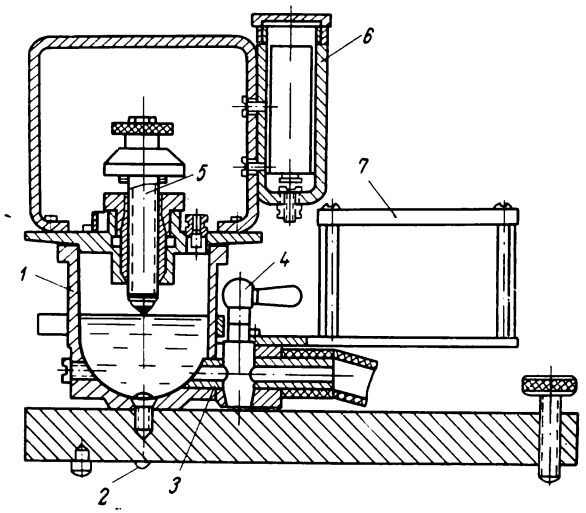


Рис. 61. Ртутный нивелир

1 — сосуд; *2* — полусферическая головка; *3* — трубка; *4* — кран; *5* — микрометренный винт; *6* — гильза с батареей; *7* — миллиамперметр.

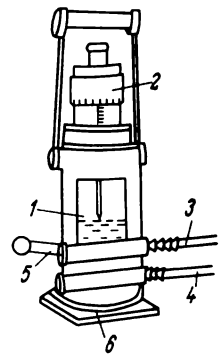


Рис. 62. Гидростатический прибор

На рис. 61 показан ртутный нивелир, разработанный в МИИГАиК для точных монтажных работ (1952 г.).

Применение в гидростатическом приборе в качестве жидкости ртути имеет свои преимущества: она менее чувствительна к изменениям давления и температуры. Однако со временем поверхность ртути в сосудах покрывается пленкой окиси, которая препятствует нормальному контакту и снижает точность измерений.

По данным исследований [41], ошибка измерения превышения на станции ртутным нивелиром в закрытых помещениях составляет в среднем ± 6—7 μ.

Оригинальная конструкция гидростатического нивелира разработана институтом ЭНИМС (1957 г.). В приборе применены герметические сосуды, которые соединяются между собой дополнительным воздушным шлангом. Это изолирует гидростатическую систему от изменяющегося внешнего давления и повышает точность измерений.

Прибор ЭНИМС состоит из двух стеклянных сосудов *1*

(рис. 62), соединенных между собой жидкостным (водяным) шлангом *4* и воздушным *3*. Каждый сосуд помещается в бронзовом корпусе и сверху герметически закрывается крышкой, в середине которой проходит микрометренный винт с барабаном *2*. Цена деления барабана равна 0,01 *мм*. Отсчеты по барабану возрастают по мере ввинчивания микрометра.

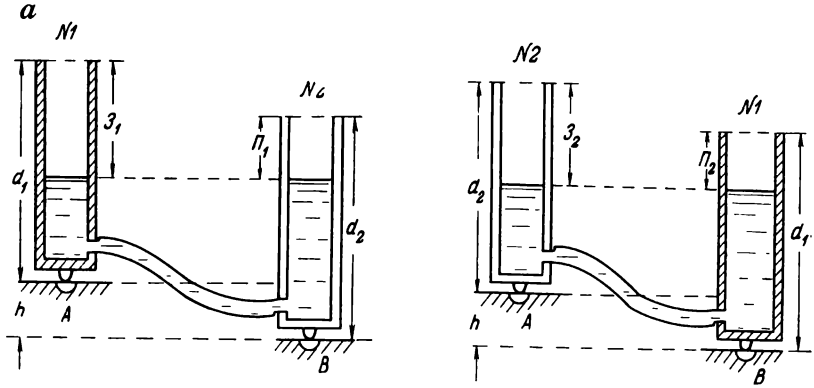


Рис. 63. Определение превышения гидростатическим нивелиром

В нижней части сосуда и корпуса проходит канал, перекрываемый краном *5*, который соединяется с водяным шлангом *4*. Воздушное пространство в верхней части сосуда посредством ряда проточек и каналов соединяется с отверстием в нижней части прибора и с воздушным шлангом *3*.

Момент контактирования острия микрометренного винта с мениском жидкости определяется визуально через окошко.

Основанием прибора служит стальная плита *6*. При выверке призматических направляющих к плите привинчивают особую подставку.

По сравнению с ртутным нивелиром МИИГАиК гидростатический прибор ЭНИМС имеет тот конструктивный недостаток, что основание сосудов заканчивается не опорными точками, а площадками; это при передаче отметок ставит точность измерений в сильную зависимость от чистоты обработки выверяемой поверхности.

Превышения измеряют при прямом и обратном положении сосудов. Согласно рис. 63, *а*, превышение между точками *A* и *B*

$$h = (d_1 - З_1) - (d_2 - П_1),$$

где $З_1$ и $П_1$ — отсчеты по барабанам заднего и переднего сосудов;

d_1 и d_2 — расстояния от нуля шкалы до опорной плоскости сосудов,

или

$$h = (П_1 - З_1) + (d_1 - d_2). \qquad (а)$$

При перестановке сосудов местами (рис. 63, *б*)

$$h = (d_2 - З_2) - (d_1 - П_2)$$

или

$$h = (П_2 - З_2) - (d_1 - d_2). \qquad (б)$$

Разность $d_1 - d_2$ является местом нуля ($МО$) прибора. Суммируя и вычитая выражения (а) и (б), находим

$$\left.\begin{aligned} h &= \frac{(П_1 - З_1) + (П_2 - З_2)}{2} = -\frac{(З_1 - П_1) - (З_2 - П_2)}{2} \\ \text{и} \\ МО = d_1 - d_2 &= \frac{(П_1 - З_1) - (П_2 - З_2)}{2} = -\frac{(З_1 - П_1) + (З_2 - П_2)}{2} \end{aligned}\right\} \qquad (IV.35)$$

Из основной формулы определения превышения (IV.35) следует

$$m_h^2 = \frac{1}{4}(m_{П_1}^2 + m_{З_1}^2 + m_{П_2}^2 + m_{З_2}^2). \qquad (IV.36)$$

Приняв $m_{П_1} \approx m_{З_1} \approx m_{П_2} \approx m_{З_2} = m_0$, получим

$$m_h = m_0, \qquad (IV.36')$$

т. е. ошибка определения превышения гидростатическим прибором равна ошибке отсчета по одному из сосудов.

Основными источниками ошибок гидростатического нивелирования являются:

1) неравновесие жидкости в сосудах и влияние явления капиллярности;

2) неточность контактирования острия винта и мениска жидкости;

3) влияние ошибок установки прибора на нивелируемой поверхности;

4) влияние перемен давления и температуры.

Исследования показывают *, что колебательный процесс в гидростатической системе практически прекращается через 2—3 *мин* после установки прибора. При диаметре сосудов более 8—10 *мм* и одинаковых условиях наблюдений действие капиллярности на точность нивелирования пренебрегаемо мало. Следовательно, при надлежащей постановке измерений влияние первого источника ошибок несущественно.

Ошибки контактирования острия винта с мениском жидкости (воды) при медленном ввинчивании составляют около ±2—3 *μ*.

* Г. П. Левчук. О точности гидростатического прибора ЭНИМС. Тр. МИИГАиК вып. 50, 1962.

Влияние ошибок установки прибора на точность измерения превышения зависит от чистоты обработки выверяемой поверхности. Так как в приборах типа ЭНИМС сосуды опираются площадками, то неровность поверхности оказывает значительное влияние на точность нивелирования. Величина этого влияния для каждого конкретного случая должна быть исследована и приняты меры к ее уменьшению.

В герметических системах главным источником ошибок гидростатического нивелирования является колебание температуры. При этом с повышением температуры имеет место тенденция к уменьшению измеряемого превышения.

По опытным данным, в закрытых помещениях, где сохраняется постоянство температуры, гидростатический прибор при тщательной работе и высоком классе обработки нивелируемой поверхности может обеспечить измерение превышений на станции со средней квадратической ошибкой порядка $\pm 10\,\mu$.

Так как прибор очень чувствителен к изменению температурных условий, то измерения на открытых площадках сопровождаются большими систематическими ошибками. В солнечную погоду результаты наблюдений так сильно изменяются, что без специальной термической защиты прибор нельзя применять для точных измерений.

Для уменьшения влияния температуры весьма перспективное предложение осуществлено в гидростатическом приборе, разработанном в Киевском инженерно-строительном институте *. В этом приборе сосуды соединены сложным шлангом, внутри которого проходит жидкостной шланг малого диаметра, а вокруг него — воздушный шланг большего диаметра. Последний одновременно служит термозащитным средством. Для равномерного распределения воздушных промежутков между шлангами помещены диафрагмы с отверстиями для свободного прохода воздуха.

§ 25. Способы установки и выверки конструкций по вертикали

Строительные конструкции и оси технологического оборудования устанавливают в вертикальное положение различными способами в зависимости от требуемой точности: по нитяному отвесу, при помощи коллимационной плоскости теодолита, по оптической вертикали зенит-приборов, способом бокового визирования.

Применение нитяного отвеса. Наиболее простая установка в вертикальное положение строительных конструкций производится по нитяному отвесу. Чтобы уменьшить влияние основного источника ошибок этого способа — колебания нити под влиянием воз-

* А. А. Назарчук. Широкопредельный высокоточный монтажный гидростатический нивелир. Сб. «Инженерная геодезия», № 4. Киев, 1967.

душных потоков, используют тяжелые отвесы. Точность вертикальной установки при помощи отвеса составляет в среднем около $^1/_{1000}$ от высоты. Способ применяют для предварительного монтажа конструкций.

Проектирование коллимационной плоскостью (способ наклонного визирования). Наиболее часто установку и выверку осей конструкций по вертикали выполняют при помощи теодолита. Инструмент устанавливают на некотором расстоянии от конструкции (не менее ее высоты) и тщательно нивелируют. Визирную ось наводят на нижнюю осевую метку и, поднимая трубу, отмечают точку на верху конструкции. Аналогичное проектирование производят при другом круге, и фиксируют среднюю из двух точек. Расстояние этой точки от оси конструкции показывает, насколько необходимо наклонить последнюю в плоскости, перпендикулярной коллимационной, чтобы ее ось заняла отвесное положение.

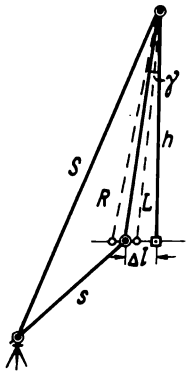


Рис. 64. Способ коллимационной плоскости

При выверке вертикальности конструкций, наоборот, проектируют при двух положениях круга верхнюю осевую точку вниз, на основание. Отклонение точки от проектного положения оси характеризует линейную величину наклона конструкции (рис. 64).

В угловой мере наклон

$$\gamma = \frac{\Delta l}{h}\rho. \qquad \text{(IV.37)}$$

Таким же образом выверяют вертикальность в плоскости, перпендикулярной первой.

Основными источниками ошибок способа являются:

1) наклон оси вращения инструмента ($m_н$);
2) погрешности визирования ($m_в$);
3) влияние несторной установки теодолита ($m_{\Delta l}$);
4) влияние внешних условий ($m_{вн}$).

Влияние наклона оси вращения инструмента является наиболее существенным источником ошибок, не устраняемым проектированием при двух кругах. Для производственных условий можно принять, что отклонение пузырька уровня от нульпункта при выверках не будет превышать в среднем половины деления, т. е. что наклон оси вращения инструмента и, следовательно, проектируемой линии конструкции составит не более $0{,}5\tau$, где τ — цена деления уровня.

Линейная величина наклона при высоте конструкции h равна

$$m_н = \frac{0{,}5\tau}{\rho}h. \qquad \text{(IV.38)}$$

При заданной ошибке $m_н$ по формуле (IV.38) можно подсчитать необходимую цену деления уровня инструмента для этих работ

$$\tau = \frac{m_н \rho}{0{,}5h}. \qquad \text{(IV.39)}$$

Например, при $m_н = \pm 2$ *мм* и $h = 50$ *м*

$$\tau = \frac{2 \cdot 206\,000}{0{,}5 \cdot 50\,000} = 16'',$$

т. е. нужно применять теодолит типа ТБ-1, в котором на алидаде стоит уровень такой чувствительности.

При $m_н = \pm 1$ *мм* и той же высоте конструкции получим $\tau = 8''$; здесь необходимо пользоваться теодолитом типа ОТ-02 или ставить на горизонтальную ось вращения трубы накладной уровень с такой ценой деления.

Ошибка визирования при проектировании вертикали, как и в створных построениях (см. § 20), равна

$$m_в'' = \frac{20'' \sqrt{2}}{v}$$

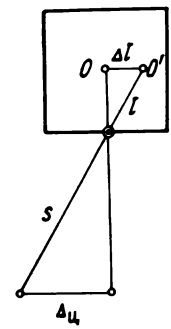


Рис. 65. Влияние несторности теодолита

или в линейной мере

$$m_в = \frac{20'' \sqrt{2}}{v} \cdot \frac{S}{\rho''}, \qquad \text{(IV.40)}$$

где S — наклонная дальность от инструмента до верхней точки конструкции; v — увеличение теодолита.

Если нижняя осевая точка и верхняя выверяемая находятся на разных вертикалях, например первая на срезе цоколя фундамента, а вторая в середине конструкции (рис. 65), то на точность вертикального проектирования коллимационной плоскостью оказывает влияние ошибка установки теодолита в створе этих точек.

Из рис. 65 следует, что

$$\frac{\Delta l}{\Delta_ц} = \frac{l}{s}$$

или в средних квадратических ошибках

$$m_{\Delta l} = m_ц \frac{l}{s}, \qquad \text{(IV.41)}$$

где l — расстояние на горизонтальной плоскости между проекциями закрепленной осевой точки и выверяемой.

Следовательно, если в выверяемой конструкции верхняя и нижняя осевые точки не лежат на одной отвесной линии, то тео-

долит необходимо устанавливать в створе выверяемой оси. Допустимая величина нестворности ($\Delta_ц$) может быть получена из формулы (IV.41).

При вертикальном проектировании осей визирный луч часто проходит вблизи металлических и железобетонных конструкций. Поэтому большое влияние на точность работ, особенно на открытых площадках, оказывает боковая рефракция. Высокоточную выверку конструкций необходимо проводить в такое время, когда это влияние минимально (в пасмурную погоду, в утренние и вечерние часы).

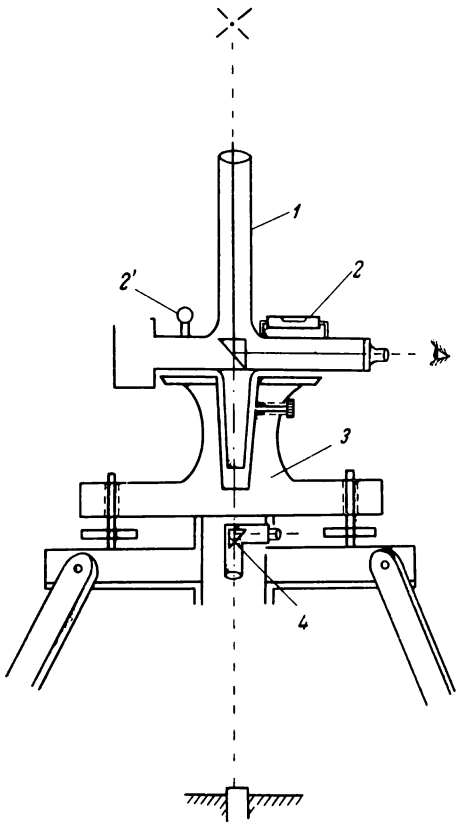


Рис. 66. Зенит-прибор «Аэрогеоприбор»

Общая суммарная ошибка построения вертикали коллимационной плоскости теодолита равна

$$m_п^2 = m_н^2 + m_в^2 + m_{\Delta l}^2 + m_{вн}^2. \quad (IV.42)$$

Способ оптической вертикали. При строительстве высотных зданий и высоких сооружений для передачи плановых координат с одного монтажного горизонта на другой и для выверки конструкций по вертикали применяют оптические приборы вертикального проектирования — зенит-приборы.

Основными частями отечественного зенит-прибора* являются: ломаная зрительная труба *1* (рис. 66) с направленной вверх линией визирования, два взаимно перпендикулярных уровня *2* и *2'* с ценой деления $\tau = 5''$, подставка *3* с оптическим центриром *4*. Увеличение трубы 30—40×.

В МИИГАиК разработаны и изготовлены зенитные центрировочные приборы (ОЦП-2, Зенит-ОЦП)**, в которых в качестве

* Первые зенит-приборы завода «Аэрогеоприбор» изготовлены в 1948 г.

** Лебедев Н. Н., Мещеряков А. В. Оптический центрировочный прибор высокой точности. Известия вузов, раздел «Геодезия и аэрофотосъемка», вып. 6, 1967. О. И. Горбенко. Оптические центрировочные приборы. Глава XV в труде [3].

зрительной трубы использованы нивелирные трубы с компенсаторами (НСМ-2). Поворот самоустанавливающейся в горизонтальное положение линии визирования в вертикальное направление осуществляется при помощи пентапризмы. Для центрирования над опорной точкой прибор имеет микрометренные перемещения вдоль поперечной и продольной осей, которые фиксируются индикаторами.

В зенит-приборе PZL фирмы «Цейсс» автоматическая стабилизация вертикальной линии визирования осуществляется при помощи подвешенной призменной системы (по типу нивелира с самоустанавливающейся линией визирования). Оптическая схема прибора показана на рис. 67. Увеличение зрительной трубы 31,5×. Прибор снабжен стеклянным лимбом с точностью отсчета по микроскопу $\pm 1'(1^c)$, круглым уровнем $(\tau = 8')$ и цилиндрическим уровнем $(\tau = 30'')$. Предел работы компенсатора $\pm 10'$.

Центрирование прибора производится при помощи оптического отвеса, вмонтированного в трегер, или переносного лотаппарата, ось которого вставляется в подставку. При высоте до 100 *м* средняя квадратическая ошибка построения вертикали составляет ± 1 *мм*.

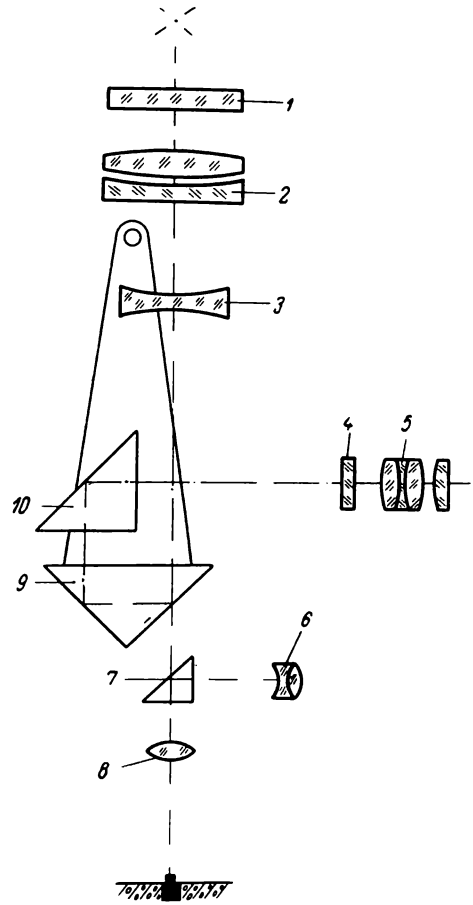


Рис. 67. Оптическая схема зенит-прибора PZL (Цейсс):
1, 2, 3, 4, 5 — ломаная зрительная труба; *6, 7, 8* — оптический центрир; *9—10* — компенсатор

Зенит-прибор должен удовлетворять основному требованию: *вертикальная часть линии визирования должна совпадать с осью вращения прибора.*

Для построения зенит-прибором оптической вертикали в намеченных направлениях оставляют в перекрытиях небольшие сквозные отверстия. Прибор центрируют над исходной опорной

точкой, приведя линию визирования в отвесное положение. На монтажном горизонте выводят на оптическую вертикаль особые консольные марки с целиками. Иногда вместо марок укрепляют прозрачные палетки с сеткой прямоугольных координат, по которым отсчитывают положения центра сетки нитей.

От вынесенных по вертикали опорных точек развивают на монтажном горизонте необходимые сети микротрилатерации и производят вертикальную установку и выверку строительных конструкций.

Основные ошибки способа оптической вертикали:

1) ошибка нивелирования прибора, или приведения линии визирования в отвесное положение ($m_н$);

2) ошибка визирования ($m_в$);

3) ошибка центрирования ($m_ц$);

4) ошибки за влияние внешних условий ($m_{вш}$).

В общем виде

$$m_{оп}^2 = m_н^2 + m_в^2 + m_ц^2 + m_{вн}^2 .$$

Для зенит-прибора с уровнями и ценой деления τ

$$m_н = \frac{m''_н h}{\rho''} , \qquad \text{(IV.43)}$$

где $m''_н = 0{,}2\tau$, h — высота марок или палеток над прибором. При $\tau = 5''$, $h = 100$ *м* получим $m_н = \pm 0{,}5$ *мм*.

Для приборов с самоустанавливающейся линией визирования величина $m''_н$ является ошибкой установки компенсатора и определяется из исследования (в точных нивелирах 0,3—0,″5).

Ошибка визирования принимается в зависимости от условий освещенности. При хорошей освещенности $m''_в = \frac{20}{v}$, удовлетворительной $m''_в = \frac{30}{v}$, плохой $m''_в = \frac{60}{v}$. В линейной мере

$$m_в = \frac{m''_в}{\rho''} h . \qquad \text{(IV.44)}$$

Ошибка центрирования зенит-прибора с оптическим центриром $m_ц = \pm 0{,}5$ *мм*.

Большое влияние на точность построения оптической вертикали оказывают внешние условия: боковая рефракция, колебания изображения, недостаточная освещенность, которые являются главным источником ошибок способа. Меры ослабления этих ошибок принимают исходя из конкретных условий наблюдений.

Способ бокового визирования («бокового нивелирования»). Для определения наклона строительных конструкций может быть применен способ бокового визирования. На выверяемом участке на некотором расстоянии l от оси ряда (около 1 *м*) разбивают параллельную ось, закрепляя ее в начале и в конце знаками (рис. 68). На эти знаки устанавливают и тщательно центрируют теодолит и визирную марку.

Теодолит ориентируют по марке и, поднимая или опуская зрительную трубу, берут отсчеты по переносной рейке, последовательно устанавливаемой в нижней и верхней частях каждой колонны перпендикулярно к ее боковой поверхности (при КП и КЛ).

Разность отсчетов по рейке вверху и внизу колонны характеризует ее поперечный наклон в линейной мере

$$\Delta l_i = b_{\text{в}_i} - b_{\text{н}_i}, \quad \text{(IV.45)}$$

а колебание разностей Δa

$$\Delta a_i = l - b_{\text{н}_i} \quad \text{(IV.46)}$$

показывает точность плановой установки конструкций.

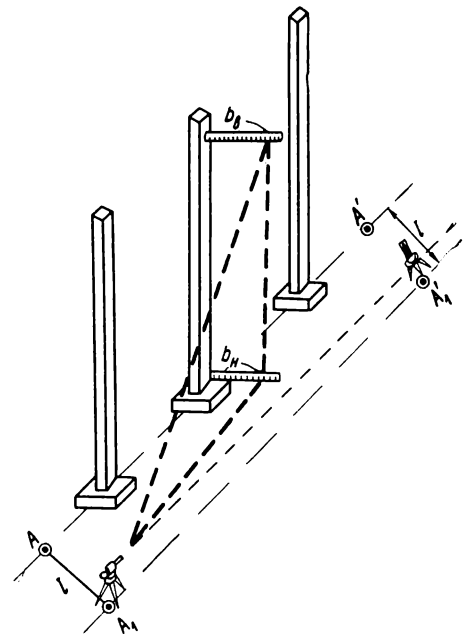


Рис. 68. Способ бокового визирования

В этом способе выверку продольного наклона колонн вдоль ряда выполняют линейными промерами между осевыми метками в основании и верхней плоскости конструкций, при этом вертикальность начальной и конечной колонн дополнительно выверяют теодолитом.

Основными ошибками способа бокового визирования являются:

1) ошибка построения параллельного створа (m_l);
2) ошибка центрирования теодолита и редукции визирной марки ($m_{\text{ц. р}}$);
3) ошибка нивелирования инструмента ($m_{\text{н}}$);
4) ошибка отсчета по боковой рейке (m_0);
5) ошибка за влияние внешних условий ($m_{\text{вн}}$).

При определении наклона конструкции по формуле (IV.45) основное влияние оказывают три последние ошибки ($m_{\text{н}}$, m_0, $m_{\text{вн}}$).

Первые ошибки (m_l, $m_{ц,р}$) одинаково искажают как нижние, так и верхние отсчеты и исключаются в разностях. Поэтому

$$m_{\Delta l}^2 = m_н^2 + 2m_о^2 + m_{вн}^2. \qquad \text{(IV.47)}$$

Влияние ошибки нивелирования инструмента на ошибку в отсчете по верхней рейке может быть подсчитано по формуле

$$m_н = \frac{0{,}5\tau'' h}{\rho''},$$

где h — высота конструкции.

Допуская расстояние s от теодолита до рейки не более 75—100 *м*, ошибку отсчета можно подсчитать по эмпирической формуле *

$$m_{o(мм)} = 0{,}03t + 0{,}2\frac{s_м}{v}, \qquad \text{(IV.48)}$$

где t — цена деления рейки (обычно $t=10$ *мм*); v — увеличение зрительной трубы ($v=25$—$30^\times$).

Влияние внешних условий на отсчет по нижней и верхней рейке, как правило, будет разным. Это разностное влияние и необходимо учитывать в формуле (IV.47).

При $\tau=15''$; $h=15$ *м*; $s=50$ *м*; $t=10$ *м* ошибка $m_{\Delta l} = \pm 1{,}0$ *мм*.

При вычислении планового поперечного смещения основания конструкции по формуле (IV.46) на точность результата влияют главным образом ошибки m_l, $m_{ц,р}$ и m_o. Следовательно,

$$m_{\Delta a}^2 = m_l^2 + m_{ц,р}^2 + m_o^2. \qquad \text{(IV.49)}$$

* Л. А. Башлавин. Экспериментальные исследования случайных ошибок нивелирования III класса. Тр. МИИГАиК, вып. 14, М., 1952.

Глава V

ИСПОЛНИТЕЛЬНЫЕ СЪЕМКИ. СОСТАВЛЕНИЕ ГЕНЕРАЛЬНЫХ ПЛАНОВ

§ 26. Исполнительные съемки

Исполнительные съемки проводятся для установления точности перенесения проекта сооружения в натуру и выявления всех отклонений, допущенных в процессе строительства, а также для определения фактических координат и отметок построенных объектов, размеров отдельных частей, расстояний между колодцами подземных сетей и других аналитических данных, необходимых для составления исполнительных генеральных планов. Исполнительные съемки ведутся в процессе строительства по мере окончания отдельных этапов строительных работ (котлованов и траншей, фундаментов) и завершаются окончательной планово-высотной съемкой готового сооружения.

Геодезической основой исполнительных съемок является:

а) в пределах отдельных зданий, цехов, установок — закрепленные оси фундаментов и сеть рабочих реперов;

б) в пределах строительной площадки — пункты разбивочной основы, дополненные полигонометрическими и нивелирными ходами;

в) за пределами строительной площадки — пункты геодезического обоснования, созданного в процессе изысканий для съемочных и трассировочных работ, а также специально развитые плановые и высотные сети.

Исполнительная съемка обычно производится с пунктов геодезического обоснования аналитическими способами: полярным способом, промерами по перпендикулярам и створам, линейными и угловыми засечками. Отметки точек определяют геометрическим нивелированием от ближайших реперов. Съемка подсобных построек, расположенных за пределами площадки, может быть произведена и методом мензульной съемки в масштабе составления исполнительного плана.

Геодезическая основа и способы съемок по точности должны обеспечить на промышленных и городских площадках составление исполнительного плана в масштабе 1 : 500, на площадках гидроузлов, аэродромов, мостовых переходов — в масштабе 1 : 1000—1 : 2000.

При исполнительных съемках особое внимание обращают на так называемые скрытые элементы сооружения: котлованы, фундаменты, подземные трубопроводы, кабельные линии, которые должны быть засняты до засыпки их землей.

В подземных коммуникациях определяют координаты углов поворота, центров узловых колодцев, мест пересечений с другими коммуникациями. Измеряют диаметры труб и расстояния между колодцами. Выявляют вводы отдельных сетей в здания и сооружения. Нивелированием находят отметки дна и бровок котлованов и траншей, лотков и крышек колодцев, верха труб. В воздушных трубопроводах и линиях электропередач проверяют расстояния между опорами, отметки траверсов, габариты приближений.

В фундаментах определяют положение всех закладных частей и их отметки, а также проверяют размеры строительных блоков, проемов, шахт и т. д.; отметки основания, верха, опорных площадок фундамента. В зданиях привязывают к геодезическим пунктам все углы для определения их координат, а также производят промеры по периметру на уровне цоколя, фиксируя в абрисе размеры всех выступов и проемов. При этом требуется, чтобы относительная разность в длине здания, полученная в результате промеров рулеткой и вычисленная по координатам углов, не превышала $^1/_{1500}$. Для достижения такой точности необходимо, чтобы относительная ошибка взаимного положения пунктов геодезического обоснования, к которым привязываются углы здания, была не ниже $^1/_{3000}$.

В сооружениях, имеющих круглую форму, определяют координаты центра и длину радиуса.

На дорожных линиях проверяют элементы кривых, привязывают к геодезической основе вершины углов поворота, точки пересечений и примыканий, центры стрелочных переводов железных дорог, определяют отметки головок рельсов и дорожного полотна. В местах, где около зданий и надземных сооружений проходит железнодорожная линия, промеряют расстояние от оси линии или крайнего рельса до ближайшего выступа здания, чтобы установить, выдержан ли габарит приближения строений, т. е. соблюдено ли минимальное расстояние, обеспечивающее движение подвижного состава. Для нормальной колеи габарит приближения вновь строящихся зданий равен 3 *м*.

Исполнительная съемка выполненной вертикальной планировки ведется методом нивелирования поверхности и проло-

жения отдельных ходов по характерным точкам. Отметки берут по отмосткам зданий; в местах пересечений и переломов профиля дорог, тротуаров, проездов; по дну открытых лотков, водоотводных каналов, кюветов, у решеток дождеприемников. В открытых местах нивелирование производится по квадратам со сторонами 10—20 *м* или по поперечникам.

Одновременно с исполнительными съемками ведется журнал отступлений от проекта, в котором по каждому сооружению указывают для важнейших элементов размеры отклонений от проектного положения в плане и по высоте. Если размеры этих отклонений не превышают допусков, установленных Строительными нормами и правилами, то отмечают, что отклонений нет.

§ 27. Виды генеральных планов и их назначение

Генеральным планом называют крупномасштабный топографический план, на котором изображен весь комплекс наземных, воздушных и подземных сооружений. В зависимости от того, являются ли изображенные сооружения проектными или построенными в натуре, различают проектный генеральный план и исполнительный генеральный план.

На проектный генплан наносят все постоянные сооружения проекта: промышленные, городские, транспортные, энергетические с указанием координат главных осевых точек и отметок основных горизонтов.

Отдельным видом проектного генплана является строительный генеральный план (стройгенплан), на котором дается проект размещения временных и подсобных предприятий и сооружений, необходимых для успешного строительства постоянных объектов. Стройгенплан тесно увязывают с генеральным планом. Временные сооружения и подсобные предприятия размещают с таким расчетом, чтобы они не мешали возведению постоянных объектов.

В зависимости от размеров и типа предприятия, а также принятых методов проектирования рабочий проект генерального плана предприятия составляют в масштабе 1 : 500 на всю площадку или общий план составляют в масштабе 1 : 1000, а на отдельные сложные объекты дополнительно составляют детальные генеральные планы в масштабе 1 : 200—1 : 500.

Проектный генеральный план разрабатывается и уточняется на всех стадиях проектирования, он является основным документом для перенесения проекта в натуру.

Исполнительный генеральный план составляют в результате исполнительных съемок законченных строительством постоянных и временных сооружений. В отличие от проектного генплана, на котором здания наносят по осям стен, а инженерные

сети — по продольным осям, на исполнительном генеральном плане показывают действительные площадки, занимаемые зданиями и сооружениями со всеми выступами, отмостками, кюветами и т. д.

Различают исполнительные генпланы текущие и окончательные.

Текущий, или оперативный, исполнительный генплан ведется с начальной стадии работ и отражает весь ход строительства постоянных, вспомогательных и временных зданий и сооружений. Этот генплан служит основой для решения таких вопросов, возникающих в процессе строительства, как организация противопаводковых мероприятий, размещение временных построек, уточнение проектного генерального плана с учетом тех изменений, которые выявились при возведении части сооружений в натуре и др.

Особо важное значение текущий генплан имеет для строительства подземных коммуникаций. Только имея план уже уложенных коммуникаций, можно правильно организовать работу механизмов и принять меры предосторожности, чтобы во время рытья новых траншей не задеть и не повредить уже построенные сети.

Текущий генплан составляют в условной (строительной) системе координат в масштабе 1 : 1000 или 1 : 2000 в зависимости от размеров площадки и сложности сооружений. Материалами для его составления являются съемки местности и исполнительные чертежи разбивок и съемок готовых сооружений.

На основании текущего генерального плана и дополнительных съемок периодически составляют дежурный план строительства. На этот план наносят все возводимые постоянные и временные здания и сооружения и на определенную дату условными знаками (штриховкой или раскраской) обозначают выполненные на отдельных объектах стадии строительных работ. В экспликациях на полях плана указывают основные объемы выполненных работ.

Масштаб дежурного плана выбирают с таким расчетом, чтобы на плане можно было изобразить все детали строящегося сооружения и в то же время им было бы удобно пользоваться (1 : 2000—1 : 5000).

Для составления дежурных планов крупных строек целесообразно применять крупномасштабную аэрофотосъемку. По аэроснимкам составляют фотопланы или фотосхемы (в зависимости от требуемой точности), дающие наиболее полное и наглядное представление о ходе строительных работ.

Окончательный исполнительный генеральный план составляют после завершения строительства. На план наносят все построенные по проекту постоянные здания и сооружения, подлежащие сдаче в эксплуатацию. *Окончательный генеральный план является основным документом построенного сооружения,* по ко-

торому решаются все инженерные задачи по его эксплуатации, реконструкции и расширению, и должен составляться на твердой геодезической основе с наибольшей точностью, детальностью и полнотой, которые только допускает его масштаб. План составляется на основании материалов исполнительных съемок, выполняемых по мере возведения объектов.

§ 28. Составление исполнительного генерального плана

Комплект окончательного исполнительного генерального плана состоит из общего (сводного) генерального плана в масштабе 1 : 1000—1 : 2000; генеральных планов отдельных установок и сложных узлов в масштабе 1 : 200—1 : 500; специализированных планов коммуникаций в масштабе 1 : 1000—1 : 2000.

Для небольших предприятий целесообразнее бывает вместо первых двух генеральных планов составлять один в масштабе 1 : 500 (рис. 69). Для крупных объектов сводный генеральный план составляют в масштабе 1 : 2000—1 : 5000.

Так как исполнительный генеральный план является уникальным документом и размножению не подлежит, то его составляют в цветных условных знаках, что значительно улучшает читаемость и наглядность его.

На сводный генеральный план наносят:

а) все сохранившиеся пункты триангуляции, полигонометрии, строительной сетки, грунтовые и стенные реперы;

б) спланированный рельеф;

в) все построенные по проекту здания и сооружения, коммуникации;

г) зеленую зону, скверы, площадки открытых складов, навесы, ограды и др.

В подземных сетях дают по возможности все колодцы, доводя сами сети лишь до вводов в здания. Разводку сетей внутри зданий, а также размещение фундаментов и оборудования в них на сводном плане не показывают.

Чтобы не затруднять читаемость сводного генплана, на него наносят лишь минимальную цифровую нагрузку: наименования геодезических пунктов, номера узловых колодцев, отметки рельефа в характерных местах. Координаты и отметки зданий и сооружений подписывают только в тех местах, где это позволяет ситуация.

На исполнительные генеральные планы узлов (установок, цехов, агрегатов) в крупном масштабе (1 : 200—1 : 500, а особо сложных — 1 : 100) наносят весь комплекс сооружений узла: фундаменты, трубопроводы и кабельные линии с детальной разводкой и колодцами и с указанием в характерных точках отметок. На вводах сетей и углах зданий подписывают координаты. На фунда-

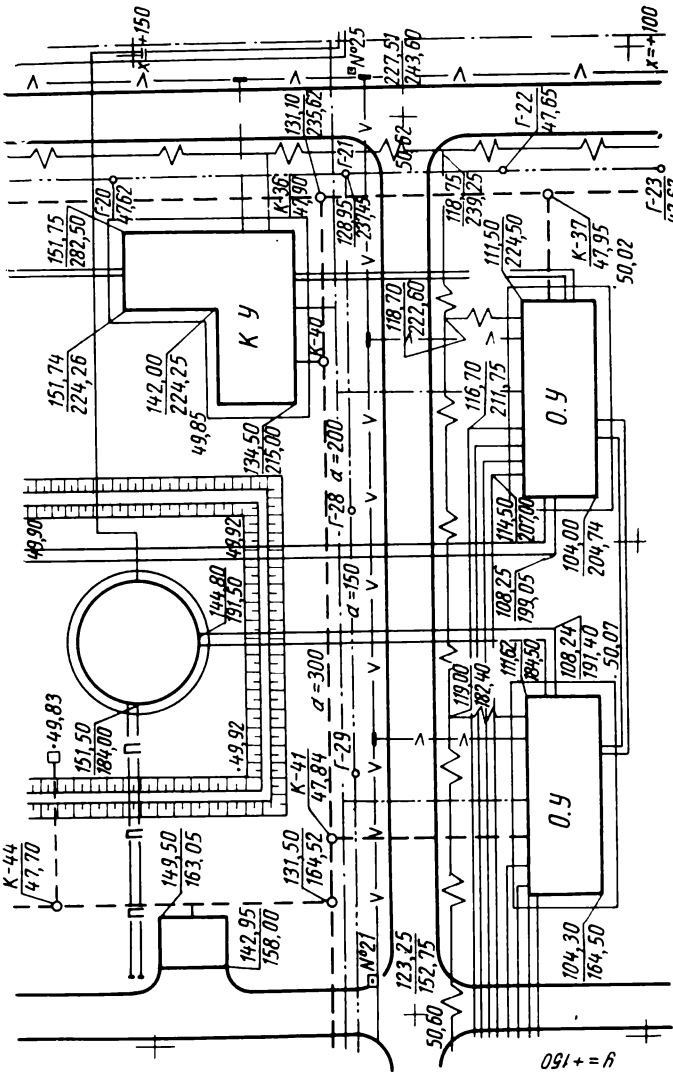


Рис. 69. Исполнительный генплан завода

ментах и эстакадах показывают контуры установленного оборудования. На сооружениях, за деформациями которых ведут наблюдения, показывают расположение марок, реперов, плановых знаков, термических скважин, установленных для этой цели.

На специализированных исполнительных генпланах дают полную числовую характеристику наносимых предметов: исполнительные координаты и отметки, расстояния, диаметры труб и др. В зависимости от типа сооружения и насыщенности теми или иными видами подземных коммуникаций может быть различное деление специализированных планов. В общем можно рекомендовать составление следующих видов планов:

1) горизонтальной и вертикальной планировки;
2) канализации;
3) водопроводных сетей; теплофикации;
4) продуктопроводов и технологических трубопроводов;
5) кабельных линий; воздушных сетей.

Для ориентировки на все специализированные планы коммуникаций наносят геодезическую сеть и главнейшие объекты ситуации. К планам прилагают исполнительные продольные профили коммуникаций.

Исполнительные генеральные планы составляют на подрамниках, на которые наклеивают рулонную чертежную бумагу высокого качества, разбивают на ней координатную сетку и подписывают абсциссы и ординаты в строительной системе.

Общий порядок составления генерального плана следующий:

а) наносят все пункты геодезической основы; здания и другие строения; железные и автомобильные дороги; подземные и надземные коммуникации; прочую ситуацию;

б) изображают рельеф;

в) производят зарамочное оформление.

Сначала всю нагрузку наносят в карандаше, и только после проверки и взаимной увязки производят окраску отдельных сооружений и вычерчивание плана тушью.

Все здания и строения наносят по исполнительным координатам углов. Детальная конфигурация зданий со всеми выступами и проемами дается на основании абрисов исполнительных промеров. Отдельные вспомогательные постройки на межзаводской территории можно нанести и по материалам мензульной съемки этой территории.

Дороги наносят по координатам углов поворота, пересечений и примыканий. Закругления, пикетаж, ширину полотна дают по исполнительному плану дороги, при этом пикеты увязывают между углами поворота. Искусственные сооружения наносят по увязанному пикетажу.

Подземные коммуникации наносят по исполнительным коорди-

натам углов поворота и узловых колодцев. Положение отдельных колодцев и других сооружений на линии находят путем откладывания расстояний, измеренных между ними в натуре. Построения увязывают между точками, нанесенными по координатам.

По материалам исполнительного нивелирования наносят отметки на спланированной территории. Горизонтали проводят через 0,25—0,50 *м* в зависимости от уклонов местности и масштаба составляемого плана. На территориях, где вертикальная планировка не проводилась, рельеф наносят на генплан по материалам съемки этой территории в период изысканий.

После тщательной корректуры генеральный план вычерчивают принятыми цветными условными знаками. В зарамочных оформлениях приводят перечень характерных условных знаков с объяснениями и ведомость основных объемов выполненных строительно-монтажных работ. Кроме того, помещают картограмму, показывающую расположение отдельных видов исполнительных генеральных планов на территории строительства.

Исполнительные планы на отдельные виды коммуникаций часто составляют на бланковках, которые получают путем копирования со сводного генерального плана основной ситуации и геодезической опоры. На эти бланковки и наносят условными знаками отдельные виды коммуникаций со всеми сооружениями на них, координатами, отметками и расстояниями.

К исполнительному генеральному плану прилагают:

а) схему геодезической основы площадки и близлежащей территории с каталогами координат пунктов и ведомостями отметок реперов и марок;

б) всю полевую геодезическую документацию, накопленную в процессе строительства и сброшюрованную по отдельным сооружениям;

в) пояснительную записку по геодезическим работам и наблюдениям за осадками и деформациями отдельных сооружений в период строительства.

Глава VI

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ ИЗМЕРЕНИЙ ДЕФОРМАЦИЙ СООРУЖЕНИЙ

§ 29. Наблюдения за деформациями. Измерения осадок оснований

Деформации сооружений. Построенное по проекту инженерное сооружение с течением времени претерпевает некоторые изменения. Под сильным и постоянным давлением сооружения грунты в основании фундамента несколько сжимаются, и происходит осадка сооружения. В том случае, если сжимаемость грунтов под фундаментом неодинаковая или если нагрузка на разные части фундамента различная, осадка имеет неравномерный характер, что приводит к перекосам, прогибам, кренам и другим видам деформаций сооружения. При значительных величинах этих деформаций в фундаменте и стенах зданий образуются трещины.

В карстовых районах опасные осадки могут возникнуть вследствие выщелачивания грунтовыми водами известняковых пород под фундаментом сооружения.

Значительные осадки ряда сооружений могут быть следствием сильных динамических воздействий, передаваемых на основание от вибрации неуравновешенных агрегатов, движения тяжелого транспорта, работы молотов и т. д.

В гидротехнических и мостовых сооружениях, подпорных стенках и др. под влиянием односторонней нагрузки происходит плановое смещение основания. В сооружениях, построенных на склонах, могут наблюдаться оползневые явления.

Осадки от собственного веса сооружения по мере уплотнения грунтов в основании с течением времени прекращаются. При этом, как правило, на песчаных грунтах осадки характеризуются большими скоростями в начальный период с последующим быстрым затуханием. Наоборот, в глинистых грунтах осадки происходят с незначительными скоростями вначале и медленно затухают в течение многих лет.

При неблагоприятных геологических условиях (карстовые или

оползневые районы) осадки и деформации с течением времени могут возрастать и достигать катастрофических для сооружений размеров, если вовремя не будут приняты профилактические меры.

Осадки фундамента от динамических воздействий происходят мгновенно. В течение ряда лет от вибраций грунт под фундаментом разжижается, образуя пустоты, увеличивающиеся под влиянием размыва грунтовых вод, что в некоторый момент приводит к резким осадкам фундамента.

По материалам наблюдений за осадками сооружений, во-первых, определяют абсолютные величины осадок для отдельных частей и, во-вторых, выявляют общий характер затухания осадок, чтобы в случае необходимости провести профилактические мероприятия для устранения активного хода осадок, способных вызвать катастрофические последствия.

Средняя квадратическая ошибка измерений осадок сооружений обычно допускается около ± 1 *мм* [5]. И лишь в случаях наблюдений за осадками фундаментов высокоточных агрегатов, а также сооружений, осадка которых после затухания возобновилась, точность измерений повышают до десятых долей миллиметра.

Наблюдения за подъемом дна котлована. Наблюдение за осадками фундаментов, возводимых в котлованах глубиной 8—10 *м* и больше, начинают с заложения глубинных марок в дно проектируемого котлована с целью определения подъема последнего вследствие расширения (разуплотнения) грунтов дна при освобождении его от природного давления. Величина этого подъема по мере строительства сооружения уменьшается до нуля при весе сооружения, примерно равном весу вынутого из котлована грунта.

Глубинные марки закладывают в пробуренные в разных частях котлована до его вскрытия скважины на глубину примерно 0,5—0,8 *м* ниже отметки дна. Предварительно в скважину укладывают небольшое количество бетона, в который вдавливают при помощи штанги марку особой конструкции. Отметка на головку марки передается от ближайшего репера или посредством нивелирования верха штока известной длины, установленного в скважине на марку, или при помощи отсчета по спущенной в скважину до соприкосновения с маркой рулетки с грузом и перекинутой вверху через блок.

Скважины привязывают в плановом отношении к местным предметам или геодезическим знакам. После завершения рытья котлована по данным плановой привязки находят на дне положение глубинных марок, снимают имеющийся над ними слой земли и при помощи геометрического нивелирования передают на них отметки.

Если окажется, что скважина была пробурена наклонно и ко-

ординаты глубинной марки несколько отличаются от координат верха скважины, то в отметку марки, определенную при помощи штока или рулетки, вводят поправку за наклон по формуле

$$\Delta_h = -\frac{\overline{\Delta x^2 + \Delta y^2}}{2h}, \qquad \text{(VI.1)}$$

где Δx и Δy — разность координат верхней и нижней точек; h — глубина скважины.

Разность отметок до вскрытия котлована и после выемки грунта дает величину подъема дна, которая может доходить в глубоких котлованах до 10 *см* и более и должна учитываться при наблюдениях за осадками.

Размещение знаков для наблюдений за осадками. Наиболее распространенным способом наблюдений за осадками является периодическое высокоточное нивелирование знаков, установленных на исследуемом сооружении. Эти знаки, которые принято называть осадочными марками, перемещаются вместе с сооружением, и, следовательно, по наблюдениям за ними можно судить о величине осадки отдельных частей сооружения.

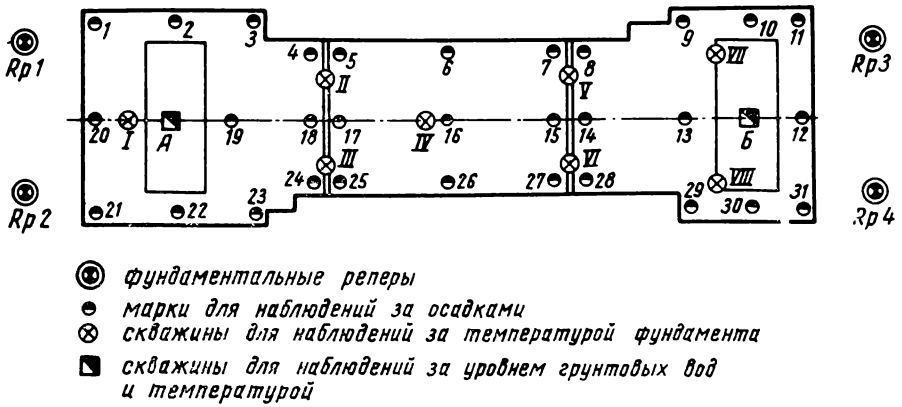
Конструкция марок может быть различной. В фундамент обычно закладывают марки в виде полусферической головки из нержавеющего металла с небольшой хвостовой частью, заделываемой в бетон (см. рис. 45). В земляных сооружениях (плотинах) осадочные марки представляют собой грунтовые знаки с основанием в виде широкой плиты. Для предохранения от повреждений верхняя часть марки имеет защитную крышку.

Высотной опорой, относительно которой определяют осадки отдельных марок, является сеть фундаментальных реперов, устанавливаемых на некотором расстоянии от сооружения, вне пределов так называемой осадочной воронки, т. е. в местах, где сохранность и незыблемость высотного положения знака может быть гарантирована на все время наблюдений за осадками.

В зависимости от необходимой точности наблюдений за осадками, характера грунтов и уровня грунтовых вод применяют знаки различных типов: от обыкновенных грунтовых реперов, устанавливаемых ниже глубины промерзания (на глубину в 2,5—3 *м*), до глубинных знаков особой конструкции, закладываемых до коренных пород (см. рис. 44).

Проект размещения марок на сооружении (рис. 70) составляют с учетом конструкции фундамента, нагрузки на отдельные части основания (в том числе и динамической), геологических и гидрогеологических условий. Марки необходимо устанавливать вдоль осей фундамента, чтобы выявить прогибы и перекосы в продольном и поперечном направлениях; в местах, где ожида-

ются наибольшие осадки: на стыках соседних блоков, по сторонам усадочных и температурных швов, вокруг зон с наибольшей динамической нагрузкой и зон с менее благоприятными геологическими условиями. При появлении в фундаменте трещин около них устанавливают дополнительные марки.



фундаментальные реперы
марки для наблюдений за осадками
скважины для наблюдений за температурой фундамента
скважины для наблюдений за уровнем грунтовых вод и температурой

Рис. 70. Проект размещения марок

Проект уточняют в натуре, стремясь создать систему нивелирных ходов с равными расстояниями от инструмента до соседних марок и с включением в эту систему фундаментальных реперов. Нивелирные станции закрепляют постоянными знаками и предусматривают меры для сохранности знаков, ибо утрата даже единичных марок может сильно затруднить анализ наблюдений и общие выводы о характере осадок.

Кроме марок, в тело фундамента еще при его бетонировании закладывают ряд труб диаметром 5—10 *см* для наблюдений за температурой фундамента и уровнем грунтовых вод.

Установленные марки и заложенные скважины привязывают к осям и отдельным выступам фундамента и составляют план размещения знаков в масштабе 1 : 500—1 : 1000.

Измерение осадок. Измерение осадок бетонных сооружений производят точным нивелиром с оптическим микрометром и инварными штриховыми рейками. Если все осадочные марки можно установить примерно на уровне горизонта инструмента, то в качестве реек можно применять небольшие штриховые марочки, постоянно установленные в теле сооружения или переносные (рис. 71).

Первый цикл наблюдений начинают после возведения основания сооружения и проводят тщательно, при двух горизонтах ин-

струмента. Из результатов этого нивелирования определяют начальные отметки всех осадочных марок. Последующие циклы повторяют по мере возрастания нагрузки на основание. В период эксплуатации сооружения частота измерений зависит от скорости осадок: один цикл в квартал, полгода, год — до полного превращения осадок.

Нивелирование производят каждый раз по одной и той же схеме ходов, чтобы уменьшить влияние систематических ошибок на результаты измерений. Нивелирные ходы опирают на фундаментальные реперы. Расстояние от инструмента до марок допускают до 25 *м*. Ошибка определения превышения на станции в среднем составляет $\pm 0{,}1$—$0{,}2$ *мм*, а предельные невязки ходов не превышают величины, вычисленной по формуле

$$f_h = \pm 0{,}5 \sqrt{n} \ (мм), \qquad \text{(VI.2)}$$

где n — количество станций.

При измерении осадок труднодоступных точек плотин и других сооружений может быть применен способ высокоточного тригонометрического нивелирования.

Особо тщательно, со строгим соблюдением равенства плеч, при благоприятных внешних условиях, высоком качестве инструмента и др., должно быть проведено в прямом и обратном направлениях нивелирование для определения отметок фундаментальных реперов. Следует иметь в виду, что ошибки в отметках фундаментальных реперов, между которыми увязываются все проводимые нивелировки марок, будут искажать картину происходящих осадок. Заметно изменяет отметки реперов сезонное колебание температуры (порядка 1—1,5 *мм*). Поэтому надо стремиться, чтобы *фундаментальные реперы находились примерно в тех же термических условиях, что и наблюдаемый фундамент.*

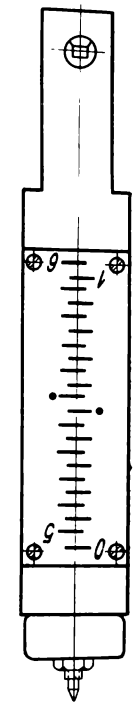


Рис. 71. Штриховая марка конструкции М. Е. Пискунова

После уравнивания нивелирных ходов вычисляют отметки H осадочных марок и составляют ведомости, в которых указывают для каждой марки:

величину осадки S между двумя последними циклами $i-1$ и i

$$S_{i-1,\,i} = H_i - H_{i-1}, \qquad \text{(VI.3)}$$

суммарную осадку с начала наблюдений

$$S_i = H_i - H_1, \qquad \text{(VI.4)}$$

скорость осадки некоторой марки N среднемесячную или среднегодовую

$$v_N = \frac{S_N}{t}, \tag{VI.5}$$

где t — время наблюдений, выраженное в месяцах или годах; S_N — суммарная осадка марки за этот же период времени;

среднюю скорость осадки всего сооружения

$$v_{ср} = \frac{[v]_1^r}{r}, \tag{VI.6}$$

где r — количество наблюдаемых марок.

Формулу (VI.4) можно представить в виде

$$S_i = (H_0 + [h]_i) - (H_0 + [h]_1)$$

или

$$S_i = [h]_i - [h]_1, \tag{VI.7}$$

где H_0 — отметка исходного репера; $[h]_i$ и $[h]_1$ — сумма уравненных превышений соответственно текущего и начального циклов наблюдений для некоторой марки.

Таким образом, ошибка определяемой осадки

$$m_{S_i}^2 = m_{[h]_i}^2 + m_{[h]_1}^2. \tag{VI.8}$$

При одинаковой точности нивелирования в циклах

$$m_{S_i} = m_{[h]}\sqrt{2}. \tag{VI.8'}$$

Составляя проект наблюдений за осадками, стремятся, чтобы превышения между каждыми соседними марками измерялись непосредственно с одной станции и примерно с равной точностью. При незначительном влиянии систематических ошибок

$$m_{[h]} = m_h\sqrt{k}, \tag{а}$$

где m_h — средняя квадратическая ошибка измерения превышения на станции; k — количество станций от исходного репера до наблюдаемой марки.

С учетом (а) выражение (VI.8') будет равно

$$m_{S_i} = m_h\sqrt{2k}. \tag{VI.9}$$

Для наиболее слабого места хода (середины) $k = \frac{n}{2}$ и, следовательно,

$$m_{S_i} = m_h\sqrt{n}, \tag{VI.9'}$$

где n — общее число станций в ходе.

Отсюда, задавшись требуемой точностью определения осадки марок и возможной точностью нивелирования, можно найти допустимое количество станций в замкнутом нивелирном полигоне или в ходе между опорными реперами *

$$n = \frac{m_S^2}{m_h^2}.$$

Например, при $m_S = \pm 1$ *мм*, $m_h = \pm 0{,}15$ *мм* получим $n = 44$.

Для наглядного представления о ходе осадок составляют совмещенные графики осадок марки (рис. 72), профили осадок по продольным и поперечным осям (рис. 73), план кривых равных суммарных осадок (рис. 74), а также графики колебаний температуры и уровня грунтовых вод.

Правильное представление о величине осадок и причинах появления трещин можно иметь лишь при наличии результатов наблюдений за температурным режимом фундамента и уровнем грунтовых вод. Поэтому одновременно с нивелированием марок необходимо вести измерения температуры тела фундамента и уровня грунтовых вод, особенно в весенний и осенний периоды, когда изменения этих факторов достигают максимальных величин.

Применение гидростатического нивелирования. Наблюдения за осадками фундаментов можно производить способом гидростатического нивелирования, при этом возможны два пути: первый — определение отметок осадочных марок переносным гидростатическим прибором; второй, более рациональный — установка по периметру фундамента стационарной гидростатической системы.

Два сосуда переносного гидростатического прибора (рис. 75) подвешивают на соседние цилиндрические стержни *1*, которые бетонируют в наблюдаемых точках или ввинчивают на время измерений в осадочные марки. Каждый сосуд по показаниям уровня винтом *3* приводят в отвесное положение.

Совместив острие измерительного винта *2* с мениском жидкости, по шкалам прибора берут отсчеты. Затем измерения повторяют при переставленных местами сосудах и по формуле (IV.35) вычисляют превышение между наблюдаемыми марками. При благоприятных внешних условиях (см. § 24) прибор обеспечивает высокую точность измерений осадок (0,05—0,1 *мм*).

Стационарная гидростатическая система состоит из охватывающей фундамент общей коммуникации *1* (рис. 76), имеющей в наблюдаемых точках выходы (пьезометры) *2* в виде стеклянных трубок с миллиметровыми делениями, и компенсаторов *3* — резервуаров значительного объема, выравни-

* Расчет точности более сложных сетей рассмотрен М. Е. Пискуновым в главе XVII труда [3].

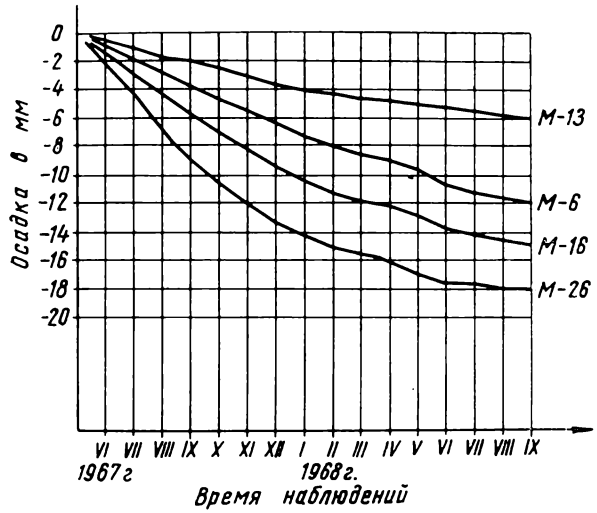


Рис. 72. График осадок марок

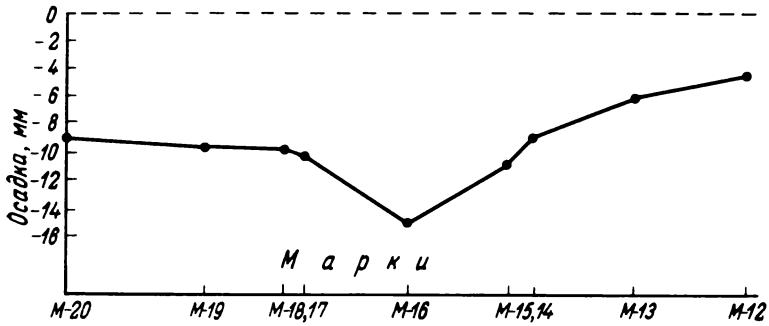


Рис. 73. Профиль осадок по оси

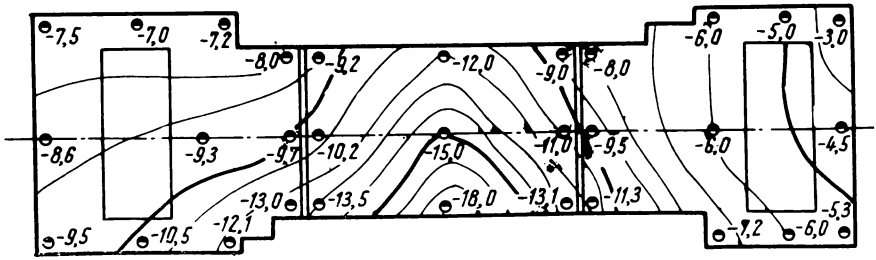


Рис. 74. План кривых равных осадок

вающих уровень жидкости в системе при осадках отдельных пьезометров.

В каждом цикле измерений наблюдают за уровнем (мениском) жидкости в пьезометрах. Разности этих отсчетов характеризуют величины осадок трубок с ошибкой порядка 0,3 *мм* при отсчитывании по шкале на глаз.

Наблюдения в гидростатической системе легко могут быть автоматизированы, если каждый пьезометр оборудовать электрическими контактами. При осадке пьезометра токопроводящая жидкость будет замыкать цепь, давая на пульт соответствующие сигналы. Такая система особенно эффективна при горизонтальной передвижке зданий и сооружений.

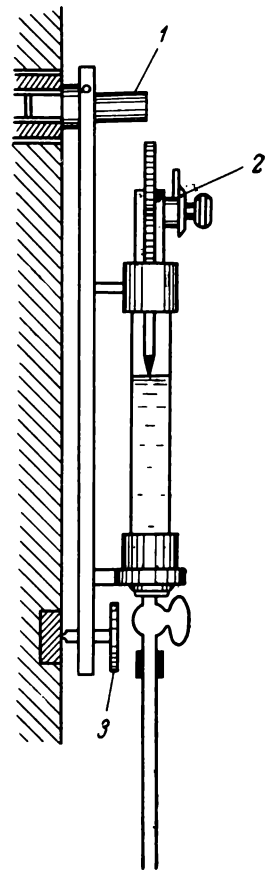


Рис. 75. Переносный гидронивелир

Измерения деформаций подвижных конструкций. Для определения вертикальных деформаций подвижных конструкций (доков, судов и т. д.) методы нивелирования не применимы. В таких случаях используют способ прямого оптического визирования. На конечных малодеформирующихся местах конструкции устанавливают на постоянной и одинаковой высоте зрительную трубу и визирную марку с горизонтальной целью. В средней части сооружения намечают и закрепляют точки, в которых при наблюдениях укрепляют рейки. Горизонтальную нить зрительной трубы наводят на цель и берут отсчет по каждой рейке, контролируя его повторным наведением на постоянную марку.

Разности отсчетов по рейкам, взятые до загрузки сооружения и под загрузкой, определяют величины вертикальных деформаций.

Точность способа определяется в основном ошибками визирования, фокусирования, отсчетов по рейке, влиянием внешних условий. На точность этого способа оказывают также влияние взаимные вертикальные перемещения в процессе наблюдений точек установки инструмента и марки. Для уменьшения этого влияния предусматриваются измерения по схеме «замыкания горизонта»: визирная цель — отсчеты по рейкам — повторно визирная цель. Наблюдаемая величина «незамыкания» распределяется как поправка в отсчеты по рейкам.

Деформации подвижных объектов также можно измерять при помощи наземной стереофотограмметрической съемки (см. § 33).

Наблюдения за трещинами. Появляющиеся в фундаменте и стенах трещины периодически снимают в крупном масштабе. Чтобы установить, расширяется трещина или нет, в одном или нескольких местах ее устанавливают «маяки», т. е. делают на тре-

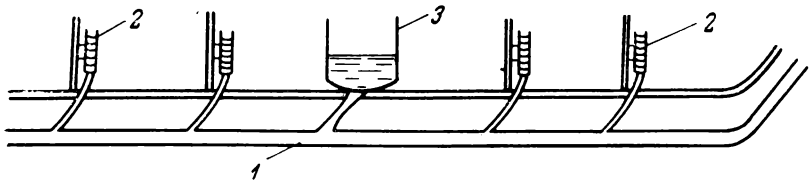


Рис. 76. Гидростатическая система для наблюдений за осадками

щине гипсовые заплаты или цементируют полоски тонкого стекла. Если гипс или стекло лопаются, значит трещина продолжает расти и требуются систематические наблюдения за ней для принятия своевременных профилактических мер.

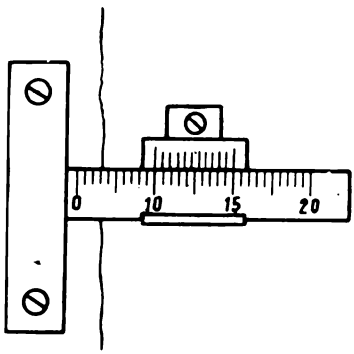


Рис. 77. Наблюдения за трещинами

Для наблюдений за расширением трещин предложен ряд измерительных приборов. Самые простые и удобные из них состоят из шкалы, конец которой укреплен на одной стороне трещины, и нониуса с индексом с точностью отсчета 0,1 *мм*, закрепленного на второй стороне (рис. 77). Результаты наблюдений за трещинами заносят в журнал. В нем подробно зарисовывают каждую вновь появившуюся трещину с указанием ее ширины в разных местах, записывают время ее образования, время установки маяков, появления на них трещин, замены маяков и т. д. При установке измерительных приборов периодически записывают показания последних.

§ 30. Контроль устойчивости нивелирной основы

При измерении осадок сооружений большое значение придают вопросу устойчивости высотной опоры. Периодические изменения высот отдельных реперов, между которыми уравниваются нивелирные ходы, искажают отметки наблюдаемых марок, а следовательно, и вычисленные величины осадок. Поэтому в каждом цикле наблюдений необходимо контролировать высотную основу, и только после тщательного анализа результатов измерений выбирать наиболее устойчивые реперы в качестве исходных.

Осадки реперов вызывают изменение превышений между ними. Таким образом, путем сравнения измеренных превышений в группе («кусте») близко расположенных реперов и сравнения невязок ходов между соседними группами можно судить об устойчивости пунктов. Систематические изменения превышений между реперами от цикла к циклу, появление невязок ходов преимущественно с одним знаком свидетельствуют об изменении высотного положения пунктов основы.

Если, например, в кусте из трех реперов превышение h_{1-2} в пределах точности нивелирования остается во всех циклах постоянным, а превышения h_{2-3} и h_{1-3} систематически увеличиваются, то есть основания предполагать, что репер № 3 опускается. Меньше оснований допускать, что реперы № 1 и № 2 равномерно поднимаются вверх. Однако обоснованное суждение по этому вопросу, а также по выявлению общей осадки кустовых реперов можно иметь только в результате анализа невязок всех ходов высокоточного нивелирования.

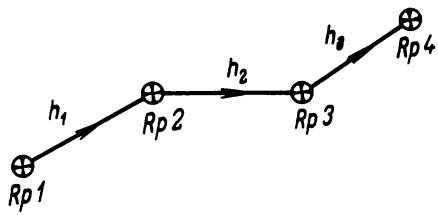


Рис. 78. Схема размещения реперов

Более надежные данные об устойчивости высотной основы получают путем исследования корреляционной взаимосвязи между превышениями в разных циклах наблюдений, т. е. анализа коэффициентов корреляции. Численные зависимости между превышениями, связанными осадками опорных пунктов, находят из уравнений регрессии.

Применение метода корреляционного анализа рассмотрим на конкретном примере наблюдений за устойчивостью группы фундаментальных реперов (рис. 78)*. Из 33 циклов наблюдений (табл. 4) вычисляют средние значения превышений $\bar{h}$ и отклонения Δ от них:

$$\bar{h}_1 = -20{,}00; \quad \bar{h}_2 = +19{,}87; \quad \bar{h}_3 = -23{,}82;$$

$$\Delta_1 = h_1 - \bar{h}_1; \quad \Delta_2 = h_2 - \bar{h}_2; \quad \Delta_3 = h_3 - \bar{h}_3,$$

а также величины:

$$[\Delta_1^2] = +15{,}4450; \quad [\Delta_2^2] = +34{,}9154; \quad [\Delta_3^2] = +15{,}1979;$$

$$[\Delta_1\Delta_2] = -16{,}1223; \quad [\Delta_1\Delta_3] = -8{,}5451; \quad [\Delta_2\Delta_3] = +12{,}8256.$$

* В. А. Карпенко. Методика анализа осадок сооружений значительного протяжения средствами математической статистики. Кандидатская диссертация. МИИГАиК. 1966.

Определяют вторые центральные моменты:

$$\left.\begin{aligned}\mu_{2-0-0} &= \frac{[\Delta_1^2]}{n} = 0{,}468\\ \mu_{0-2-0} &= \frac{[\Delta_2^2]}{n} = 1{,}058\\ \mu_{0-0-2} &= \frac{[\Delta_3^2]}{n} = 0{,}461\end{aligned}\right\}, \qquad \text{(VI.10)}$$

где n — число циклов наблюдений ($n=33$), и первые смешанные центральные моменты:

$$\left.\begin{aligned}\mu_{1-1-0} &= \frac{[\Delta_1\Delta_2]}{n} = -0{,}488\\ \mu_{1-0-1} &= \frac{[\Delta_1\Delta_3]}{n} = -0{,}259\\ \mu_{0-1-1} &= \frac{[\Delta_2\Delta_3]}{n} = +0{,}389\end{aligned}\right\}. \qquad \text{(VI.11)}$$

Находят величины средних квадратических отклонений (стандарты), извлекая квадратный корень из вторых центральных моментов:

$$\left.\begin{aligned}\sigma_{h_1} &= \sqrt{\frac{[\Delta_1^2]}{n}} = 0{,}684\\ \sigma_{h_2} &= \sqrt{\frac{[\Delta_2^2]}{n}} = 1{,}028\\ \sigma_{h_3} &= \sqrt{\frac{[\Delta_3^2]}{n}} = 0{,}679\end{aligned}\right\}. \qquad \text{(VI.12)}$$

Вычисляют коэффициенты корреляции:

а) парные (между двумя превышениями):

$$\left.\begin{aligned}r_{h_1h_2} &= \frac{\mu_{1-1-0}}{\sigma_{h_1}\sigma_{h_2}} = -0{,}69\\ r_{h_1h_3} &= \frac{\mu_{1-0-1}}{\sigma_{h_1}\sigma_{h_3}} = -0{,}56\\ r_{h_2h_3} &= \frac{\mu_{0-1-1}}{\sigma_{h_2}\sigma_{h_3}} = +0{,}56\end{aligned}\right\}; \qquad \text{(VI.13)}$$

б) частные:

при связи h_1 и h_2 и постоянном h_3

$$r_{h_1h_2\cdot h_3} = \frac{r_{h_1h_2} - r_{h_1h_3}\cdot r_{h_2h_3}}{\sqrt{(1-r_{h_1h_3}^2)(1-r_{h_2h_3}^2)}} = -0{,}55;$$

при связи h_1 и h_3 и постоянном h_2

$$r_{h_1h_3 \cdot h_2} = \frac{r_{h_1h_3} - r_{h_1h_2} r_{h_2h_3}}{\sqrt{(1 - r^2_{h_1h_2})(1 - r^2_{h_2h_3})}} = -0{,}29;$$

Таблица 4

Ведомость наблюдений за устойчивостью высотной основы (выборочные циклы)

№№ циклов	Превышение в *мм*		
	h_1	h_2	h_3
1	−18,18	+17,94	−24,32
3	18,34	18,69	24,85
6	19,86	19,12	24,69
8	19,69	19,24	24,46
11	19,84	18,92	23,20
13	19,49	19,59	23,99
15	20,12	19,75	24,54
17	20,34	19,16	24,18
19	20,34	19,22	23,20
22	20,24	20,91	23,44
25	20,69	19,99	22,76
27	20,65	20,50	23,86
29	20,99	21,19	23,81
31	20,45	21,85	23,11
33	−20,60	+22,38	−22,69
Среднее из 33 циклов	−20,00	+19,87	−23,82

при связи h_2 и h_3 и постоянном h_1

$$r_{h_2h_3 \cdot h_1} = \frac{r_{h_2h_3} - r_{h_1h_2} r_{h_1h_3}}{\sqrt{(1 - r^2_{h_1h_2})(1 - r^2_{h_1h_3})}} = +0{,}28; \qquad \text{(VI.14)}$$

в) множественные:

$$\left.\begin{aligned} R_{h_1h_2,\ h_3} &= \sqrt{\frac{r^2_{h_1h_2} - r^2_{h_1h_3} - 2r_{h_1h_2} r_{h_2h_3} r_{h_1h_3}}{1 - r^2_{h_2h_3}}} = +0{,}72; \\ R_{h_2h_1,\ h_3} &= \sqrt{\frac{r^2_{h_2h_1} - r^2_{h_2h_3} - 2r_{h_1h_2} r_{h_1h_3} r_{h_2h_3}}{1 - r^2_{h_1h_3}}} = +0{,}72; \\ R_{h_3h_1,\ h_2} &= \sqrt{\frac{r^2_{h_3h_1} - r^2_{h_3h_2} - 2r_{h_1h_2} r_{h_1h_3} r_{h_2h_3}}{1 - r^2_{h_1h_2}}} = +0{,}60. \end{aligned}\right\} \qquad \text{(VI.15)}$$

Проверяют значимость коэффициентов корреляции, вычисляя их средние квадратические отклонения

$$\sigma_r = \frac{1 - r_h}{\sqrt{n-1}}. \qquad \text{(VI.16)}$$

Коэффициент считается значимым, если

$$r_h > 3\sigma_r.$$

В нашем случае все парные и множественные коэффициенты корреляции значимы. Из частных коэффициентов значим только первый — $r_{h_1h_2 \cdot h_3}$.

Из анализа коэффициентов корреляции следует, что наиболее тесная взаимосвязь имеется между превышениями h_1 и h_2. Превышение h_3 мало влияет на связь h_1 и h_2. Отрицательный парный коэффициент $r_{h_1h_2} = -0{,}69$ и частный $r_{h_1h_2 \cdot h_3} = -0{,}55$ показывают, что с уменьшением h_1 возрастает величина h_2, а так как

$$h_1 < 0 \quad \text{и} \quad h_2 > 0,$$

то, следовательно, по абсолютной величине оба превышения увеличиваются. А это означает, что *Rp2* дает осадку.

Малое влияние превышения h_3 на взаимодействие h_1 и h_2 подтверждается тем, что частный коэффициент корреляции $r_{h_1h_2,h_3}$ имеет значение, близкое к парному коэффициенту $r_{h_1h_2}$. Кроме того, множественные коэффициенты $R_{h_2h_1,h_3}$ и $R_{h_1h_2,h_3}$ равны между собой, а коэффициенты $r_{h_1h_3,h_2}$ и $r_{h_2h_3,h_1}$ не значимы. Отсюда можно сделать вывод, что наиболее устойчивым является *Rp 3*. Из рассмотрения парного коэффициента корреляции $r_{h_2h_3} = +0{,}56$ видно, что с увеличением h_2 увеличивается и h_3, а так как $h_3 < 0$, то превышение h_3 уменьшается, т. е. как бы происходит некоторое выпучивание *Rp 4*.

При линейной связи превышений h_1 и h_2 уравнение парной регрессии имеет вид

$$h_1 = \rho_{h_1/h_2} h_2 + a, \qquad \text{(VI.17)}$$

где

$$\rho_{h_1/h_2} = r_{h_1h_2} \frac{\sigma_{h_1}}{\sigma_{h_2}} = -0{,}46; \quad a = h_1 - \rho_{h_1/h_2} \cdot h_2 = -10{,}86,$$

и, следовательно,

$$h_1 = 0{,}46h_2 - 10{,}86.$$

В последнем цикле наблюдений $h_1 = 20{,}60$ *мм*; $h_2 = 22{,}38$ *мм* и вероятная осадка знака составляет 0,55 *мм*.

Общее суждение об устойчивости реперной основы можно получить из дисперсионного анализа. Вычислив средние

квадратические ошибки нивелирования в каждом цикле наблюдений и ошибки определения превышений между циклами, проверяют состоятельность нулевой гипотезы о равенстве средних превышений между одноименными реперами в разных циклах. В нашем примере для h_1, h_2, h_3 получены ошибки внутри циклов $\pm 0{,}28$ *мм*, между циклами — около ± 1 *мм*, т. е. нулевая гипотеза оказалась несостоятельной.

Исходя из точности нивелирования, вычисляют допустимую величину систематического изменения средних превышений между отдельными циклами наблюдений. Расхождения в средних превышениях, превосходящие эту величину (в нашем примере $\pm 0{,}3$ *мм*), свидетельствуют об осадках пунктов нивелирной основы.

§ 31. Определение плановых смещений сооружений

Для наблюдения за плановым смещением сооружений применяют главным образом створный, тригонометрический (триангуляцию, засечки) и створно-тригонометрический способы; реже полигонометрию.

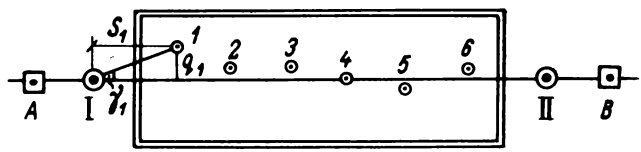


Рис. 79. Схема створного способа

Наблюдаемые знаки стремятся разместить ближе к основанию сооружения, чтобы уменьшить влияние на их смещение температурных деформаций и крена сооружения. Для наблюдений створным способом или триангуляцией каждый знак должен быть удобным для подхода к нему наблюдателя и центрирования на нем инструмента и визирной марки.

Наблюдательные (опорные) пункты располагают вне сооружения по возможности в устойчивых местах. Для контроля эти пункты привязывают к незыблемой основе. В каждом цикле наблюдений проверяют устойчивость наблюдательных пунктов. Если при этом выявится, что их положение изменилось на величину, превосходящую предельную ошибку их определения, то в измеренные смещения вводят соответствующие поправки.

Створный способ. Способ применяют на прямолинейных плотинах, мостовых переходах, подпорных стенках и других сооружениях, где имеется возможность установить наблюдаемые точки в один створ и расположить их примерно на одном уровне. На рис. 79 показана схема расположения пунктов в створном спо-

собе наблюдений, где *1, 2, 3*... — наблюдаемые точки сооружения: *I, II* — наблюдательные пункты; *A, B* — опорные геодезические пункты.

Створные наблюдения могут быть выполнены или способом измерения малых углов, или способом подвижной марки. В первом способе, установив оптический теодолит или алиниометр с окулярным микрометром в наблюдательном пункте *I*, а неподвижную визирную цель — в пункте *II*, измеряют несколькими приемами угловое отклонение от створа *I—II* каждой из наблюдаемых точек *1, 2, 3*.... По найденным угловым отклонениям γ_i и расстояниям до наблюдаемых точек s_i определяют величину линейного поперечного смещения

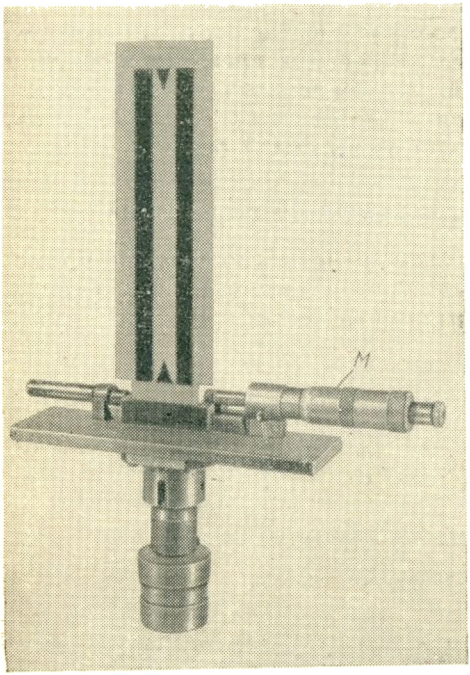


Рис. 80. Подвижная марка с микрометром

$$q_i = \frac{s_i \gamma_i''}{\rho''}. \quad \text{(VI.18)}$$

Так как величина смещения q_i обычно небольшая, то даже при измерении расстояния s_i нитяным дальномером влиянием ошибки этого измерения на точность определения смещений можно пренебречь и, следовательно,

$$m_q = \frac{s m_\gamma''}{\rho''}, \quad \text{(VI.19)}$$

где m_q — средняя квадратическая ошибка определения смещения; m_γ — ошибка измерения угла γ.

В способе подвижной марки измеряют непосредственно величину смещения q. Для этого подвижная марка снабжена микрометренным винтом M (рис. 80). Отсчет по шкале этого винта, когда ось симметрии визирной цели проходит через центр знака, называется местом нуля марки и определяется при помощи теодолита вращением марки вокруг основной оси на 180°.

При наблюдениях подвижная марка устанавливается на створ-

ном знаке и по сигналу наблюдателя или при помощи автоматического дистанционного управления ее визирная цель микрометренным винтом передвигается до полного совмещения вертикальной оси этой цели с коллимационной плоскостью теодолита, ориентированного по створу *I—II*. Взяв при этом отсчет по шкале микрометренного винта и отняв от него место нуля, находят величину смещения q наблюдаемой точки от створа. Такие определения в каждой точке повторяют 3—5 раз и из них образуют среднее.

Примерная точность этого способа может быть подсчитана по формуле (см. § 20)

$$m_q^2 = (m''^2_{\text{ор}} + m''^2_{\text{н}}) \frac{s^2}{\rho^2} + m^2_{\text{фок}} + m^2_{\text{вн}}, \qquad (VI.20)$$

где $m''_{\text{ор}}$ — угловая ошибка ориентирования створа, т. е. ошибка визирования на неподвижную марку; $m''_{\text{н}}$ — угловая ошибка введения подвижной марки в створ; s — расстояние от инструмента

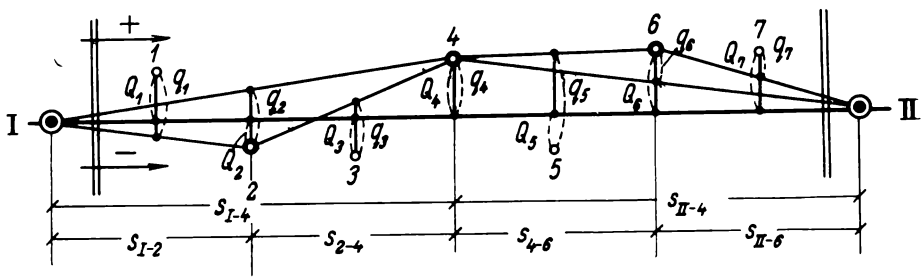


Рис. 81. Схема частей створа

до наблюдаемой точки; $m_{\text{фок}}$ и $m_{\text{вн}}$ — соответственно линейная величина влияния ошибки фокусирования и внешних условий.

При $m''_{\text{ор}} \approx m''_{\text{н}} = m''_{\text{в}} = \frac{20''}{v}$

$$m_q^2 = \left(\frac{20''\sqrt{2}}{v} \cdot \frac{s}{\rho''}\right)^2 + m^2_{\text{фок}} + m^2_{\text{вн}}. \qquad (VI.20')$$

Для уменьшения влияния ошибки визирования на длинных створах как в способе подвижной марки, так и в способе измерения малых углов применяют особые программы наблюдений: частей створа и последовательных створов.

В программе частей створа («полуствора» и «четвертьствора») весь створ разбивают на четыре примерно равные части (рис. 81). Вначале определяют положение средней точки *4* относительно *I—II*. Затем относительно створов *I—4* и *4—II* находят

смещение точек *2* и *6* и уже в каждой четвертой части измеряют отклонения всех остальных точек от створов *I—2*; *2—4*; *4—6*; *6—II*. Определение производят в прямом и обратном направлениях, придерживаясь установленного правила знаков.

Приведение измеренных отклонений от частных створов к общему створу *I—II* выполняют по формулам, которые легко выводятся из чертежа расположения наблюдаемых точек:

$$\left.\begin{aligned} Q_1 &= q_1 + q_2\frac{s_{I-1}}{s_{I-2}} + q_4\frac{s_{I-1}}{s_{I-4}} \\ Q_2 &= q_2 + q_4\frac{s_{I-2}}{s_{I-4}} \\ Q_3 &= q_3 + q_2\frac{s_{3-4}}{s_{2-4}} + q_4\frac{s_{I-3}}{s_{I-4}} \\ Q_4 &= q_4 \\ Q_5 &= q_5 + q_4\frac{s_{II-5}}{s_{II-4}} + q_6\frac{s_{4-5}}{s_{4-6}} \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(VI.21)}$$

Средние квадратические ошибки определения смещения относительно общего створа будут равны (для измерений в одном направлении):

$$\left.\begin{aligned} m_{Q_1}^2 &= m_{q_1}^2 + m_{q_2}^2\left(\frac{s_{I-1}}{s_{I-2}}\right)^2 + m_{q_4}^2\left(\frac{s_{I-1}}{s_{I-4}}\right)^2 \\ m_{Q_2}^2 &= m_{q_2}^2 + m_{q_4}^2\left(\frac{s_{I-2}}{s_{I-4}}\right)^2 \\ m_{Q_3}^2 &= m_{q_3}^2 + m_{q_2}^2\left(\frac{s_{3-4}}{s_{2-4}}\right)^2 + m_{q_4}^2\left(\frac{s_{I-3}}{s_{I-4}}\right)^2 \\ m_{Q_4}^2 &= m_{q_4}^2 \\ m_{Q_5}^2 &= m_{q_5}^2 + m_{q_4}^2\left(\frac{s_{II-5}}{s_{II-4}}\right)^2 + m_{q_6}^2\left(\frac{s_{4-5}}{s_{4-6}}\right)^2 \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(VI.22)}$$

С наибольшей ошибкой в программе частей створа определяется смещение средней точки *4*. Под влиянием этой ошибки в значительной мере понижается точность определения смещений точек, близко расположенных к средине (во второй и третьей четвертях).

При измерениях в обратном направлении общий вид формул для определения смещений сохраняется тот же. Точность среднего результата из прямого и обратного измерений повышается примерно в $\sqrt{2}$.

В программе последовательных створов смещение относительно общего створа *I—II* измеряют только для точки *1* (рис. 82). Затем инструмент переносят в эту точку, устанавливая его вместо марки, и относительно створа *1—II* измеряют смещение точки *2*. Инструмент переносят в точку *2*, и относительно створа *2—II* измеряют смещение точки *3* и т. д. Дойдя до конечной точки, производят измерения в обратном направлении, т. е. относительно створа *II—I* наблюдают смещение точки *7*; перейдя с инструментом в эту точку, от створа *7—I* находят смещение

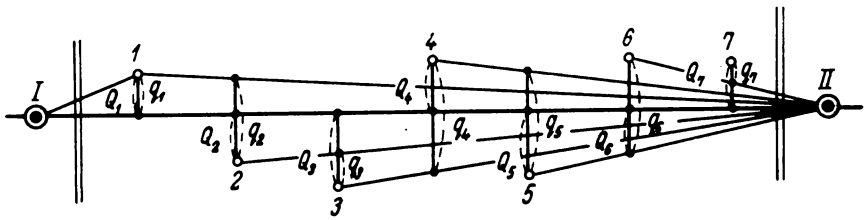


Рис. 82. Схема последовательных створов

точки *6* и т. д. Таким образом, в этой программе инструмент последовательно устанавливают на все наблюдаемые точки створа, ориентируют по конечному наблюдательному пункту и относительно последовательно изменяемого створа измеряют смещения ближайших по ходу наблюдаемых точек.

Приведение смещений к общему створу *I—II* выполняют по формулам:

а) для прямого хода

$$\left.\begin{aligned}
&Q_1 = q_1\\
&Q_2 = q_1\frac{s_{2-II}}{s_{1-II}} + q_2\\
&Q_3 = q_1\frac{s_{3-II}}{s_{1-II}} + q_2\frac{s_{3-II}}{s_{2-II}} + q_3\\
&\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\\
&Q_7 = q_1\frac{s_{7-II}}{s_{1-II}} + q_2\frac{s_{7-II}}{s_{2-II}} + q_3\frac{s_{7-II}}{s_{3-II}} +\\
&+ q_4\frac{s_{7-II}}{s_{4-II}} + q_5\frac{s_{7-II}}{s_{5-II}} + q_6\frac{s_{7-II}}{s_{6-II}} + q_7
\end{aligned}\right\}. \qquad \text{(VI.23)}$$

б) для обратного хода:

$$\left.\begin{aligned}
Q_7 &= q_7 \\
Q_6 &= q_7\frac{s_{6-1}}{s_{7-1}} + q_6 \\
Q_5 &= q_7\frac{s_{5-1}}{s_{7-1}} + q_6\frac{s_{5-1}}{s_{6-1}} + q_5 \\
&\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \\
Q_1 &= q_7\frac{s_{1-1}}{s_{7-1}} + q_6\frac{s_{1-1}}{s_{6-1}} + q_5\frac{s_{1-1}}{s_{5-1}} + \\
&+ q_4\frac{s_{1-1}}{s_{4-1}} + q_3\frac{s_{1-1}}{s_{3-1}} + q_2\frac{s_{1-1}}{s_{2-1}} + q_1
\end{aligned}\right\}. \qquad \text{(VI.23')}$$

Приняв точность измерения смещений от последовательных створов одинаковой, получим выражения средних квадратических ошибок, например, для точки *1*:

для прямого хода

$$m_{Q_1}^2 = m_q^2;$$

для обратного хода

$$m_{Q_1}^2 = m_q^2\left[\left(\frac{s_{1-1}}{s_{7-1}}\right)^2 + \left(\frac{s_{1-1}}{s_{6-1}}\right)^2 + \left(\frac{s_{1-1}}{s_{5-1}}\right)^2 + \right.$$
$$\left. + \left(\frac{s_{1-1}}{s_{4-1}}\right)^2 + \left(\frac{s_{1-1}}{s_{3-1}}\right)^2 + \left(\frac{s_{1-1}}{s_{2-1}}\right)^2 + 1\right]; \qquad \text{(VI.24)}$$

для среднего результата из прямого и обратного ходов

$$m_{Q_1(\text{ср})} = \frac{m_{Q_1(\text{пр})}\, m_{Q_1(\text{об})}}{\sqrt{m_{Q_1(\text{пр})}^2 + m_{Q_1(\text{об})}^2}}.$$

Программа последовательных створов обеспечивает более высокую точность определения смещений и более равномерное распределение весов измерений для средних результатов.

Визирные цели для створных наблюдений применяют различной формы: треугольник, ромб, крест, концентрические окружности и др.; при этом стремятся, чтобы изображение цели занимало около половины биссектора зрительной трубы, т. е. в линейной мере ширина цели

$$a = \frac{u''}{2}\cdot\frac{s}{\rho''}, \qquad \text{(VI.25)}$$

где s — расстояние от инструмента до наблюдаемой точки; u'' — ширина биссектора в секундах.

Длина цели принимается равной *3a*.

Чтобы на одну и ту же марку можно было наводить с примерно одинаковой точностью при различных расстояниях s, фигуры визирных целей делают с переменным утолщением, симметричным относительно вертикальной оси. Иногда основную цель дополняют фигурой меньшей величины.

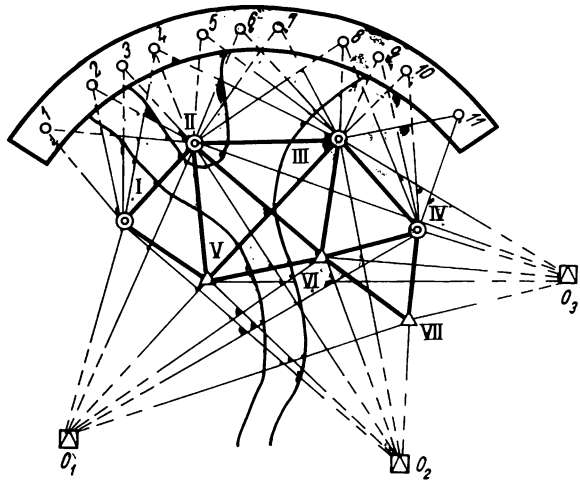


Рис. 83. Схема триангуляции для наблюдений за смещением плотины

При очень больших различиях в расстоянии желательно иметь два-три типа марок разной ширины.

Створным способом можно определить только поперечные смещения сооружения. Если необходимо измерить взаимные продольные перемещения точек, то производят точные линейные промеры расстояний между ними.

Тригонометрический способ в виде триангуляции и различного рода засечек применяют для определения смещений арочных плотин и других сооружений, особенно в горных районах. Наблюдаемые точки сооружения могут быть расположены на разной высоте; они или включаются в триангуляционную сеть, если на них можно встать с инструментом, или определяются прямыми засечками. Так как наблюдательные пункты (на рис. 83 *I, II, III, IV*) обычно располагаются недалеко от сооружения и сами могут быть подвержены смещениям, то в сеть дополнительно включают ряд надежных пунктов (*V, VI, VII*), установленных вне деформационной зоны. Иногда для контроля всей сети в каждом пункте еще измеряют три-четыре направления на твердые удаленные пункты O_1, O_2, O_3 (так называемые ориентирные пункты). В каждом цикле наблюдений уравнивают всю сеть и вычисляют координаты

наблюдаемых точек. По разностям координат между циклами определяют плановое смещение сооружения.

Для измерений деформаций больших гидротехнических сооружений часто применяют комбинированный створно-тригонометрический способ, т. е. наблюдения за взаимным смещением точек на сооружении производят створным способом, а устойчивость самих наблюдательных пунктов проверяется включением их в триангуляционную сеть.

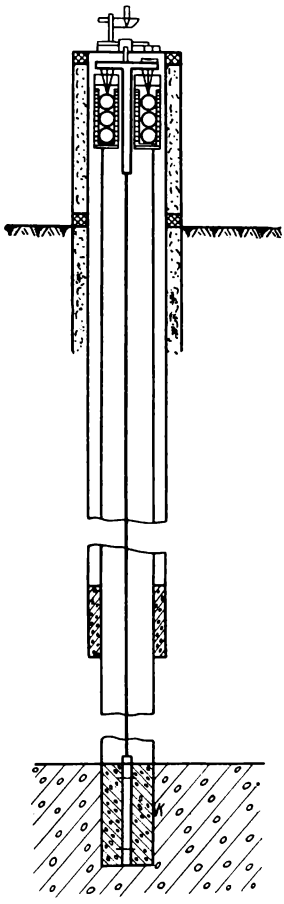


Рис. 84. Гидростатический обратный отвес конструкции М. С. Муравьева

При створных наблюдениях в потерне (галерее) плотины определяют величины отдельных смещений относительно конечных наблюдательных точек. Через вертикальные шахты эти точки проектируют на гребень плотины, применяя для этого отвесы с центрировочными приспособлениями или оптические зенит-приборы. Вынесенные точки включают в створные или тригонометрические наблюдения и определяют абсолютные величины их смещений и, следовательно, всех наблюдаемых точек в потерне.

Наблюдения за смещениями основания плотины могут быть выполнены при помощи так называемых обратных гидростатических отвесов, построенных в вертикальных шахтах*. Нить (инварная проволока) обратного отвеса укрепляется в основании плотины. Верх нити приделывают к системе шаров или торов, плавающих в жидкости и натягивающих нить в отвесном направлении (рис. 84). При смещении основания плотины перемещается и якорь нити, и соответственно верхняя осевая точка плавающей системы. Величина этого верхнего перемещения измеряется при помощи микроскопа относительно независимых от отвеса осей координатного столика. Для определения абсолютной величины смещения необходимо знать перемещение координатного столика, которое может быть найдено из тригонометрических наблюдений.

* М. С. Муравьев. Наблюдения геодезическими методами за сдвигами гидротехнических сооружений по их основанию. Известия вузов, раздел «Геодезия и аэрофотосъемка», вып. 5, 1958.

Смещения арочных плотин могут быть также определены путем периодического проложения по наблюдаемым точкам полигонометрического хода, в котором главное внимание обращают на высокую точность угловых измерений.

§ 32. Наблюдения за кренами сооружений и оползневыми процессами

Крен, т. е. наклон сооружения, может быть определен различными способами, наиболее распространенными из которых являются: способ координат, вертикального проектирования и способ углов.

Способ координат. Вокруг сооружения, на расстоянии от него не меньше двух-трех его высот, прокладывают замкнутый полигонометрический ход и вычисляют координаты трех-четырех постоянно закрепленных точек. Из этих точек периодически прямой засечкой определяют координаты хорошо заметной точки на вершине сооружения. По разности этих координат между циклами наблюдений находят величину крена в течение определенного времени и его направление.

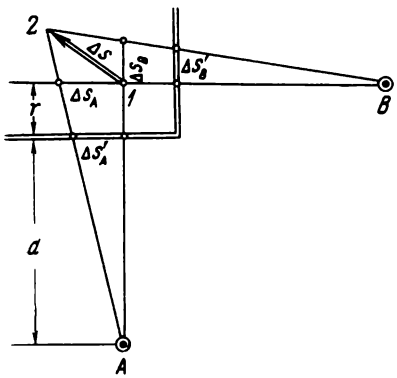


Рис. 85. Определение крена вертикальным проектированием

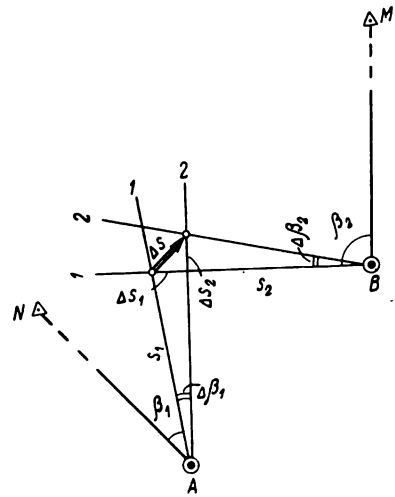


Рис. 86. Определение крена способом углов

Точность способа может быть подсчитана по формулам прямой многократной засечки.

Способ вертикального проектирования. В двух взаимно перпендикулярных осях сооружения закладывают постоянные точки A и B (рис. 85). На эти точки периодически устанавливают теодолит, тщательно его нивелируют и при двух положениях круга проектируют заметную верхнюю точку на некоторую плоскость внизу сооружения (цоколь, специально вмонтированную рейку).

Зафиксированный в течение времени на цоколе ряд точек представляет собой центральную проекцию траектории верхней наблюдаемой точки на плоскость, перпендикулярную коллимационной плоскости зрительной трубы.

Для определения полной величины крена сооружения необходимо, во-первых, произвести одновременные наблюдения с точек A и B и, во-вторых, графически или аналитически перейти от составляющих крена в центральной проекции к действительной (ортогональной) величине крена. Искажение крена в центральной проекции тем больше, чем ближе опорные точки A и B к основанию сооружения и чем дальше от вертикали верхней наблюдаемой точки находится нижняя плоскость фиксации.

Из рис. 85 следует

$$\frac{\Delta s_A}{r+d} = \frac{\Delta s'_A}{d}$$

или

$$\Delta s_A = \Delta s'_A \left(1 + \frac{r}{d}\right). \qquad \text{(VI.26)}$$

Точность способа главным образом зависит от точности приведения основной оси инструмента в отвесное положение. В точных работах желательно, чтобы ошибка нивелирования инструмента не превышала ошибку визирования, т. е. чтобы соблюдалось равенство

$$0{,}2\tau'' = \frac{20''}{v}, \qquad \text{(VI.27)}$$

где τ — цена деления уровня на алидаде горизонтального круга или накладного на ось вращения трубы; v — увеличение инструмента.

Способ углов. Для высотных сооружений пирамидальной формы (типа МГУ) целесообразнее производить наблюдения за креном путем периодического измерения точным теодолитом в опорных точках A и B (рис. 86) углов между неизменными направлениями AN и BM и направлениями на наблюдаемую верхнюю точку сооружения. По величине изменения этих углов с течением времени и горизонтальному проложению до наблюдаемой точки (которое легко определить прямой засечкой из точек A и B) находят составляющие Δs_1 и Δs_2 и полную линейную величину крена Δs:

$$\left.\begin{aligned} \Delta s_1 = \frac{s_1 \Delta\beta_1''}{\rho''}; \quad \Delta s_2 = \frac{s_2 \Delta\beta_2''}{\rho''}; \\ \Delta s = \sqrt{\Delta s_1^2 + \Delta s_2^2}. \end{aligned}\right\} \qquad \text{(VI.28)}$$

Отношение величины крена Δs к высоте сооружения h дает крен в угловой мере

$$\gamma_{кр} = \frac{\Delta s}{h} \rho. \qquad \text{(VI.29)}$$

Точность определения составляющих крена этим способом в основном зависит от точности измерения углов β_1 и β_2

$$m_{\Delta s_1} = s_1 \frac{m_\beta'' \sqrt{2}}{\rho''}, \qquad \text{(VI.30)}$$

где m_β — средняя квадратическая ошибка измерения угла.

При $m_\beta = \pm 1''$; $s_1 = 200$ *м* ошибка $m_{\Delta s_1} = \pm 1{,}4$ *мм*.

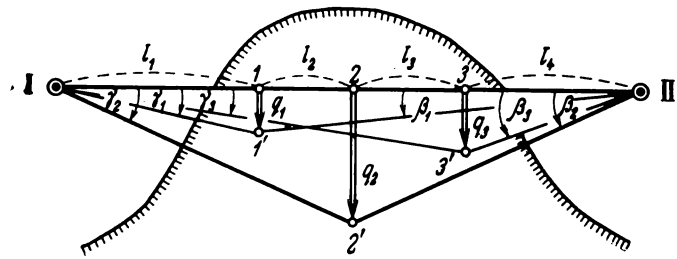


Рис. 87. Определение оползневых явлений

Применение кренометров. Крен жестких сооружений можно определить при помощи микрокренометров, представляющих собой систему точных уровней с микрометренными винтами. В исходный период наблюдений прибор устанавливают на опорной площадке вверху сооружения, уровни приводят на нульпункт и берут начальные отсчеты по микрометренным винтам. В последующие циклы наблюдений эти действия повторяют, определяя по разности отсчетов по микрометренным винтам угловые наклоны сооружения в заданных направлениях. Зная высоту сооружения, можно вычислить и линейную величину крена.

Наблюдения за оползнями. При движении оползневого участка в одном направлении примерно перпендикулярно этому направлению располагают ряд наблюдательных створов (рис. 87). Опорные пункты этих створов закрепляют в устойчивых местах. С этих пунктов створным способом производят измерения поперечных смещений наблюдаемых точек на оползне (*1*, *2*, *3*...). Если, кроме поперечного смещения, точки оползня передвигаются еще и в продольном направлении по створу, то эти передвижения могут быть определены линейными измерениями отрезков между точками створа (l_1, l_2, l_3...).

Наблюдения за оползнем можно также производить путем периодических определений координат точек оползня способами прямой и обратной засечек, параллактической или дальномерной полигонометрии. По разностям полученных координат между циклами наблюдений судят о величине, направлении и скорости смещения точек оползня.

Для определения перемещения точек оползня по высоте проводят периодическое нивелирование. При необходимости выполняют дополнительные наблюдения с пунктов геодезической основы за устойчивостью наблюдательных знаков, расположенных вблизи оползневого района.

§ 33. Наблюдения за деформациями методом фототеодолитной съемки

Фотограмметрический способ. Деформации сооружений и конструкций с успехом могут быть измерены методом фототеодолитной съемки, который имеет то преимущество, что смещения исследуемых точек определяются одновременно вдоль всех трех координатных осей и, кроме того, имеется возможность в любое время проверить результаты наблюдений путем повторных измерений фотоснимков.

В этом методе наблюдаемое сооружение фотографируется в начальный период и затем периодически через установленный промежуток времени, причем местоположение и точное ориентирование фототеодолита при всех этих съемках остаются неизменными.

Для определения смещения точек сооружений только в вертикальной плоскости (осадки, прогибы, боковые сдвиги) периодическая фототеодолитная съемка производится с одной точки, т. е. применяют фотограмметрический способ наземной съемки. Полученные фотоснимки измеряют на стереокомпараторе, причем в левую кассету закладывают начальный снимок, а в правую — снимок текущего цикла наблюдений, определяя, таким образом, суммарные смещения точек относительно начального периода наблюдений. Можно, конечно, измерять смещения и между смежными циклами наблюдений.

Ориентировав снимки по координатным меткам и измерив винтом горизонтальных параллаксов смещение точек правого снимка вдоль оси абсцисс, поворачивают оба снимка в одну и ту же сторону на 90° и измеряют смещение вдоль оси z (по вертикали). Снимки поворачивают, чтобы вертикальные смещения (осадки) можно было наблюдать стереоскопически и тем самым повысить точность их измерения.

По измеренным на стереокомпараторе смещениям вычисляют

величины составляющих деформации точек сооружения за период наблюдений по формулам:

$$\left.\begin{aligned} \Delta X_i &= \frac{Y}{f}\Delta x_i \\ \Delta Z_i &= \frac{Y}{f}\Delta z_i \end{aligned}\right\}, \qquad \text{(VI.31)}$$

где ΔX — горизонтальная составляющая деформации в плоскости, перпендикулярной оптической оси камеры фототеодолита (боковой сдвиг); ΔZ — вертикальная составляющая деформации (осадка); Δx, Δz — смещения точек вдоль осей x и z на снимках; Y — отстояние фототеодолита (передней узловой точки объектива) от наблюдаемого сооружения; f — фокусное расстояние фотокамеры.

При применении фототеодолитов, предназначенных для съемки местности и имеющих постоянную величину фокусного расстояния камеры (~ 19 *см*), наименьшее отстояние Y, при котором изображение получается еще достаточно резким, составляет 12—15 *м*.

Точность определения деформаций по формулам (VI.31) в основном зависит от точности измерения на фотоснимках смещений Δx и Δz:

$$\left.\begin{aligned} m_{\Delta X} &= \frac{Y}{f}m_{\Delta x} \\ m_{\Delta Z} &= \frac{Y}{f}\Delta z \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(VI.32)}$$

Величины f и Y всегда можно измерить с необходимой точностью. Например, чтобы ошибка определения сдвига или осадки не превышала 0,3—0,5 *мм*, фокусное расстояние надо знать с точностью порядка ± 1 *мм*, а отстояние Y — с точностью 20—30 *см*. Последнее обстоятельство имеет важное значение, так как показывает, что при определении по снимкам деформаций нет необходимости требовать строгого размещения измеряемых точек в одной вертикальной плоскости.

При точности измерения смещений на стереокомпараторе в среднем $\pm 0{,}01$ *мм*, $Y = 15$ *м* и $f = 192$ *мм* получим ошибку определения осадки (или сдвига) фотограмметрическим методом

$$m_{\Delta X} = \pm \frac{15\,000}{192} \cdot 0{,}01 = \pm 0{,}8 \text{ мм}.$$

Приведенные расчеты сделаны в предположении, что установка фототеодолита и ориентирование его оптической оси при периодических съемках оставались строго такими же, какими они были

при начальной съемке (точность ориентирования должна быть выдержана в пределах $\pm 5''$, крен пластинки — в пределах $\pm 20''$). Однако выдержать такую точность в установке фототеодолита практически невозможно. Поэтому под влиянием ошибок элементов внешнего ориентирования точность определения деформаций фотограмметрическим путем значительно понизится и, как показывает опыт, будет составлять в среднем $\pm 1{,}5$—2 *мм* (при $Y = 15$ *м*).

Для повышения точности наблюдений и для контроля работы желательно иметь на каждом снимке по 2—3 контрольные точки, положение которых на все время наблюдений за деформациями можно считать неизменным. Однако вследствие влияния ошибок ориентирования, имеющего для каждого снимка систематический характер, на контрольных точках будет наблюдаться некоторое смещение, которое используется в качестве поправки для уточнения результатов измерений. С учетом этой поправки ошибки определения деформаций уменьшаются и для отстояний около 15 *м* в среднем равны ± 1 *мм*.

Стереофотограмметрический способ. Если при наблюдениях необходимо исследовать смещения точек сооружения вдоль всех трех пространственных осей, например крен, то применяют стереофотограмметрический способ наземной съемки. Наблюдаемый предмет фотографируют с двух точек стояния (с некоторого базиса), в результате чего получают пару перекрывающихся снимков. На стереокомпараторе измеряют координаты намеченных точек x и z и горизонтальный параллакс p (в системе осей снимка), по которым затем вычисляют пространственные координаты точек сооружений *:

$$\left.\begin{aligned} &\text{отстояние } Y = \frac{B}{p} f \\ &\text{абсциссу } X = \frac{B}{p} x \\ &\text{высоту } Z = \frac{B}{p} z \end{aligned}\right\}, \qquad \text{(VI.33)}$$

где B — базис, т. е. расстояние между узловыми точками объективов фототеодолитов; f — фокусное расстояние камеры.

Все последующие съемки сооружения производят с одного и того же базиса при строго одинаковом ориентировании фототеодолита.

---

* А. С. Скридов. Стереофотограмметрия, М., Геодезиздат, 1959, стр. 473.

Для получения величины деформации образуют разность координат точек текущего и начального цикла наблюдений:

$$\left.\begin{aligned}\Delta Y_i &= Y_i - Y_0 = Bf\left(\frac{1}{p_i} - \frac{1}{p_0}\right)\\ \Delta X_i &= X_i - X_0 = B\left(\frac{x_i}{p_i} - \frac{x_0}{p_0}\right)\\ \Delta Z_i &= Z_i - Z_0 = B\left(\frac{z_i}{p_i} - \frac{z_0}{p_0}\right)\end{aligned}\right\}. \qquad \text{(VI.34)}$$

Длину базиса для этих работ выбирают равной $\frac{1}{5} - \frac{1}{10}$ величины отстояния, что обычно составляет 3—5 и редко 10 *м*. Базис такой длины легко измерить с точностью ± 1 *мм*. Подобная ошибка в измерении базиса вызовет ошибку в определении смещений не более 0,1 *мм*, и ею можно пренебречь.

В зависимости от точности измерения на снимке величин x, z и p средние квадратические ошибки смещений точек сооружения вдоль отдельных осей могут быть найдены по формулам:

$$\left.\begin{aligned}m_{\Delta Y}^2 &= \left[\frac{\partial(\Delta Y)}{\partial p_i}\right]^2 m_{p_i}^2 + \left[\frac{\partial(\Delta Y)}{\partial p_0}\right]^2 m_{p_0}^2\\ m_{\Delta X}^2 &= \left[\frac{\partial(\Delta X)}{\partial x_i}\right]^2 m_{x_i}^2 + \left[\frac{\partial(\Delta X)}{\partial x_0}\right]^2 m_{x_0}^2 +\\ &+ \left[\frac{\partial(\Delta X)}{\partial p_i}\right]^2 m_{p_i}^2 + \left[\frac{\partial(\Delta X)}{\partial p_0}\right]^2 m_{p_0}^2\\ m_{\Delta Z}^2 &= \left[\frac{\partial(\Delta Z)}{\partial z_i}\right]^2 m_{z_i}^2 + \left[\frac{\partial(\Delta Z)}{\partial z_0}\right]^2 m_{z_0}^2 +\\ &+ \left[\frac{\partial(\Delta Z)}{\partial p_i}\right]^2 m_{p_i}^2 + \left[\frac{\partial(\Delta Z)}{\partial p_0}\right]^2 m_{p_0}^2\end{aligned}\right\}. \qquad \text{(VI.35)}$$

Подставляя значения частных производных и полагая, что

$$m_{x_i} \approx m_{x_0} = m_x; \quad m_{z_i} \approx m_{z_0} = m_z; \quad m_{p_i} \approx m_{p_0} = m_p,$$

а также принимая для подсчетов ошибок, что

$$x_i \approx x_1 = x; \quad z_i \approx z_0 = z; \quad p_i \approx p_0 = p,$$

получим:

$$\left.\begin{aligned}m_{\Delta Y}^2 &= 2\left(\frac{Bf}{p^2}\right)^2 m_p^2\\ m_{\Delta X}^2 &= 2\left(\frac{B}{p}\right)^2 m_x^2 + 2\left(\frac{Bx}{p^2}\right)^2 m_p^2\\ m_{\Delta Z}^2 &= 2\left(\frac{B}{p}\right)^2 m_z^2 + 2\left(\frac{Bz}{p^2}\right)^2 m_p^2\end{aligned}\right\}. \qquad \text{(VI.36)}$$

Заменяя в последних формулах величину p выражением $\frac{Bf}{Y}$, согласно формуле отстояния (VI.33), будем иметь:

$$\left.\begin{aligned} m_{\Delta Y} &= \frac{Y}{f}\sqrt{2\left(\frac{Y}{B}\right)^2 m_p^2} \\ m_{\Delta X} &= \frac{Y}{f}\sqrt{2m_x^2 + 2\left(\frac{Y}{B}\right)^2\left(\frac{x}{f}\right)^2 m_p^2} \\ m_{\Delta Z} &= \frac{Y}{f}\sqrt{2m_z^2 + 2\left(\frac{Y}{B}\right)^2\left(\frac{z}{f}\right)^2 m_p^2} \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(VI.37)}$$

При $Y=15$ *м*; $B=3$ *м*; $f=192$ *мм*; $m_x=m_z=0{,}01$ *мм*; $m_p=0{,}005$ *мм*; $x=50$ *мм*; $z=30$ *мм* величины ошибок будут:

$$m_{\Delta Y} = \pm 2{,}8 \text{ мм};$$

$$m_{\Delta X} = \pm 1{,}3 \text{ мм};$$

$$m_{\Delta Z} = \pm 1{,}2 \text{ мм}.$$

Для получения результатов с такой точностью ошибка ориентирования оптической оси фототеодолита при съемках с концов базиса не должна быть более $\pm 5''$, что обеспечивается специальным ориентирующим устройством. Однако так как при наблюдениях за деформациями производят периодические съемки одного и того же сооружения, то с такой точностью должна быть выдержана постоянная ориентировка самого базиса съемки, т. е. при периодических установках камеры и визирной марки ошибка их центрирования при длине базиса 3—5 *м* не должна превышать 0,1 *мм*. Конечно, столь высокую точность центрирования невозможно обеспечить при установке инструментов на штативах. Вследствие наличия контрольных точек влияние ошибок ориентирования может быть в значительной мере уменьшено, однако для полного его устранения необходимо на концах базиса сооружать бетонные столбы со специальными центрами, дающими возможность устанавливать камеру и визирную марку однообразно и с высокой точностью.

Для того чтобы исследовать мгновенную деформацию подкрановых балок и подвесных дорог при прохождении крана с грузом или определить колебания отдельных сооружений под действием динамической нагрузки, съемку наблюдаемых объектов производят *одновременно с двух точек базиса синхронно работающими фототеодолитами.*

Для точного измерения деформаций близко расположенных предметов (2—10 *м*) созданы особые стереокамеры, т. е.

спаренные, строго синхронизированные камеры с переменным базисом (от 0,2 до 1,2 *м*) и переменным фокусным расстоянием. Стереокамера может передвигаться на штанге по высоте и занимать удобное для фотосъемки положение: горизонтальное, наклонное на 30 или 60°, вертикальное.

Средние квадратические ошибки определения деформаций сооружений стереофотограмметрическим методом при тщательной работе и высокой точности инструментов составляют $^1/_{10\,000}$—$^1/_{15\,000}$ от величины отстояния.

РАЗДЕЛ ВТОРОЙ

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ИЗЫСКАНИЯХ И СТРОИТЕЛЬСТВЕ ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Глава VII

ИЗЫСКАНИЯ И РАЗБИВКА ДОРОГ

§ 34. Дорожные изыскания

Как и все инженерные сооружения, дороги строятся по утвержденным проектам, которые составляются на основании тщательно проведенных изысканий. Эти изыскания можно разделить на дорожно-экономические обследования и дорожные технические изыскания.

Дорожно-экономические обследования выполняются с целью установить объем и характер грузовых и пассажирских перевозок, которые можно ожидать на проектируемой дороге, и в связи с этим наметить наиболее желательное с экономической точки зрения направление трассы. Для решения этой задачи подробно изучается размещение производительных сил района изысканий, дающих направление основного потока грузовых и пассажирских перевозок, указываются существующие пути сообщения, грузооборот и транспортные связи отдельных предприятий, колхозов, населенных пунктов и т. д. На основании этих данных определяются так называемые *районы тяготения дороги,* т. е. районы, которые будут осуществлять свои транспортные связи по данной дороге, и подсчитывается ожидаемая *интенсивность движения.*

Главная задача технических изысканий — определить на местности детальное расположение проектируемой дороги в плане и профиле и установить основные ее нормативы. В связи с этим в процессе технических изысканий проводятся: подробное топографическое изучение местности вдоль полосы возможных вариантов трассы с необходимыми трассировочными и съемочными работами, изыскания мостовых и туннельных переходов, детальные инженерно-геологические и гидрогеологические обследования.

При обследовании выявляют геологические, почвенные и гидрологические условия вдоль трассы, чтобы запроектировать трассу в наиболее благоприятных естественных условиях. Кроме того, попутно ведется разведка местных дорожно-строительных мате-

риалов, а также сбор других сведений, необходимых для проектирования отдельных сооружений.

Таким образом, технические изыскания дорог включают комплекс топографических, геологических, гидрологических, дорожных и других вопросов, которые тесно связаны один с другим и могут быть правильно решены только при всестороннем, комплексном ведении изысканий.

Основное требование, предъявляемое к дорожным трассам,— это плавность и безопасность движения с заданными скоростями. В связи с этим на железных и автомобильных дорогах строго регламентируются максимальные (руководящие) уклоны и минимальные радиусы кривых (табл. 5) *.

Таблица 5

Наименование	Категории дорог				
	I	II	III	IV	V
Автомобильные дороги					
а) Наибольшие продольные уклоны (основные), ‰	30	40	50	60	70
б) Наименьшие радиусы кривых в плане (основные), *м*	1 000	600	400	250	125
в) Наименьшие радиусы вертикальных кривых (основные), *м*:					
выпуклых	25 000	15 000	10 000	5000	2500
вогнутых	8 000	5 000	3 000	2000	1500
Железные дороги					
а) Руководящие уклоны, ‰	15	15	20	—	—
б) Радиусы горизонтальных кривых, *м*:					
наибольшие	4 000	4 000	4 000	—	—
наименьшие рекомендуемые	1 200	800	600	—	—
в) Радиусы вертикальных кривых (рекомендуемые), *м*	10 000	10 000	5 000	—	—

На кривых небольших радиусов предельно допустимый уклон смягчают (уменьшают). На железных дорогах это смягчение уклона, выраженное в тысячных долях, определяется по формуле

$$\Delta i = \frac{700}{R} \qquad \text{(VII.1)}$$

или

$$\Delta i = \frac{12{,}2\varphi}{K}, \qquad \text{(VII.2)}$$

* СНИПИ — Д.5—62 и СНиПИ — Д.1—62.

где R, φ, K — соответственно радиус, угол поворота и длина кривой. Например, при руководящем уклоне $i_р = 20‰$ максимально допустимый уклон на кривой $R = 700$ *м*

$$i = i_р - \Delta i = 20 - \frac{700}{700} = 19‰.$$

Площадки под станции и разъезды, а также крупные парки путей должны размещаться, как правило, на прямых горизонтальных участках, и только в трудных условиях допускают размещение разъездов и промежуточных станций на участках с уклонами, не превышающими 2,5‰, и на кривых, обращенных в одну сторону, с радиусами кривизны не менее 1000 *м* для магистральных дорог и 600 *м* для линий местного значения.

В соответствии со стадиями проектирования проводят дорожные технические изыскания: предварительные и окончательные. Эти изыскания требуют наиболее точных и полных топографических материалов, создаваемых методами фотограмметрии.

Передовые русские инженеры Н. О. Виллер, Р. Н. Савельев, Р. Ю. Тиле и другие еще в конце прошлого века впервые делали опыты по внедрению в практику изысканий путей сообщения наземной фототеодолитной и воздушной съемки. Однако только в наше время методы аэрофотосъемки и фотограмметрии получили широкое распространение в изыскательских работах, создав особую отрасль изысканий — аэроизыскания.

Применение аэрометодов в дорожных изысканиях идет по трем направлениям:

1. Аэротопографическое — по аэроснимкам стереофотограмметрическим методом (универсальным или дифференцированным) составляют изыскательские планы полосы варьирования в масштабе 1 : 10 000 и площадок и переходов в масштабе 1 : 2000, по которым выбирают оптимальный вариант трассы и переносят его в натуру. В настоящее время это направление находит самое широкое распространение на производстве.

2. Фотограмметрическое — выбор вариантов трассы производят непосредственно по стереоскопическим моделям местности, создаваемым по аэроснимкам на стереофотограмметрических приборах. Наиболее подходящими для этой цели являются приборы двойного проектирования, которые дают возможность создавать оптическую модель местности в пределах нескольких стереопар (мультиплекс, болплекс). Способ имеет применение на стадии предварительных изысканий.

3. Электронно-фотограмметрическое — выбор оптимального варианта трассы производят на ЭВМ по цифровой (координатной) модели местности. Модель узкой, предварительно выбранной полосы трассирования определяют на точных стерео-

приборах, оборудованных специальными устройствами для построения профилей, регистрации аналитических координат характерных точек модели, фиксации этих координат в обычной записи и в машинной на перфоленте или перфокартах. Это направление наиболее перспективное для составления рабочего проекта трассы и перенесения ее в натуру. Оно находится в процессе производственных исследований и разработок.

Одновременно с аэротопографическими изысканиями проводятся аэрогеологические изыскания для составления геологических фотокарт и аэрогидрометрические для определения направления и скорости течения, глубины потока, расхода воды.

Полевые работы в предварительной стадии аэроизысканий состоят в маркировке и планово-высотной привязке снимков, выборочном топографическом и инженерно-геологическом дешифрировании, обследовании и согласовании трассы. Для уменьшения объема полевых работ применяют аэровизуальную разведку, аэрорадионивелирование, радиогеодезические системы и др.

При окончательных изысканиях производят полевое трассирование дороги и ее закрепление на местности. Эти работы подробно рассмотрены в главе II. На рис. 88 представлен образец продольного профиля железнодорожной линии.

§ 35. Восстановление дорожной трассы

Непосредственно перед началом строительных работ проводят восстановление трассы. В состав работ по восстановлению трассы входят:

1) инструментальное восстановление пикетажа с контрольным промером линий и углов и с детальной разбивкой кривых;

2) контрольное нивелирование по пикетажу с дополнительным сгущением сети рабочих реперов;

3) закрепление трассы с выносом знаков крепления за пределы зоны земляных работ;

4) возможная корректировка и местное улучшение трассы.

При восстановлении за основу принимают трассу, окончательно выбранную и закрепленную в натуре в процессе подробных технических изысканий; при этом руководствуются документами рабочего проекта: планом и профилем трассы, ведомостью прямых и кривых, схемой закрепления трассы.

Восстановление трассы начинают с отыскания на местности вершин углов поворота ее. Отдельные вершины, на которых не сохранились знаки крепления, находят промерами от постоянных местных предметов согласно абрисов их привязки или прямой засечкой по проектным углам из двух соседних вершин трассы.

Если не сохранились знаки крепления на нескольких подряд расположенных углах поворота и не представляется возможным

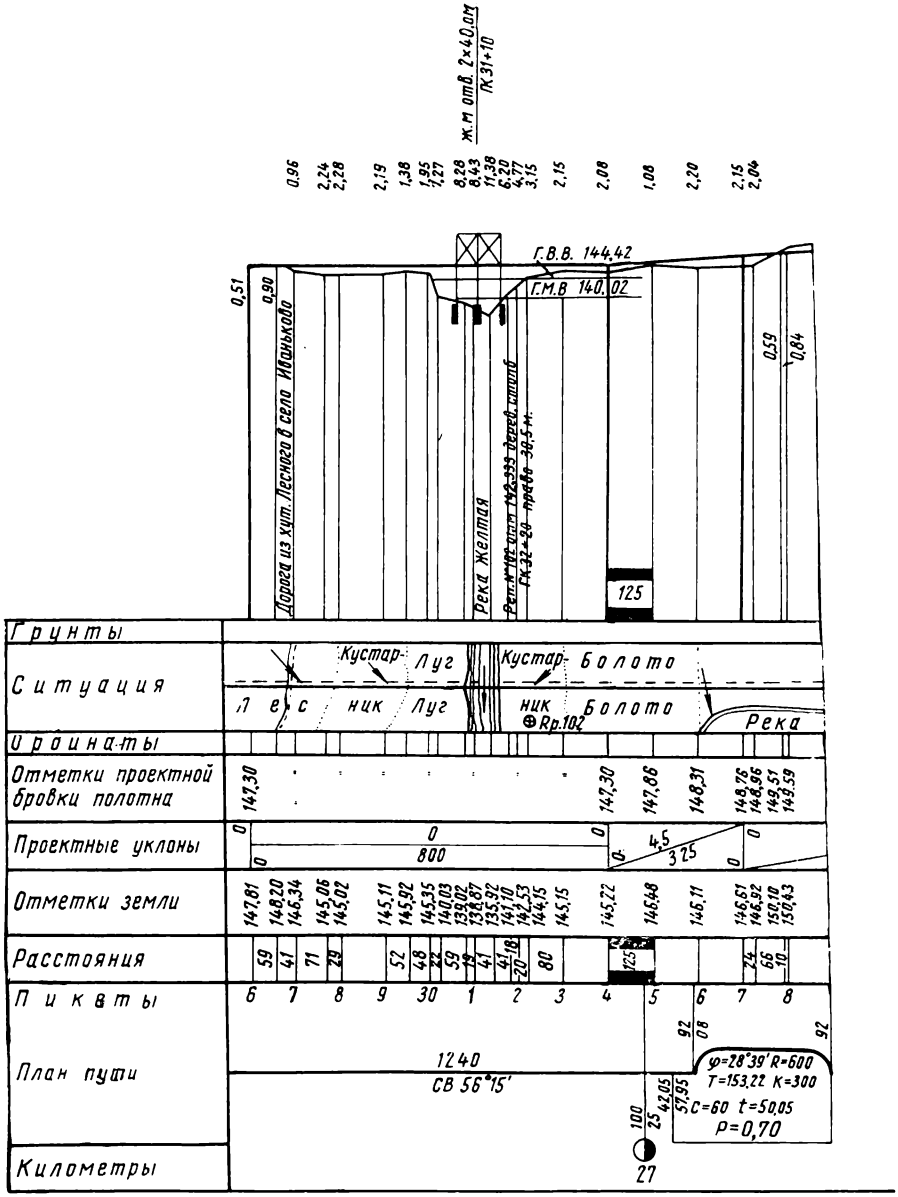


Рис. 88. Продольный профиль железнодорожной трассы

восстановить их от местных предметов, то приходится этот участок трассировать вновь, придерживаясь взятых с проекта углов поворота и расстояний.

Одновременно с восстановлением вершин измеряют углы поворота трассы и сравнивают полученные значения с проектными. При обнаружении значительных расхождений направление трассы на местности не изменяют, а исправляют значение проектного угла поворота и пересчитывают по исправленному углу все элементы кривых.

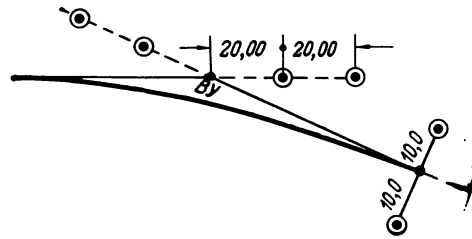


Рис. 89. Крепление угла поворота и створной точки

Затем приступают к контрольному измерению линий с разбивкой пикетажа. Пикеты и точки пересечения трассой водотоков и магистралей устанавливают в створе по инструменту. При этом стараются не допускать сплошной передвижки старого пикетажа. При обнаружении промахов в линейных измерениях (при трассировании пропущена лента) или при значительном накоплении ошибок делают рубленые пикеты, т. е. пикеты, не равные 100 *м*, с тем, чтобы в дальнейшем восстанавливаемый пикетаж по возможности был ближе к пикетажу, разбитому при трассировании, по которому составлялся проектный продольный профиль; в противном случае рабочие отметки, данные в проекте, не будут соответствовать натуре.

На закруглениях трассы детально разбивают переходные и круговые кривые, причем для кривых с радиусом 500 *м* и больше эта разбивка делается через 20 *м*, а при радиусе меньшем 500 *м* — через 10 *м*.

После восстановления пикетажа и детальной разбивки кривых трассу закрепляют. Знаки крепления устанавливают вне зоны земляных работ так, чтобы они сохранились на все время строительства.

Углы поворота обычно прочно закрепляют при трассировании. Если это крепление повреждено, его возобновляют. Если вершина угла попадает в зону земляных работ, то ее закрепляют двумя знаками на продолжении сторон (рис. 89).

Дополнительные углы, оси малых переходов и пересечений, пикеты крепятся одной створной плоскостью, перпендикулярной к оси трассы.

Знаки крепления окапывают и маркируют. При маркировке указывают наименование знака, в какую сторону от оси (по ходу пикетажа) знак вынесен и расстояние от осевой точки до знака крепления. Все это записывают в журнал закрепления трассы.

Одновременно с закреплением трассы для удобства обслуживания строительных работ сгущают сеть рабочих реперов с таким расчетом, чтобы на 4—5 пикетов трассы был один репер. В качестве реперов стремятся использовать различные местные предметы, устойчивые по высоте, и знаки крепления, установленные ниже глубины промерзания.

В контрольное нивелирование трассы включают все пикетные и плюсовые точки и всю сеть постоянных и временных реперов. Для уточнения подсчета объемов земляных работ в местах, где поперечный уклон превышает 0,1 (6°), разбивают и нивелируют дополнительные поперечники.

При восстановлении трассы могут быть проведены некоторая ее корректировка и улучшение расположения на местности для уменьшения объема земляных работ и увеличения устойчивости отдельных сооружений. Так, могут быть спрямлены некоторые участки, найден более удачный переход или обход мест, не устойчивых в геологическом отношении, более удачно размещены искусственные сооружения, несколько изменены радиусы кривых и уклоны продольного профиля.

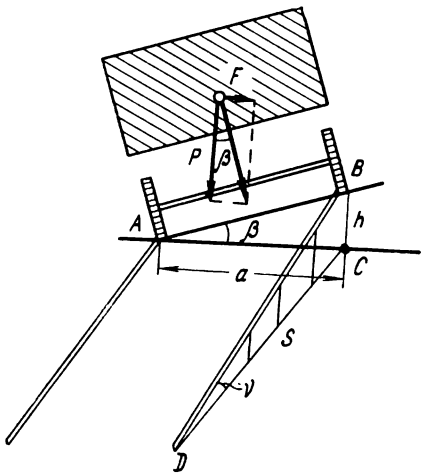


Рис. 90. Вывод уравнения переходной кривой

Точность геодезических работ при восстановлении трассы должна быть не ниже точности этих работ на стадии окончательных изысканий.

Все изменения, внесенные в проект при восстановлении трассы, передаются в проектную организацию для утверждения.

§ 36. Переходные кривые

Уравнение переходной кривой. При движении на криволинейных участках дорожных трасс возникает центробежная сила, для уравновешивания действия которой на железных дорогах делают возвышение наружного рельса по отношению к внутреннему; на автомобильных дорогах устраивают вираж, т. е. односкатный поперечный профиль с наклоном к центру кривой.

Конечные точки круговых кривых сопрягают с прямыми при помощи так называемых переходных кривых, радиус кривизны которых непрерывно меняется от бесконечности (в начале переходной кривой) до радиуса круговой кривой (в точке сопряжения с последней), чем обеспечивается постепенное нарастание

центробежного ускорения. Одновременно в пределах переходных кривых осуществляют «отвод возвышения» наружного рельса до отметки внутреннего, а на автодорогах — «отгон виража», т. е. переход от односкатного поперечного профиля к двухскатному.

При выводе уравнения переходной кривой ставится следующее динамическое условие: *в каждой текущей точке этой кривой действие возникающей центробежной силы должно уравновешиваться величиной возвышения наружного рельса или виража.*

Согласно рис. 90 ($\triangle BCD$) величина возвышения

$$h = s \operatorname{tg} \nu = si, \qquad \text{(а)}$$

где s — расстояние от начала переходной кривой до текущей точки, i — продольный уклон отвода возвышения рельса или отгона виража (0,001—0,002).

Рассматривая поперечный разрез пути, видим, что

$$h = a \operatorname{tg} \beta = a \frac{F}{P}, \qquad \text{(б)}$$

где a — ширина пути; F — центробежная сила; P — вес транспорта.

Известно, что величина центробежной силы выражается формулой

$$F = \frac{P}{g} \cdot \frac{v^2}{\rho},$$

где v — скорость движения; g — ускорение силы тяжести; ρ — радиус кривизны.

Поэтому выражение (б) можно переписать в виде

$$h = \frac{a}{g} \cdot \frac{v^2}{\rho}. \qquad \text{(в)}$$

Выполняя динамическое условие, приравняем правые части равенств (а) и (в):

$$si = \frac{a}{g} \cdot \frac{v^2}{\rho},$$

откуда

$$\rho = \frac{av^2}{sig}. \qquad \text{(г)}$$

В формуле (г) сомножитель $\frac{av^2}{ig} = C$ для заданной расчетной скорости движения v и принятого уклона i является постоянной величиной и называется параметром переходной кривой. С учетом этого уравнение переходной кривой примет вид

$$\rho = \frac{C}{s}. \qquad \text{(VII.3)}$$

Следовательно, радиус кривизны переходной кривой должен меняться обратно пропорционально длине s; 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 (I.42) следует, что

$$C=\rho s=Rl, \qquad \text{(VII.3')}$$

т. е. параметр переходной кривой равен произведению радиуса круговой кривой на длину переходной кривой.

В зарубежной литературе параметр переходной кривой обозначают через A^2, т. е. $A=\sqrt{Rl}$. Длина переходных кривых колеблется в пределах от 20 до 200 *м* в зависимости от категории дороги и радиуса кривизны и назначается кратной 20 *м*.

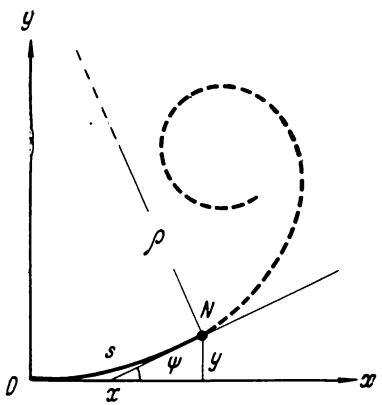


Рис. 91. Клотоида

Определим математическую кривую, удовлетворяющую выведенному уравнению переходной кривой. Как известно, радиус кривизны в данной точке кривой

$$\rho=\frac{ds}{d\psi}, \qquad \text{(VII.4)}$$

где ψ — угол между осью абсцисс и касательной к кривой в данной точке (рис. 91).

Приравняем правые части уравнений (VII.3) (VII.4):

$$\frac{ds}{d\psi}=\frac{C}{s}.$$

Решая это дифференциальное уравнение и принимая во внимание, что при $\psi=0$ и $s=0$, получим

$$\int_0^s sds=C\int_0^\psi d\psi$$

и

$$\frac{s^2}{2}=C\psi,$$

откуда

$$s^2=2C\psi. \qquad \text{(VII.5)}$$

Это уравнение радиоидальной спирали, или клотоиды. Прямоугольные координаты точек этой спирали определяются из следующих бесконечных рядов:

$$\left.\begin{aligned} x &= s\left(1-\frac{s^4}{40C^2}+\frac{s^8}{3456C^4}-\ldots\right)\\ y &= \frac{s^3}{6C}\left(1-\frac{s^4}{56C^2}+\frac{s^8}{7040C^4}-\ldots\right)\end{aligned}\right\}. \qquad \text{(VII.6)}$$

Для конечной точки переходной кривой $s=l$, и координаты этой точки

$$\left.\begin{aligned} x_l &= l\left(1-\frac{l^2}{40R^2}+\ldots\right)\\ y_l &= \frac{l^2}{6R}\left(1-\frac{l^2}{56R^2}+\ldots\right)\end{aligned}\right\}. \qquad \text{(VII.7)}$$

Радиоидальная спираль строго удовлетворяет требованиям переходной кривой и наиболее широко применяется на практике.

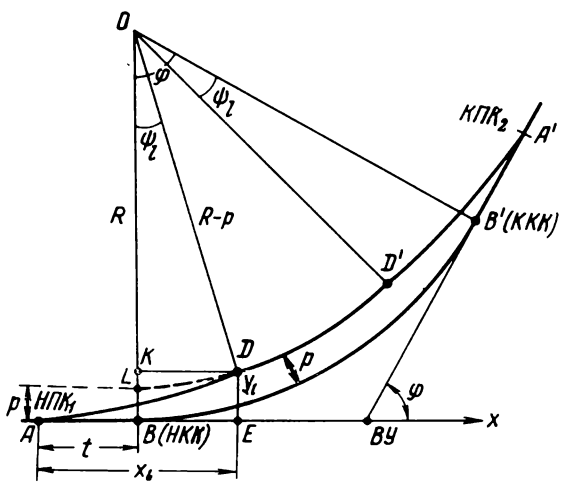


Рис. 92. Элементы переходной кривой

Иногда для разбивки переходных кривых применяют кубическую параболу, у которой радиусы кривизны обратно пропорциональны абсциссам точек, т. е.

$$\rho = \frac{C}{x}. \qquad \text{(VII.8)}$$

Уравнение кубической параболы в прямоугольных координатах имеет вид

$$y = \frac{x^3}{6C} \qquad \text{(VII.9)}$$

и соответствует первому члену уравнения радиоидальной спирали (при замене s величиной x).

Из формулы (VII.7) следует, что для конечной точки переходной кривой погрешность от замены клотоиды кубической параболой составит (с учетом второго порядка малости)

$$l - x_l = \frac{l^3}{40R^2}.$$

Потребуем, чтобы относительная величина этой погрешности не превышала точности разбивки кривых:

$$\frac{l - x_l}{l} \leqslant \frac{l^2}{40R^2} \leqslant \frac{1}{T},$$

откуда

$$l \leqslant R\sqrt{\frac{40}{T}}. \qquad \text{(VII.10)}$$

При $\frac{1}{T} = \frac{1}{2\,000}$ получим $l \leqslant 0{,}15\,R$.

Таким образом, при длине переходной кривой не более $0{,}15\,R$ допустима замена клотоиды кубической параболой.

Расчет элементов переходных кривых. При вставке переходных кривых AD и $A'D'$ (рис. 92) круговая кривая K укорачивается с каждого из концов на половину длины переходной кривой l и угол поворота φ уменьшается на величину 2ψ. Кроме того, оставшаяся часть круговой кривой смещается к центру O, уменьшая радиус R на величину p, называемую сдвижкой круговой кривой.

Величина угла ψ определяется из уравнения (VII.5)

$$\psi = \frac{s^2}{2C}. \qquad \text{(VII.11)}$$

Для конца переходной кривой $s = l$ и $C = Rl$ и

$$\psi_l = \frac{l}{2R}. \qquad \text{(VII.12)}$$

Сравнивая (VII.11) и (VII.12), получим

$$\psi = \psi_l\left(\frac{s}{l}\right)^2. \qquad \text{(VII.13)}$$

В градусной мере

$$\psi_l = \frac{l}{2R}\rho = \frac{90^\circ l}{\pi R}. \qquad \text{(VII.14)}$$

Так как переходные кривые уменьшают угол поворота трассы на величину $2\psi_l$, устройство переходных кривых возможно только при условии, что

$$\varphi \geqslant 2\psi_l \tag{VII.15}$$

или, что все равно,

$$K \geqslant l. \tag{VII.15'}$$

При $\varphi > 2\psi_l$ между концами переходных кривых будет располагаться смещенная круговая кривая, как показано на рис. 92. При $\varphi = 2\psi_l$ конец одной переходной кривой является началом другой, а длина круговой кривой равна нулю. При $\varphi < 2\psi_l$ переходные кривые будут накладываться одна на другую, и разбивка закругления с применением переходных кривых становится невозможной. Так, например, при $l = 100$ *м* и $R = 1000$ *м* угол $\psi_l = 2°51'53''$. Если угол поворота трассы меньше $2\psi_l = 5°43'46''$, то для разбивки переходной кривой необходимо или выбрать другие значения l и R, или увеличить в натуре угол поворота φ. Поэтому на дорожных трассах рекомендуется избегать очень малых углов поворота.

Практически вместо выражения (VII.15') соблюдаются требования

$$K \geqslant l + 10 \text{ м},$$

т. е. переходная кривая назначается с таким расчетом, чтобы ее длина была минимум на 10 *м* меньше круговой кривой. Это необходимо для устройства разделительной площадки между обратными уклонами отводов возвышения рельса или отгонов виража.

Величина сдвижки p может быть определена из выражения

$$p = LB = OK + KB - OL;$$

так как

$$OL = OD = R - p,$$

$$OK = OD \cos \psi_l = (R - p) \cos \psi_l$$

и

$$KB = DE = y_l,$$

где y_l — ордината конца переходной кривой,

то

$$p = (R - p) \cos \psi_l + y_l - (R - p),$$

откуда

$$p = R - \frac{R - y_l}{\cos \psi_l} \tag{VII.16}$$

или

$$p = \frac{l^2}{24R}\left(1 - \frac{l^2}{112R^2} + \ldots\right). \tag{VII.17}$$

Для приближенных расчетов

$$p = \frac{l^2}{24R}. \qquad \text{(VII.17')}$$

Величина сдвижки p редко превышает 1 *м*, поэтому при расчетах кривых большого радиуса иногда пренебрегают уменьшением радиуса.

Расстояние t между началом переходной кривой и началом несдвинутой круговой кривой, называемое дополнением к тангенсу, находится из выражения

$$t = AE - BE.$$

Так как отрезок $AE = x_l$ есть абсцисса конца переходной кривой и $BE = KD = (R - p)\sin\psi_l$, то

$$t = x_l - (R - p)\sin\psi_l.$$

С учетом значения p из формулы (VII.16) получим

$$t = x_l - (R - y_l)\operatorname{tg}\psi_l \qquad \text{(VII.18)}$$

или

$$t = \frac{l}{2}\left(1 - \frac{l^2}{120R} + \ldots\right). \qquad \text{(VII.19)}$$

Величина t очень близка к половине длины переходной кривой $\left(t \approx \frac{l}{2}\right)$.

Для определения на местности начала первой ($НПК_1$) и конца второй ($КПК_2$) переходных кривых (см. рис. 92) откладывают соответственно от начала ($НКК$) и конца ($ККК$) несдвинутой («чистой») круговой кривой величину t. Эти же точки по их пикетажным значениям могут быть найдены от ближайших пикетов

$$nkНПК_1 = nkНКК - t,$$

$$nkКПК_2 = nkККК + t.$$

Переходные кривые со смещенным центром. Как уже отмечалось, при вставке переходных кривых радиус круговой кривой уменьшается на величину сдвижки. Хотя эта величина и небольшая, но она усложняет расчеты кривых. Пренебрежение же сдвижкой для радиуса меньше 1000 *м* приводит к значительным искажениям при построении кривой на местности.

Чтобы при сопряжении переходной и круговой кривой радиус последней не уменьшался, в таблицах для разбивки железнодорожных кривых, разработанных ГипротрансТЭИ, предусматривается смещение центра круговой кривой проектного радиуса внутрь по биссектрисе угла поворота трассы (см. рис. 93). Центр смещается с таким расчетом, чтобы *проектный радиус сдвинутой круговой кривой оставался равен R, а расстояние от нового центра O′ до линии тангенсов составляло* $R+p$.

Из рис. 93 следует, что величина смещения

$$OO' = p \sec \frac{\varphi}{2}. \qquad \text{(VII.20)}$$

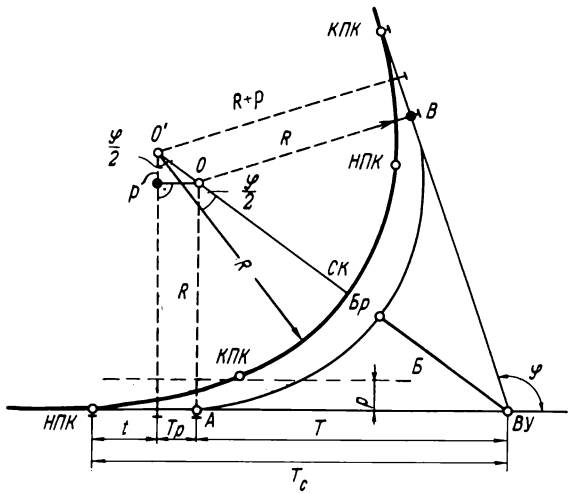


Рис. 93. Смещение центра переходной кривой

Длина измененного тангенса кривой будет

$$T' = (R + p) \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2} = T + p \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2},$$

т. е. получит приращение

$$T_p = p \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2}. \qquad \text{(VII.21)}$$

Общий тангенс T_c от вершины угла до начала переходной кривой равен

$$T_c = T + T_p + t. \qquad \text{(VII.22)}$$

Биссектриса сдвинутой кривой

$$Б_c = (R + p)\left(\sec \frac{\varphi}{2} - 1\right) + p$$

или

$$Б_c = Б + p \sec \frac{\varphi}{2},$$

т. е. увеличивается на величину

$$Б_p = p \sec \frac{\varphi}{2},$$

равную смещению центра кривой OO'.

Новый домер кривой находят из выражения

$$D_c = 2T_c - K_c,$$

где K_c — общая длина круговой и двух переходных кривых, равная $K+l$. Следовательно, с учетом (VII.22)

$$D_c = 2T - K + 2T_p + 2t - l$$

или

$$D_c = D + 2T_p - (l - 2t). \qquad \text{(VII.23)}$$

Расчет пикетажа на сдвинутых кривых ведут по формулам (II.22) и (II.23), соответственно заменяя величины T, K, D новыми значениями T_c, K_c, D_c.

§ 37. Детальная разбивка кривых

Способ прямоугольных координат. В этом способе положение точек *1, 2, 3*... (рис. 94) на кривой определяется через равные дуги k координатами x_1, y_1; x_2, y_2; x_3, y_3...; при этом за ось абсцисс принимают линию тангенса, за начало координат — начало или конец кривой.

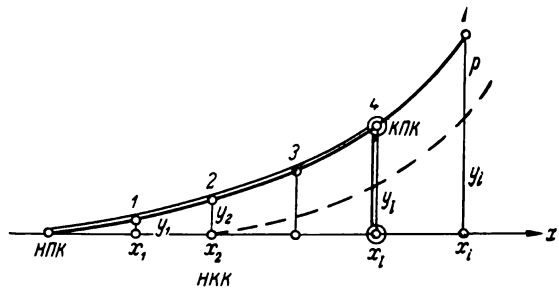


Рис. 94. Детальная разбивка кривой способом прямоугольных координат

Координаты точек переходных кривых вычисляются по формулам (VII.6), координаты точек круговых кривых — по формулам

$$\left.\begin{aligned} x_1 &= R\sin\Theta; \quad y_1 = 2R\sin^2\frac{\Theta}{2} \\ x_2 &= R\sin 2\Theta; \quad y_2 = 2R\sin^2 2\frac{\Theta}{2} \\ x_3 &= R\sin 3\Theta; \quad y_3 = 2R\sin^2 3\frac{\Theta}{2} \\ &\cdots\cdots\cdots\cdots \end{aligned}\right\}, \qquad \text{(VII.24)}$$

где

$$\Theta = \frac{180k}{\pi R}. \qquad \text{(VII.25)}$$

Для совместной детальной разбивки переходных и круговых кривых в таблицах по аргументам R и l даны: абсциссы точек от начала переходной кривой, при этом вместо значения x приведены разности $K—x$ (кривая без абсциссы); ординаты точек, увеличенные на сдвижку p. Координаты конца переходной кривой подчеркнуты (или набраны жирным шрифтом).

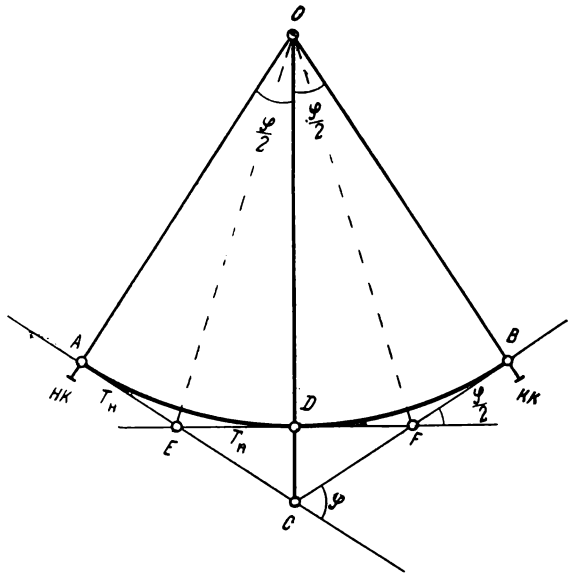


Рис. 95. Разбивка кривой по частям

Разбивку ведут от конечных точек кривой (*НПК*, *КПК*) к середине. Вдоль тангенса откладывают длины кратных кривых (k, $2k$, $3k$...), отмеряя назад значения разности «кривая без абсциссы». В найденных точках восстанавливают перпендикуляры и откладывают ординаты y_1, y_2, y_3,..., определяя точки кривой. Расстояние между этими точками должно равняться k.

При большом угле поворота, когда ординаты достигают значительных величин, рекомендуется разделить общий угол поворота на две части, как бы заменив одну кривую AB двумя сопрягающими кривыми AD и DB одного радиуса (рис. 95). Каждую часть кривой разбивают отдельно от линии тангенсов AE и DE, BF и DF. Дополнительные точки E и F находятся на линиях

AC и BC на расстоянии от точек HK и KK, равном длине тангенса

$$T_н = R \operatorname{tg} \frac{\varphi}{4}.$$

Таким же образом можно разделить кривую и на бо́льшее число сопряженных частей.

В способе координат каждая точка кривой определяется независимыми промерами и при переходе от одной точки к другой ошибки не накапливаются. В этом основное достоинство способа.

Способ секущих. В этом способе положение точек переходных и круговых кривых определяется прямоугольными координатами

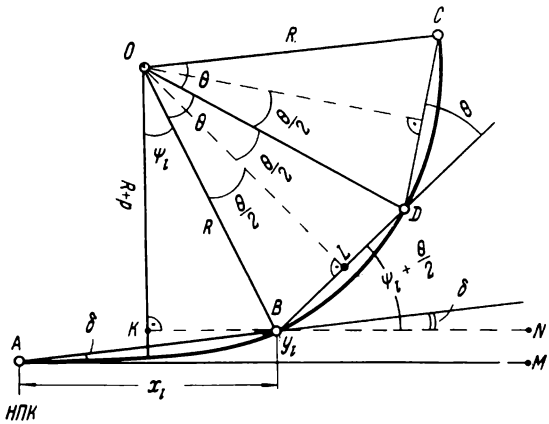


Рис. 96. Детальная разбивка кривой способом секущих

от хорд (секущих). Направление хорды AB, стягивающей конечные точки переходной кривой, получают по координатам ее конца x_l и y_l (рис. 96):

$$\operatorname{tg} \delta = \frac{y_l}{x_l}. \qquad \text{(VII.26)}$$

С достаточной точностью

$$\delta = \frac{\psi_l}{3}. \qquad \text{(VII.26')}$$

Из рис. 96 видно, что направление секущей BD круговой кривой составляет с направлением BN, параллельным линии тангенса AM, угол $\psi_l + \frac{\theta}{2}$, как направления, соответственно перпендикулярные сторонам OK и OL. Следовательно, угол между продол-

жением хорды переходной кривой AB и первой секущей BD круговой кривой равен

$$\delta_1 = \psi_l + \frac{\Theta}{2} - \delta, \qquad \text{(VII.27)}$$

где ψ_l — центральный угол переходной кривой, который находится по формуле (VII.14), Θ — центральный угол круговой кривой, стягивающийся хордой

$$\sin\frac{\Theta}{2} = \frac{l}{2R}. \qquad \text{(VII.28)}$$

При одной и той же длине хорды угол между последующими секущими круговой кривой будет равен углу Θ.

Длину хорды l выбирают 100 *м* и более, однако с таким расчетом, чтобы наибольшая ордината соответствовала возможностям стесненных условий измерений (не превышала 2—3 *м*).

Направления секущих задают при помощи теодолита по углам δ, δ_1 и Θ. Координаты K—x и y для детальной разбивки кривой от хорды приведены по аргументам R и l в особых таблицах: отдельно для переходных кривых, отдельно для круговых кривых. Координаты точек кривой от хорды находят путем преобразования координат от тангенса при повороте хорды от касательной: переходной кривой — на угол δ, круговой кривой — на угол $\frac{\Theta}{2}$.

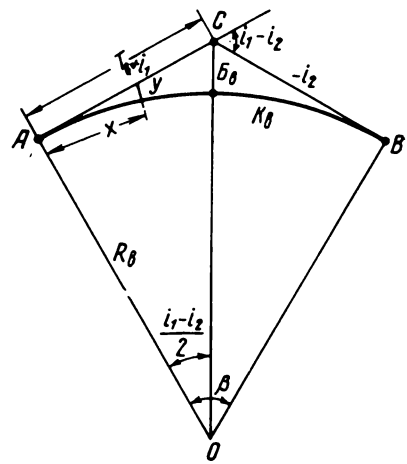


Рис. 97. Основные элементы вертикальной кривой

В таблицах также даны величины углов для переходных кривых: δ, ψ_l, $\psi_l - \delta$ и круговых кривых: Θ.

Детальную разбивку кривой ведут от концов хорды к середине таким же образом, как и в способе прямоугольных координат от линии тангенса.

Вертикальные кривые. При проектировании трассы переломы продольного профиля сопрягаются вертикальными круговыми кривыми большого радиуса.

Длина вертикальной кривой (рис. 97)

$$K_в = R_в\beta, \qquad \text{(VII.29)}$$

где

$$\beta = \operatorname{arctg}(i_1 - i_2).$$

Вследствие небольшой величины допускаемых проектных уклонов (тангенсов углов наклона) можно принять

$$\beta \approx i_1 - i_2$$

и

$$K_в = R_в(i_1 - i_2). \qquad \text{(VII.29')}$$

Тангенс вертикальной кривой

$$T_в = R_в \operatorname{tg}\frac{\beta}{2} \approx R_в \frac{i_1 - i_2}{2}. \qquad \text{(VII.30)}$$

Биссектриса вертикальной кривой

$$Б_в = \sqrt{T_в^2 + R_в^2} - R_в \approx \frac{T_в^2}{2R_в}. \qquad \text{(VII.31)}$$

Положение любой точки профиля на вертикальной кривой определяется прямоугольными координатами x и y. Абсциссы x отсчитывают по пикетажу от начала вертикальной кривой, ординату y вычисляют по формуле

$$y = \frac{x^2}{2R} \qquad \text{(VII.32)}$$

(или берут из таблиц) и вводят как поправки в проектные отметки продольного профиля, прибавляя их в случае вогнутой кривой и вычитая при выпуклой кривой.

Для определения элементов вертикальных кривых $T_в$, $K_в$ и $Б_в$, а также координат x и y составлены специальные таблицы.

§ 38. Разбивка земляного полотна

Поперечный профиль дороги. Автодорожное полотно состоит из проезжей части, обочин, откосов и кюветов (рис. 98). Ширина проезжей части может быть 6—15 *м* в зависи-

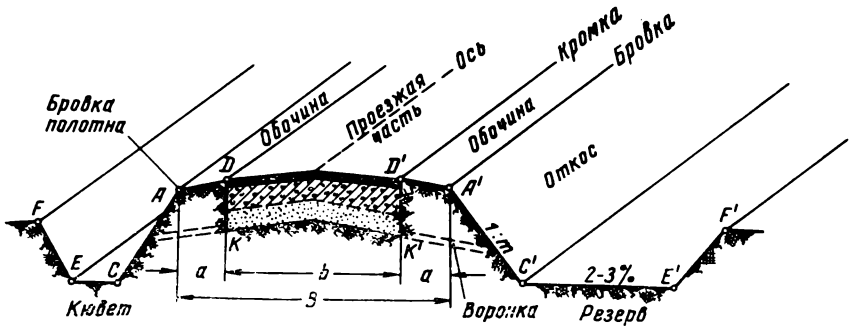


Рис. 98. Поперечный профиль автодороги

мости от категории дороги. Для укрепления проезжей части с обеих сторон ее устраивают обочины шириной 2—3,75 *м*. К обочинам примыкают откосы. Линия, отделяющая обочины от откосов, называется бровкой дорожного полотна. *Красные отметки в продольном профиле даются по бровке.*

Проезжая часть, как правило, представляет собой искусственное покрытие (бетонное, каменное и др.). Для устройства этого покрытия в дорожном полотне делают специальное земляное корыто (на рис. 98 *ДКК'D'*).

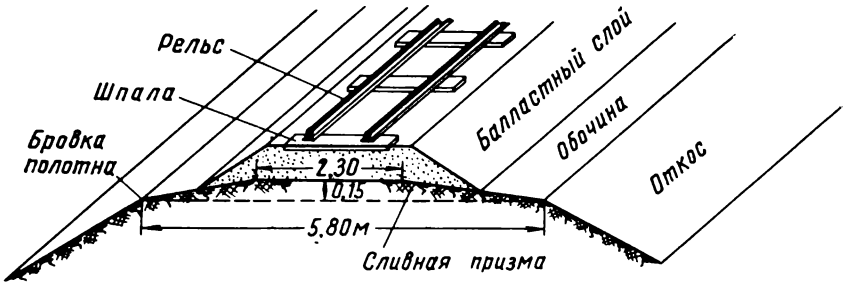


Рис. 99. Поперечный профиль ж. д. полотна

Для быстрого стока воды поверхность дорожного полотна имеет поперечный уклон от середины к бровкам. Величина этого уклона назначается в зависимости от типа покрытия. На цементно-бетонных и асфальтобетонных дорогах проезжая часть имеет уклон 1,5—2%, на мостовых — 2—3%. Обочины имеют поперечный уклон на 2% больше уклона проезжей части. Дно корыта имеет поперечный уклон, как правило, равный уклону проезжей части.

Основной частью железнодорожного полотна является верхнее строение — рельсы со шпалами, уложенные на балластный слой (рис. 99).

Для лучшего стока воды земляное основание под балластным слоем устраивают в виде так называемой сливной призмы. На однопутных дорогах, ширина земляного полотна которых равна 5,8 *м*, сливная призма в сечении имеет трапецеидальную форму с верхним основанием 2,30 *м* и высотой 0,15 *м*. На двупутных железных дорогах шириной 10 *м* сливная призма строится с треугольным основанием и высотой 0,20 *м*.

Вдоль дорожного полотна устраивают боковые водоотводные канавы — кюветы. Средняя глубина кювета 0,6 *м*, продольный уклон его дна должен быть не менее 2—3‰.

Разбивка строительных поперечников. Для выполнения земляных работ производят детальную разбивку земляного полотна или, как говорят, разбивку строительных поперечников. Эта разбивка состоит в обозначении на местности в плане и по высоте всех

характерных точек поперечного профиля полотна: оси, бровок, кюветов, подошвы насыпей и т. д.

Поперечники разбивают на прямолинейных участках трассы через 20—40 *м* и на всех переломах продольного профиля. Для этого в створе оси разбивают между пикетами плюсовые точки, которые служат осевыми точками поперечников. Сами же поперечники разбивают вправо и влево от этих точек, перпендикулярно к оси трассы.

На закруглениях трассы поперечники разбивают через 10—20 *м* по направлению к центру кривой. Так как точки на кривой располагаются через равные отрезки (рис. 100 *аб*, *бв*, *вг*, и т. д.), то для разбивки поперечника в осевой точке измеряют угол между хордами, соединяющими эту точку с двумя соседними. Разделив этот угол пополам, строят на местности его биссектрису. Очевидно, что направление биссектрисы будет совпадать с направлением радиуса кривой, вдоль которого от осевой точки и разбивают поперечник.

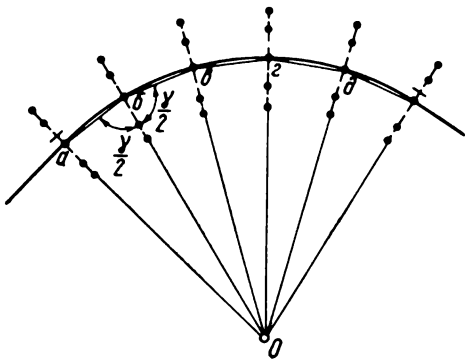


Рис. 100. Поперечники на кривой

Одновременно с разбивкой поперечников выносят в натуру красные отметки.

Красная (проектная) отметка дороги соответствует отметке бровки дорожного полотна в законченном виде. Рабочие отметки, т. е. высоты насыпей или глубины выемок, равняются разности красных отметок по бровке и черных отметок по оси. При этом, если красная отметка больше черной, то дорога идет по насыпи, а если меньше, то в выемке.

Для удобства выноса в натуру проектных отметок и уклонов перед выходом в поле составляют так называемый писаный профиль, в котором на основании продольного профиля дороги вычисляют для каждого разбиваемого в натуре поперечника красные и рабочие отметки, глубины кюветов и другие данные.

Разбивка поперечников в насыпи. При разбивке поперечных профилей в насыпи (рис. 101) на местности закрепляют: положение осевой точки O', проекции бровок A', A'_1 и подошвы насыпи $Б$, $Б_1$. Если поперечный уклон местности не больше 3—4° (рис. 101, *а*), то можно принять

$$O'A'_1 = O'A' = \frac{B}{2}$$

и

$$A'Б = A_1'Б_1 = hm,$$

где B — проектная ширина дорожного полотна; h — высота насыпи, $1 : m$ — крутизна (уклон) откоса, т. е. отношение высоты насыпи h к заложению откоса $A'_1Б_1$.

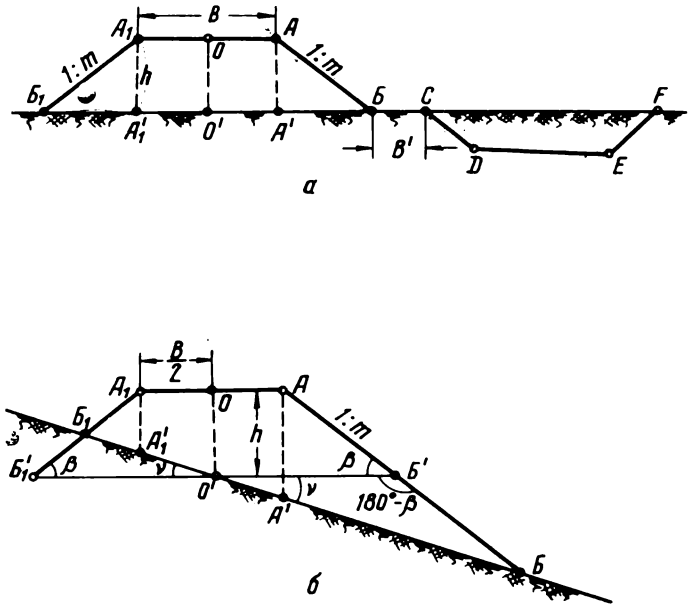


Рис. 101. Разбивка поперечника в насыпи

Расстояние от оси до подошвы насыпи $O'Б$ или $O'Б_1$ будет

$$l = \frac{B}{2} + hm. \qquad \text{(VII.33)}$$

Например, при ширине дорожного полотна $B = 12$ *м*, высоте насыпи $h = 4$ *м* и крутизне откосов $1 : m = 1 : 1{,}5$ будем иметь

$$l = \frac{12}{2} + 4 \cdot 1{,}5 = 12 \text{ м}.$$

Таким образом, при разбивке поперечников в равнинных местах откладывают от оси в обе стороны расстояние $\frac{B}{2}$ для обозначения бровок и расстояние $l = \frac{B}{2} + h \cdot m$ для фиксирования подошвы откосов. От подошвы откладывают ширину бермы $БС$

и резерва $CDEF$. Все точки закрепляют кольями и подписывают наименование «ось», «бровка» и т. д.

При значительном поперечном наклоне местности (на косогорах) разбивка насыпей несколько усложняется. Из рис. 101, *б* видно, что вследствие наклона местности расстояния от оси O' до подошвы насыпи $Б$ и $Б_1$ будут различными. Положение точек $Б$ и $Б_1$ может быть легко и быстро найдено, если отложить по наклонной местности отрезки $O'Б$ и $O'Б_1$.

Обозначим угол поперечного наклона местности через ν, а угол откоса насыпи через β ($\operatorname{tg}\beta = 1 : m$). Тогда из треугольника $O'Б'_1Б_1$ имеем

$$O'Б_1 = \frac{O'Б'_1}{\sin(\beta + \nu)} \sin\beta.$$

Подставив в это выражение значение $O'Б'_1 = l$ из (VII.33), получим формулу для определения расстояния от оси до верхней подошвы

$$O'Б_1 = l_1 = \left(\frac{B}{2} + mh\right) \frac{\sin\beta}{\sin(\beta + \nu)}. \qquad \text{(VII.34)}$$

Расстояние $O'Б$ определяется из треугольника $O'Б'Б$, а именно:

$$O'Б = \frac{O'Б'}{\sin(\beta - \nu)} \sin\beta.$$

Так как $O'Б' = l$, то с учетом (VII.33) расстояние от оси до нижней подошвы может быть определено по формуле

$$O'Б = l_2 = \left(\frac{B}{2} + mh\right) \frac{\sin\beta}{\sin(\beta - \nu)}. \qquad \text{(VII.35)}$$

Отложив по наклонной местности от осевой точки поперечника вверх расстояние l_1 и вниз расстояние l_2, находят на местности точки подошвы насыпи.

Чтобы получить на наклонной местности проекции бровок A' и A'_1, необходимо от осевой точки O' отложить по поверхности земли расстояние

$$O'A' = O'A'_1 = \frac{B}{2\cos\nu}.$$

Иногда бывает удобно наклонные расстояния l_1 и l_2 вычислять не по углу наклона местности ν и углу откоса β, а по уклону местности $1 : n$ и крутизне откоса $1 : m$. Для этого формулы (VII.34) и (VII.35) необходимо несколько преобразовать, заменив синусы углов через тангенсы:

$$l_1 = \left(\frac{B}{2} + mh\right) \frac{\operatorname{tg}\beta \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2\nu}}{\operatorname{tg}\beta + \operatorname{tg}\nu} \qquad \text{(а)}$$

и

$$l_2 = \left(\frac{B}{2} + mh\right)\frac{\operatorname{tg}\beta\sqrt{1+\operatorname{tg}^2\nu}}{\operatorname{tg}\beta - \operatorname{tg}\nu}. \qquad (б)$$

Так как

$$\operatorname{tg}\nu = 1 : n$$

и

$$\operatorname{tg}\beta = 1 : m, \qquad (VII.36)$$

то после несложных преобразований формул (а) и (б) получим

$$l_1 = \left(\frac{B}{2} + mh\right)\frac{\sqrt{n^2+1}}{n+m} \approx \left(\frac{B}{2} + mh\right)\frac{n}{n+m} \qquad (VII.37)$$

и

$$l_2 = \left(\frac{B}{2} + mh\right)\frac{\sqrt{n^2+1}}{n-m} \approx \left(\frac{B}{2} + mh\right)\frac{n}{n-m}. \qquad (VII.38)$$

Изложенный способ разбивки поперечников на косогорах дает быстрые и точные результаты при сравнительно однообразном угле наклона местности. Последний или измеряется в натуре, или определяется по поперечному профилю. Поперечники на косогорах могут быть также разбиты способом приближений при помощи уровня, рейки и откосного лекала.

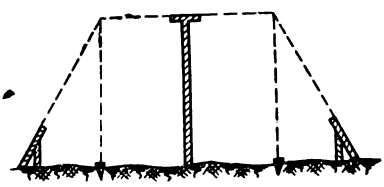


Рис. 102. Лекала в насыпи

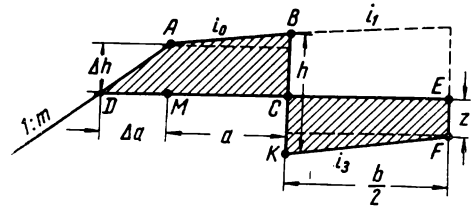


Рис. 103. Полуприсыпные обочины

Разбивка насыпи на местности закрепляется лекалами, которые устанавливают на пикетах и переломах проектного профиля. На оси зарывают планку с перекладиной вверху — визирку (рис. 102) с таким расчетом, чтобы верх визирки был на уровне красной отметки полотна. У подошвы насыпи устанавливают откосные лекала, характеризующие крутизну насыпи.

При производстве земляных работ скреперами, чтобы не мешать движению последних, лекала следует ставить реже. При этом визирки можно устанавливать за пределами полотна у подошвы насыпи. В процессе работы крутизна откосов и ширина полотна периодически проверяются переносными шаблонами и промерами от восстанавливаемой оси. Когда насыпь вчерне закончена, для окончательной отделки полотна восстанавливают ось и выносят в

натуру по поперечникам проектные отметки с учетом запаса на последующую осадку грунта.

При разбивке поперечников автодорожного полотна необходимо учитывать способ устройства корыта и обочин. В насыпи корыта устраивают с полуприсыпными обочинами, когда грунт, вынутый из корыта, идет на досыпку обочин, или с присыпными обочинами, когда проезжую часть устраивают на построенном вчерне земляном полотне, а обочины создают из грунта, привезенного со стороны.

Для возведения насыпей вчерне при разбивке поперечников *бровки полотна должны быть отсыпаны несколько ниже красных отметок проекта, а дорожное полотно должно быть немного шире* с тем, чтобы после досыпки обочин дорога заняла проектное положение.

Наиболее часто устраивают полуприсыпные обочины. В этом случае земляное полотно вчерне устраивается без поперечного уклона, а величина уменьшения высоты бровки этого полотна (рис. 103) находится из условия равенства объемов грунта, вынутого из корыта и присыпанного на обочинах, т. е. из равенства площадей трапеций $ABCD$ и $CEFK$.

Так как площадь

$$ABCD = a\Delta h + \frac{aai_0}{2} + \frac{\Delta h \Delta a}{2}$$

и площадь

$$CEFK = z\frac{b}{2} + \frac{1}{2} \cdot \frac{b}{2} \cdot \frac{b}{2} i_3,$$

то получим уравнение

$$a\Delta h + \frac{a^2 i_0}{2} + \frac{\Delta h \Delta a}{2} = \frac{zb}{2} + \frac{b^2}{8} i_3, \qquad \text{(а)}$$

где b — ширина проезжей части; a — ширина обочины; i_0 — поперечный уклон обочины; z — глубина корыта по оси от поверхности построенного вчерне полотна; i_3 — поперечный уклон дна корыта; Δh — величина понижения красной отметки обочины; Δa — величина уширения обочины чернового полотна.

Кроме того, непосредственно из рис. 103 имеем

$$z = h - ai_0 - \Delta h - \frac{b}{2} i_3, \qquad \text{(б)}$$

где h — полная глубина корыта (толщина дорожного покрытия).

Подставляя значение z из (б) в уравнение (а) и пренебрегая по малости членом $\frac{\Delta h \Delta a}{2}$, получим

$$\Delta h = \left(bh - a^2 i_0 - abi_0 - \frac{b^2 i_3}{4} \right) \frac{1}{2a + b}. \qquad \text{(VII.39)}$$

Введем следующие обозначения:

$$bh = s,$$

$$a^2 i_0 + abi_0 + \frac{b^2 i_3}{4} = A,$$

$$2a + b = B.$$

В принятых обозначениях величина s является площадью сечения дорожного покрытия, величина A может быть принята за площадь сечения сливной призмы, величина B является шириной дорожного полотна. С принятыми обозначениями формула (VII.39) будет иметь вид

$$\Delta h = \frac{s - A}{B}. \qquad \text{(VII.39')}$$

Из треугольника ADM определим величину уширения обочины

$$\Delta a = \frac{\Delta h}{\frac{1}{m}} = \Delta h m. \qquad \text{(VII.40)}$$

Например, при $b=7$ *м*; $a=2$ *м*; $i_0=4\%$; $i_3=3\%$; $h=0{,}40$ *мм*; $B=11$ *м* в случае устройства полуприсыпных обочин получим $s=2{,}80$ *м*^{2}; $A=1{,}09$ *м*^{2} и $\Delta h=0{,}16$ *м*, $\Delta a=0{,}24$ *м*.

Следовательно, в данном случае при разбивке поперечников необходимо взятые из проекта красные отметки для установки в натуре высоты насыпи уменьшить на 0,16 *м*, а расстояние от оси до бровки полотна увеличить на 0,24 *м*.

Разбивка поперечников в выемке. При разбивке поперечников в выемке на поверхности земли фиксируют осевую точку трассы O' (рис. 104), точки A', A_1' и бровки выемки $Б$, $Б_1$, т. е. на первом этапе, когда земляное полотно создается вчерне, поперечный профиль в выемке задается в виде некоторой трапеции $БАА_1Б_1$.

Если местность в поперечном направлении сравнительно ровная, то положение в натуре точек A' и A_1, $Б$ и $Б_1$ находится просто. Согласно рис. 104, *а* имеем

$$O'A' = O'A_1' = \frac{B}{2} + D,$$

где B — ширина дорожного полотна; D — ширина кювета поверху.

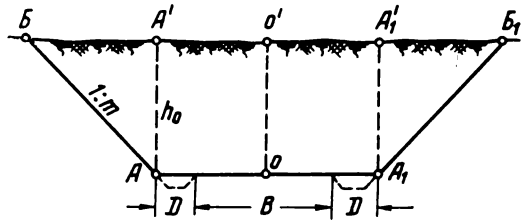
Найденную величину $O'A'$ откладывают в обе стороны от оси, получая точки A' и A_1'. Отмерив от этих точек величину заложения откоса mh_0, находят и закрепляют бровки выемки $Б$ и $Б_1$.

На косогорах разбивка поперечников в выемке, как и в насыпи, несколько усложняется. Расстояние от оси до границы выемки здесь будет меньшим в сторону понижения ската и боль-

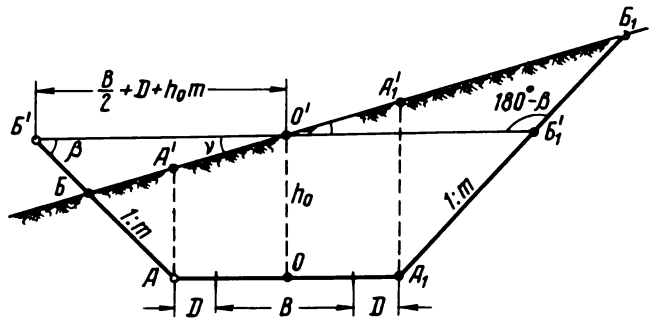
шим в нагорную (рис. 104, *б*). Наклонные расстояния от оси до бровок выемки могут быть подсчитаны по формулам:

в сторону понижения ската

$$l' = \left(\frac{B}{2} + D + mh_0\right)\frac{\sin\beta}{\sin(\beta+\nu)}, \qquad \text{(VII.41)}$$



а



б

Рис. 104. Разбивка поперечников в выемке

в сторону повышения ската

$$l'' = \left(\frac{B}{2} + D + mh_0\right)\frac{\sin\beta}{\sin(\beta-\nu)}, \qquad \text{(VII.42)}$$

где ν — угол наклона местности; β — угол откоса выемки; h_0 — глубина выемки.

Формулы (VII.41) и (VII.42) можно записать так:

$$l' = \left(\frac{B}{2} + D + mh_0\right)\frac{1\sqrt{n^2+1}}{n+m} \approx \left(\frac{B}{2} + D + mh_0\right)\frac{n}{n+m} \qquad \text{(VII.43)}$$

и

$$l'' = \left(\frac{B}{2} + D + mh_0\right)\frac{\sqrt{n^2+1}}{n-m} \approx \left(\frac{B}{2} + D + mh_0\right)\frac{n}{n-m}, \qquad \text{(VII.44)}$$

где $1:n$ — уклон местности; $1:m$ — крутизна откоса.

Для облегчения производства земляных работ в точках $Б$ и $Б_1$, разбитых на бровках выемки, устанавливают небольшие лекала, задающие крутизну откоса (рис. 105).

По мере разработки грунта механизмами повторяют разбивку осевых точек и указывают оставшуюся глубину выемки. Аналогично делается разбивка и при сооружении водоотводных канав.

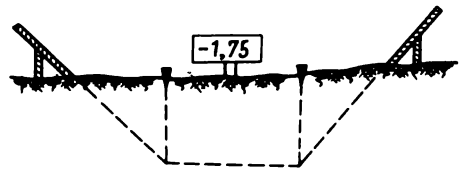


Рис. 105. Лекала в выемке

Когда выемка в основном закончена и осталось добрать до проектной отметки 10—20 *см*, для чистовой отделки намечают точки, определяющие положение кюветов, корыта и обочин (или сливной призмы железнодорожного полотна), и при помощи нивелира эти точки устанавливают на уровень красных отметок.

Исполнительная съемка. По земляному полотну производят исполнительную съемку. Инструментально восстанавливают продольную ось и на каждом пикете проверяют ширину корыта, обочин, кюветов, а также крутизну откосов. Производят контрольное нивелирование и проверяют на всех пикетах и переломах продольного профиля отметки по оси, обеим бровкам, дну кюветов и нагорных канав.

Допускаются следующие предельные отклонения от проектных данных:

а) в отметках бровок земляного полотна с учетом поправок на осадку насыпи ± 5 *см*;

б) по ширине корыта ± 5 *см*;

в) по поперечному уклону корыта $\pm 0{,}5\%$;

г) по продольному уклону кюветов и нагорных канав $\pm 0{,}1\%$;

д) в резервах должны быть соблюдены продольные и поперечные уклоны с такой точностью, чтобы не было застоя воды.

§ 39. Разбивка верхнего строения дороги

Когда возведение земляного полотна закончено, разбивают поперечники для строительства автодорожного покрытия и верхнего строения пути на железных дорогах.

Покрытие на автомобильных дорогах строится в приготовленном для этого земляном корыте и состоит из песчаной подушки, бетонного или каменного несущего слоя и верхнего асфальтового слоя (см. рис. 98).

После того как песчаная подушка уложена в земляное корыто и укатана, при помощи теодолита разбивают ось дороги и кромки проезжей части, обращая особое внимание на тщательность раз-

бивки криволинейных участков дороги. Одновременно с плановой разбивкой при помощи нивелира устанавливают эти точки на уровень красных отметок верха покрытия или несущего слоя. Такие поперечники разбивают на всех пикетах, переломах продольного профиля и плюсовых точках примерно через 20 *м* на прямолинейных участках и через 10 *м* на кривых. Разбитые точки служат плановой и высотной основой для укладки камня или для установки опалубки при бетонировании дороги. Разбивка рельсовой опалубки при укладке бетона при помощи бетоноукладывающей машины изложена в § 64.

При укладке или окончательной рихтовке (выправке) железнодорожных путей по инструменту разбивают ось каждого пути. На закруглениях полотна производят детальную разбивку переходных и круговых кривых. Наиболее целесообразно эту разбивку проводить способом секущих. Этот способ удобен для применения в стесненных условиях насыпей и выемок и обеспечивает высокую точность. Разбивка закрепляется кольями, на которых гвоздями фиксируют положение оси. Одновременно при помощи нивелира выносят в натуру проектные отметки головки рельсов с точностью до 1—2 *мм*.

На кривых учитывают возвышение наружного рельса над внутренним, величина которого h в миллиметрах может быть подсчитана по формуле

$$h = 12{,}5\frac{v_{ср}^2}{R}, \qquad \text{(VII.45)}$$

где $v_{ср}$ — средняя скорость движения поездов в *км/ч*; R — радиус кривой в *м*.

Предельная разность отметок головок рельсов обеих ниток на одном поперечнике прямого участка пути и отклонение возвышения наружного рельса от проектной величины на закруглениях не должны превышать ± 4 *мм*.

§ 40. Виражи на автомобильных дорогах

Элементы виража. На кривых, радиусы которых меньше 3000 *м* для автомобильных дорог I категории и 2000 *м* для других категорий, устраивают виражи, придавая дорожному полотну односкатный поперечный профиль с наклоном к центру кривой.

Односкатный профиль сохраняется на всем протяжении круговой кривой. Отгон виража делается на переходных кривых или на прямых участках, примыкающих к закруглению.

При радиусе кривой, меньшем 700 *м*, на виражах делают дополнительное уширение проезжей части, отвод которого осуществляется также в пределах переходной кривой.

Общая схема виража показана на рис. 106.

Поперечный уклон виража для данной категории дороги зависит в основном от радиуса кривой. При больших радиусах

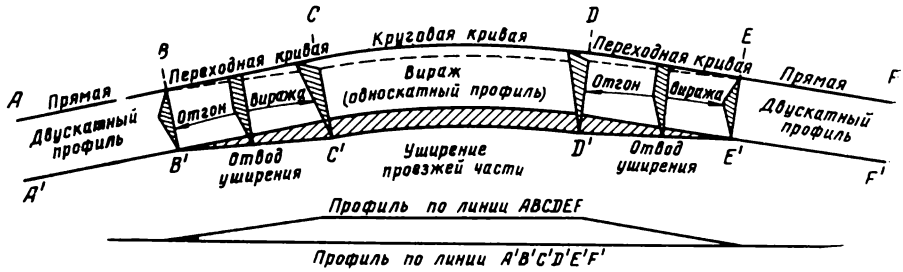


Рис. 106. Схема виража

уклон виража назначают равным поперечному уклону проезжей части при двухскатном профиле. При радиусах кривых меньше 700 *м* уклон виража делают больше поперечного уклона проезжей части. Наибольший уклон виража обычно допускают 6%.

Отгон виража представляет собой плавный переход от двухскатного поперечного профиля к односкатному; при этом главное изменение претерпевает наружная половина дорожного полотна.

Если уклон виража равен поперечному уклону проезжей части, то переход от двухскатного профиля к односкатному осуществляется путем вращения наружной половины полотна около оси дороги. Внутренняя часть полотна остается без изменения. При уклоне виража, превышающем уклон нормального профиля, отгон происходит путем вращения всего полотна около внутренней кромки проезжей части, профильные отметки которой не меняются. Можно представить, что на отгоне виража поверхность дороги образуется движением поперечной прямой по двум непараллельным направляющим — поднимающейся наружной бровке AA' (рис. 107) и оси вращения BB' или CC', лежащих в параллельных вертикальных плоскостях. Поперечная образующая, непрерывно меняя свой наклон, все время остается перпендикулярной оси.

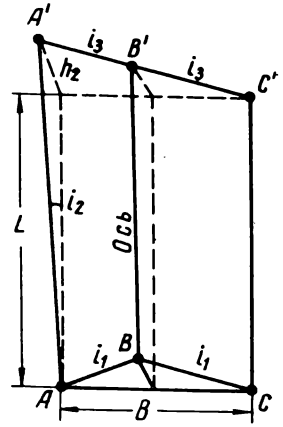


Рис. 107. Преобразование дороги на отгоне виража

Следовательно, эта поверхность образуется двумя системами прямых — продольных, параллельных вертикальной плоскости, проходящей через ось дороги, и поперечных, расположенных в вер-

тикальных плоскостях, перпендикулярных оси дороги. Из аналитической геометрии известно, что такой особенностью обладают образующие линейчатой косой поверхности — гиперболического параболоида.

В пределах круговой кривой односкатное дорожное полотно представляет собой коническую поверхность.

При отгоне виража наружная бровка полотна возводится с некоторым дополнительным продольным уклоном i_2, чтобы в начале круговой кривой эта бровка возвышалась над уровнем внутренней бровки на некоторую величину h_2. Чем больше длина отгона виража L, тем меньше уклон i_2 и тем плавнее двускатный профиль переходит в односкатный.

Для дорог I и II категорий уклон i_2 назначают не более 0,5%, а для дорог III—V категорий — не более 1% в равнинной местности и не более 2% в горной.

Длина отгона виража L может быть подсчитана по формуле

$$L = \frac{h_2}{i_2} = \frac{Bi_3}{i_2}, \qquad \text{(VII.46)}$$

где B — ширина дороги; i_3 — поперечный уклон виража.

При устройстве отгона виража в пределах переходных кривых длина последних должна быть не менее величины, подсчитанной по формуле (VII.46).

На закруглениях малых радиусов проезжая часть дороги несколько уширяется. Величина этого уширения на две полосы движения колеблется от 0,4 *м* ($R=700$ *м*) до 1,4 *м* ($R=60$ *м*).

Как правило, проезжую часть уширяют за счет уменьшения ширины внутренней обочины. Однако оставшаяся часть обочины должна быть не менее 1,5 *м* для дорог I и II категорий и 1 *м* для остальных, в противном случае уширяется земляное полотно.

Проезжая часть уширяется на полную величину в пределах круговой кривой. В пределах переходных кривых уширение постепенно уменьшается. Обычно длина отвода уширения совпадает с длиной отгона виража.

Железнодорожное полотно также имеет уширение на кривых участках. Величина этого уширения равна 0,2 *м* (R от 2000 до 1000 *м*) и 0,3 *м* ($R<1000$ *м*). Кроме того, двупутное земляное полотно должно быть уширено в пределах кривой в соответствии с увеличением на этом участке габаритного расстояния между осями путей.

Разбивка виража. На местности вираж разбивают путем построения поперечных профилей дорожного полотна через 5—10 *м*. При этом основную трудность представляет разбивка отгона виража.

До начала отгона виража обочинам придают уклон, равный

уклону проезжей части, т. е. бровки полотна на протяжении 10 *м* поднимают на величину

$$h_1 = a(i_0 - i_1), \qquad \text{(VII.47)}$$

где a — ширина обочины; i_0 — поперечный уклон обочины; i_1 — поперечный уклон проезжей части на двускатном профиле.

Таким образом, поперечный профиль дороги в начале отгона виража имеет вид, показанный на рис. 108, *а*. В конце отгона виража (в начале круговой кривой) дорожное полотно будет иметь односкатный уклон (рис. 108, *б*). При этом, если вращение дорож-

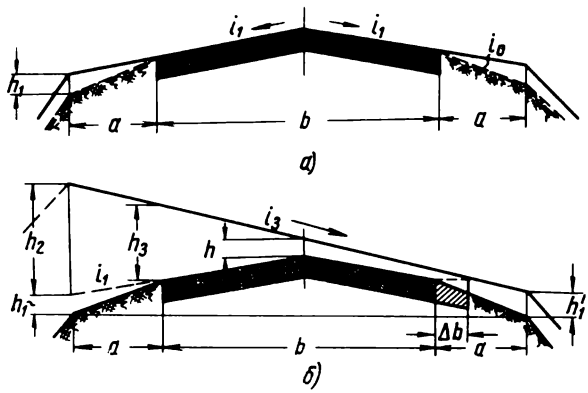


Рис. 108. Поперечный профиль на вираже

ного полотна осуществляется вокруг его внутренней кромки, профильные отметки которой остаются неизменными, то превышение в отметках характерных точек поперечного профиля относительно начального сечения без учета продольного уклона дороги будет:

для осевой точки

$$h = \left(\frac{B}{2} + \Delta b\right) i_3 - \frac{b}{2} i_1; \qquad \text{(VII.48)}$$

для внешней кромки проезжей части

$$h_3 = (b + \Delta b) i_3; \qquad \text{(VII.49)}$$

для внешней бровки дорожного полотна

$$h_2 = (a + b + \Delta b) i_3 + a i_1; \qquad \text{(VII.50)}$$

для внутренней бровки дорожного полотна

$$h' = \Delta b i_0, \qquad \text{(VII.51)}$$

где Δb — уширение проезжей части; i_3 — поперечный уклон виража.

Кроме этого, вследствие вращения около внутренней кромки происходит понижение отметок внутренней бровки на величину $h'' = (a - \Delta b)(i_3 - i_1)$. Таким образом, общая величина изменения отметок внутренней бровки на вираже равна

$$h_1' = a(i_0 - i_1) + \Delta b i_0 - (a - \Delta b)(i_3 - i_1), \qquad \text{(VII.52)}$$

Повышение отметок всех промежуточных поперечных профилей находят путем линейного интерполирования величин, определенных по формулам (VII.48)—(VII.51), пропорционально расстоянию от начала отгона виража.

При разбивке отгонов виража на смежных кривых, направленных в разные стороны, между ними необходимо иметь прямую вставку такой длины, чтобы в ее пределах можно было разместить встречные отгоны виража с поперечными уклонами противоположного направления (обычно не менее 50—100 *м*).

На смежных кривых, направленных в одну сторону, но имеющих различные радиусы кривых и неодинаковые элементы виража, минимальная прямая вставка между ними должна быть такой длины, чтобы в ее пределах можно было вписать плавный переход одного виража к другому.

Возвышение на кривых участках наружного рельса железнодорожного пути осуществляется за счет утолщения балластного слоя под наружной рельсовой ниткой.

Величина прямой вставки для смежных железнодорожных кривых должна быть не менее 75 *м* на дорогах I и II категорий и 50 *м* на дорогах III категории.

§ 41. Серпантины

Основные элементы серпантины. При трассировании дороги по крутому склону часто приходится развивать линию в виде зигзагов с очень острыми внутренними углами. В этом случае нет возможности сопрягать прямые участки при помощи обычных закруглений, так как вследствие большой разности высот между началом и концом кривой и незначительной длины самого закругления получаются большие продольные уклоны, намного превышающие предельные. В связи с этим сопряжение линий на таких участках осуществляется при помощи сложных внешних закруглений, называемых серпантинами (рис. 109).

На косогорных трассах серпантины часто проектируют также для обхода оврагов, ущелий и других препятствий.

Основными элементами серпантины являются:

1) основная круговая кривая FOE радиуса R;

2) две вспомогательные кривые AP и BG с радиусами r_1 и r_2;

3) две прямые вставки или переходные кривые $PF=m_1$ и $EG=m_2$.

Если радиусы вспомогательных кривых и прямые вставки серпантины соответственно равны, т. е. $r_1=r_2$ и $m_1=m_2$, то она называется симметричной.

Серпантины разрешают устраивать на дорогах III—V категорий. При этом наименьший радиус основной кривой и длины прямых вставок (переходных кривых) допускают 30—20 *м*, уширение проезжей части 2—3 *м*, наибольший продольный уклон 3—4%, поперечный уклон виража 6%. Радиусы вспомогательных кривых могут составлять 100—150 *м*.

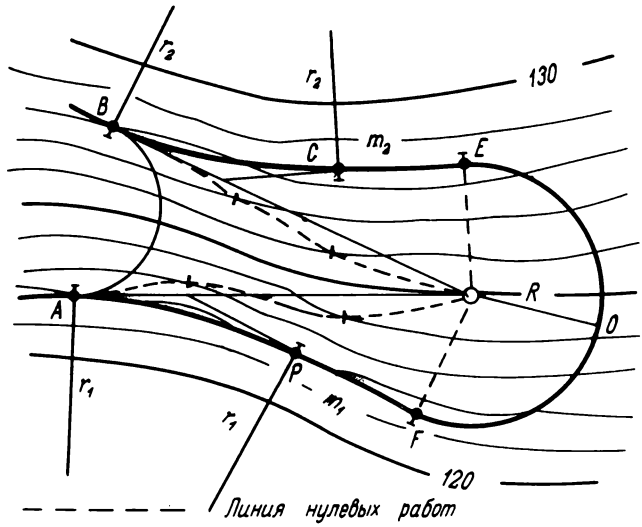


Рис. 109. Серпантина

Разбивка симметричных серпантин. При расчете серпантины обычно задаются радиусом основной кривой R, радиусами вспомогательных кривых r, а также величинами прямых вставок m. Угол φ (рис. 110) измеряют в натуре. Остальные элементы (β, d, γ, φ_0), необходимые для разбивки серпантины на местности, вычисляют.

Угол поворота вспомогательной кривой β находится из прямоугольного треугольника ONF (или OME):

$$\operatorname{tg}\beta = \frac{OF}{NF}, \qquad \text{(а)}$$

но

$$OF = R, \quad NF = m + T,$$

где T — длина тангенса вспомогательной кривой; $T = r \operatorname{tg}\frac{\beta}{2}$. С учетом этого выражение (а) можно написать так:

$$\operatorname{tg}\beta = \frac{R}{m+T} = \frac{R}{m + r\operatorname{tg}\frac{\beta}{2}}. \qquad (б)$$

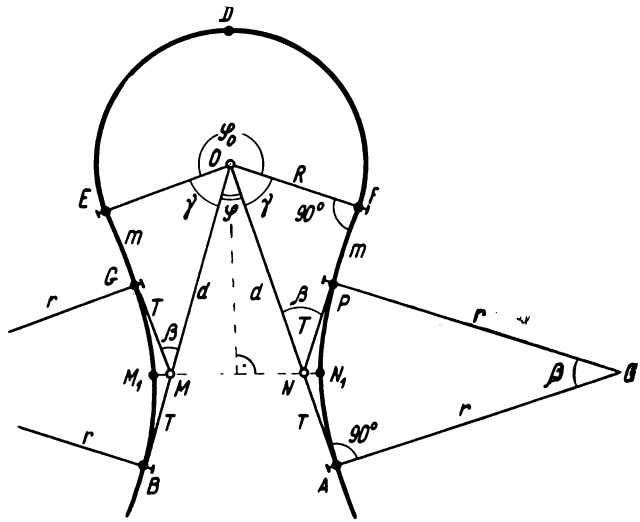


Рис. 110. Расчет симметричной серпантины

В уравнении (б) $\operatorname{tg}\beta$ и $\operatorname{tg}\frac{\beta}{2}$ неизвестны. Выразив $\operatorname{tg}\beta$ через $\operatorname{tg}\frac{\beta}{2}$*, получим квадратное уравнение вида

$$(2r + R)\operatorname{tg}^2\frac{\beta}{2} + 2m\operatorname{tg}\frac{\beta}{2} - R = 0, \qquad (в)$$

решая которое, найдем

$$\operatorname{tg}\frac{\beta}{2} = \frac{-m + \sqrt{m^2 + (2r+R)R}}{2r+R}. \qquad (VII.53)$$

---

* $$\operatorname{tg}\beta = \frac{2\operatorname{tg}\frac{\beta}{2}}{1 - \operatorname{tg}^2\frac{\beta}{2}}$$

Определив угол β и зная радиус вспомогательной кривой *r*, по таблицам кривых находят тангенс *T*, биссектрису *Б* и длину *k* вспомогательной кривой.

Из треугольника *ONF* находят расстояние от вершины *N* угла поворота вспомогательной кривой до центра *O* основной кривой, обозначенное через *d*,

$$ON = d = \frac{R}{\sin\beta}. \qquad \text{(VII.54)}$$

Для контроля *d* вычисляют по формуле

$$d = \frac{m+T}{\cos\beta}. \qquad \text{(VII.54')}$$

Угол в центре серпантины, определяющий направление на начальную или конечную точки основной кривой, равен

$$\gamma = 90^\circ - \beta, \qquad \text{(VII.55)}$$

а центральный угол основной кривой

$$\varphi_0 = 360^\circ - 2\gamma - \varphi. \qquad \text{(VII.56)}$$

Длина основной кривой

$$K = \frac{\pi R\varphi_0}{180^\circ}. \qquad \text{(VII.57)}$$

При разбивке серпантины в натуре теодолит устанавливают в вершине угла поворота *O* и по створу прямых *OA* и *OB* откладывают расстояние *d*. Получают на местности точки *N* и *M* — вершины углов вспомогательных кривых. Отложив вдоль этих же направлений от последних точек длину тангенса *T*, находят точки *A* и *B* — начало и конец серпантины. Затем от стороны хода *OA* отмеряют угол γ. Вдоль полученного направления *OF* откладывают длину радиуса основной кривой *R* и находят на местности точку *F* — начало основной кривой. Аналогично от стороны хода *OB* находят точку *E* — конец основной кривой.

Детальную разбивку основной кривой производят через 3—5 *м*. Для этого угол φ_0 делят на соответствующее число частей и вдоль заданных теодолитом направлений откладывают от центра кривой *O* величину радиуса *R*.

Далее теодолит переносят в одну из вершин вспомогательной кривой, например *N*, и измеряют построенный в натуре угол *ONF*, который должен быть равен вычисленному углу β.

Точность построения в натуре угла β в основном зависит от точности отложения величин *R* и *d*. Так как

$$\sin\beta = \frac{R}{d},$$

то, согласно теории ошибок,

$$\frac{m_\beta^2}{\operatorname{tg}^2\beta} = \frac{m_R^2}{R^2} + \frac{m_d^2}{d^2}.$$

Считая относительную ошибку отложения величин R и d одинаковой, т. е.

$$\frac{m_R}{R} = \frac{m_d}{d} = \frac{m_s}{s},$$

получим

$$\frac{m_\beta}{\operatorname{tg}\beta} = \frac{m_s}{s}\sqrt{2},$$

или

$$m'_\beta = \rho' \operatorname{tg}\beta \frac{m_s}{s}\sqrt{2}, \qquad \text{(VII.58)}$$

где $\rho' = 3438'$.

Для горных условий можно принять, что $\frac{m_s}{s} = \frac{1}{1000}$. Угол β обычно равен 25—30°, так что для примерных расчетов можно принять $\operatorname{tg}\beta \approx 1/2$. Тогда

$$m'_\beta = 3438 \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{1000}\sqrt{2} \approx 2',5.$$

Следовательно, измеренный в натуре угол β может отличаться от вычисленного в среднем на величину $\pm 2',5$ (предельная разница 5—7′).

По направлению NF от вершины N откладывают величину тангенса T и получают точку P — конец вспомогательной кривой. От точек A и P, используя таблицы кривых, детально разбивают вспомогательную кривую. Вторую ветвь серпантины разбивают аналогично.

Пикетажное значение основных точек серпантины получают следующим образом. От пикетажного значения вершины поворота трассы O отнимают величину $d+T$ и находят пикетаж начала серпантины. Прибавив к последнему длину вспомогательной кривой k, получают пикетаж конца этой кривой. Затем прибавляют длину прямой вставки m и находят пикетажное значение начала основной кривой. Прибавив длину основной кривой K, получают пикетаж конца основной кривой и т. д.

Общее удлинение серпантины

$$\Delta S = 2(k + m) + K - 2(T + d). \qquad \text{(VII.59)}$$

Часто на серпантинах разбивают переходные кривые как на стыках прямой вставки с основной кривой, так и в сопряжениях со вспомогательными кривыми.

При расчетах серпантины необходимо знать расстояние M_1N_1 в самом узком ее месте, чтобы соответственно запроектировать части верхнего и нижнего дорожного полотна. Это расстояние, обозначенное через z, равно

$$z = M_1M + MN + NN_1.$$

Так как отрезки M_1M и NN_1 являются биссектрисами вспомогательных кривых, а сторона MN из треугольника MON равна $2d \sin \frac{\varphi}{2}$, то

$$z = 2Б + 2d \sin \frac{\varphi}{2}. \qquad \text{(VII.60)}$$

Несимметричные серпантины. Чтобы обойти обрывы или неустойчивые в геологическом отношении участки, приходится разбивать несимметричные серпантины с разными радиусами

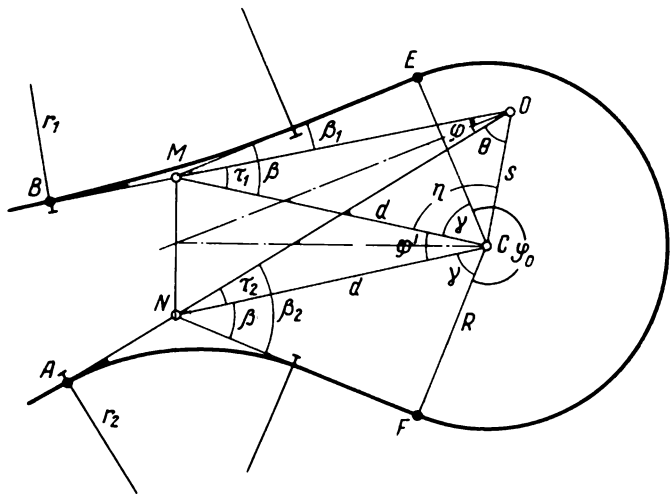


Рис. 111. Несимметричная серпантина

кривизны вспомогательных кривых и разными прямыми вставками, а также смещать центр серпантины с вершины угла в более удобную точку.

Пусть точка O (рис. 111) — вершина угла поворота трассы. Точка C — выбранный центр серпантины. На местности в точке O измеряют, кроме угла φ, дополнительно угол $AOC = \Theta$ и расстояние $OC = s$.

Рассчитаем, как и ранее, по заданным R, r, m основные элементы серпантины β, T, d, γ, φ_0. Однако для разбивки серпан-

тины на местности с центром в точке C этого недостаточно. Необходимо дополнительно определить величину углов τ_1, τ_2 и η.

Из треугольников MOC и NOC имеем:

$$\sin\tau_1 = \frac{s}{d}\sin(\varphi + \Theta); \qquad \text{(VII.61)}$$

$$\sin\tau_2 = \frac{s}{d}\sin\Theta. \qquad \text{(VII.62)}$$

Зная углы τ_1 и τ_2, из этих же треугольников определяют значение угла $MCN = \varphi'$:

$$\varphi' = \varphi + \tau_1 - \tau_2, \qquad \text{(VII.63)}$$

а также находят новые значения углов поворота вспомогательных кривых, величина которых изменяется вследствие перемещения центра серпантины из точки O в точку C. Из рис. 111 видно, что

$$\left.\begin{aligned} \beta_1 &= \beta - \tau_1 \\ \beta_2 &= \beta + \tau_2 \\ \eta &= 180^\circ - (\varphi + \Theta + \tau_1). \end{aligned}\right\} \qquad \text{(VII.64)}$$

В связи с изменением углов β_1 и β_2 необходимо рассчитать новые значения радиусов вспомогательных кривых по формулам:

$$r_1 = \frac{T}{\operatorname{tg}\frac{\beta_1}{2}}; \qquad r_2 = \frac{T}{\operatorname{tg}\frac{\beta_2}{2}}. \qquad \text{(VII.65)}$$

Полученные радиусы r_1 и r_2 округляют до целых чисел, кратных 5 *м*, и по округленным значениям радиусов и углам β_1 и β_2 окончательно определяют элементы вспомогательных кривых T, k, $Б$.

При разбивке серпантины на местности теодолит устанавливают в ее центре C* и от направления OC строят угол η, закрепляя в натуре полученное направление CM. От последнего направления откладывают угол φ' и получают направление CN. Отложив вдоль этих направлений расстояние d, находят на местности точки M и N — вершины углов вспомогательных кривых.

Для определения в натуре положения конечных точек E и F основной кривой строят от сторон CM и CN углы γ и вдоль полученных направлений CE и CF откладывают величину радиуса R. Найдя, таким образом, в натуре положение главных точек серпантины, обычным порядком производят детальную разбивку ее.

---

* Если серпантина проектируется по крупномасштабному плану и на местности точки C нет, то при разбивке предварительно находят ее положение по измеренным на плане полярным координатам: углу θ и расстоянию s.

§ 42. Разбивка примыканий и пересечений автодорог

При примыкании автомобильных дорог в одном уровне измеряют угол пересечения осей основной и примыкающей дороги и, подобрав радиус, разбивают в наиболее благоприятных на местности условиях закругления, соединяющие одну дорогу с дру-

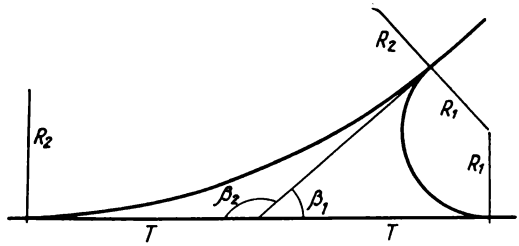


Рис. 112. Примыкание автодороги в одном уровне

гой. Если дороги пересекаются не под прямым углом и углы β_1 и β_2 (рис. 112) не равны между собой, то иногда приходится для правого и левого закруглений подбирать разные радиусы кривизны, чтобы тангенсы эти закруглений были примерно равны между собой [см. формулы (VII.65)].

Разбивка несколько усложняется, если дороги примыкают или пересекаются в разных уровнях, с устройством путепровода. В разных уровнях пересекаются автомобильные дороги I—II категорий между собой, а также с железными дорогами и автодорогами других категорий.

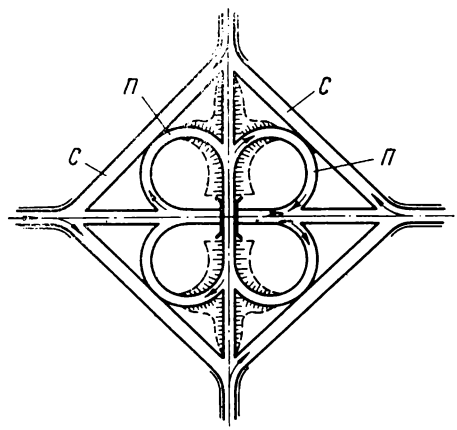


Рис. 113. Примыкание автодорог в разных уровнях

При пересечении автомобильных дорог в разных уровнях, кроме путепровода, необходимо устройство съездов с одной дороги на другую. На рис. 113 показано пересечение двух автомагистралей в виде так называемого листа клевера. Буквой *П* обозначены петли съездов, буквой *С* — соединения для правых поворотов.

Для расчета элементов съездов и составления проекта пересечения производят съемку в масштабе 1 : 1000—1 : 2000 (с сечением рельефа через 0,5—1 *м*) участка, достаточного для размещения

всех частей пересечения, и измеряют в натуре углы между осями пересекающихся дорог.

На рис. 114 дано: OM и OM' — оси автомагистралей, AP и AP' — оси переходно-скоростных полос, в пределах которых машина снижает скорость для въезда на петлю или, наоборот, набирает скорость при выезде на магистраль. Для разбивки петель съездов необходимо на местности определить положение точек B

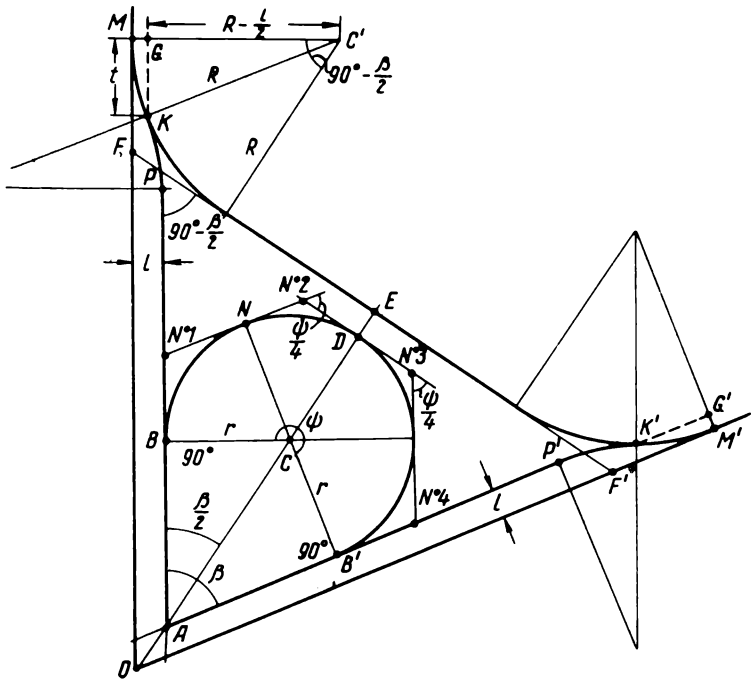


Рис. 114. Расчетная схема примыкания

и B' — начала и конца круговой кривой съезда и центра кривой C.

Так как в точках B и B' прямые участки полосы перпендикулярны радиусу кривой, то из прямоугольных треугольников ABC и $AB'C$ имеем

$$AB = AB' = \frac{r}{\operatorname{tg}\frac{\beta}{2}}, \qquad \text{(VII.66)}$$

где r — величина радиуса петли; β — угол пересечения осей дорог.

Следовательно, отложив вдоль осей переходно-скоростных полос расстояния AB и AB', найдем на местности точки B и B',

от которых разбивают кривую на петлях съезда. Разбивка кривой производится методом координат по частям. Для этого делят угол ψ на 4 части и в таблицах кривых по аргументам r и $\psi/4$ находят элементы для каждой части кривой.

Иногда в месте сопряжения переходно-скоростной полосы и петли съезда вставляют переходную кривую. При небольшом радиусе r кривая BDB' может быть разбита непосредственно из центра C.

Найдем положение вершин углов поворота F и F' для разбивки соединения правого поворота. Из прямогольного треугольника OEF имеем

$$OF = \frac{OE}{\sin\left(90° - \frac{\beta}{2}\right)} = \frac{OE}{\cos\frac{\beta}{2}}. \qquad \text{(VII.67)}$$

Расстояние

$$OE = OA + AD + DE, \qquad \text{(а)}$$

но

$$OA = \frac{l}{\sin\frac{\beta}{2}}, \qquad \text{(б)}$$

где l — расстояние между осями магистрали и переходно-скоростной полосы.

Отрезок

$$AD = AC + r = r\left(1 + \frac{1}{\sin\frac{\beta}{2}}\right). \qquad \text{(в)}$$

Отрезок DE назначают из условия свободного размещения половины земляного полотна петли и половины полотна соединения правого поворота и некоторого запаса D на устройство кювета, т. е.

$$DE = B + D, \qquad \text{(г)}$$

где B — ширина земляного полотна.

Подставив значения (б), (в) и (г) в выражение (а), получим

$$OE = \frac{l}{\sin\frac{\beta}{2}} + r\left(1 + \frac{1}{\sin\frac{\beta}{2}}\right) + B + D. \qquad \text{(VII.68)}$$

Вычислив по формулам (VII.68) и (VII.67) расстояния OE и OF и найдя в натуре положения точек F и F', из них как вершин углов поворота разбивают кривые. Элементы кривых находят по радиусу R, который желательно иметь не менее 600 *м*, и по углу поворота, равному $90° - \frac{\beta}{2}$.

Отложив от начала кривой M вдоль тангенса величину l и ординату $\frac{l}{2}$, находят K — точку перехода с соединительной на скоростную полосу. Из треугольника $KC'G$

$$t = KG = \sqrt{R^2 - \left(R - \frac{l}{2}\right)^2} = \sqrt{Rl - \left(\frac{l}{2}\right)^2}. \quad \text{(VII.69)}$$

Аналогично от точки M' находят положение точки K'.

§ 43. Разбивка соединений и парков железнодорожных путей

Примыкания путей. Примыкания, как и любые соединения железнодорожных путей, осуществляют при помощи стрелочных переводов, которые, как правило, устраивают на прямых участках пути.

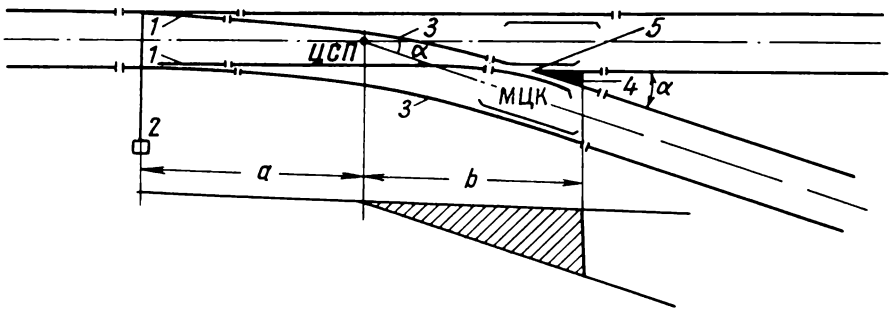


Рис. 115. Стрелочный перевод

Основные части стрелочного перевода следующие: остряки *1* (рис. 115) с переводным механизмом *2*, переводная кривая *3* и крестовина *4*. Угол α между рабочими гранями крестовины называется углом крестовины. Выражение $2\operatorname{tg}\frac{\alpha}{2}$ называют маркой стрелки и обозначают через $1/N$. По малости угла α

$$1/N = 2\operatorname{tg}\frac{\alpha}{2} \approx \operatorname{tg}\alpha. \quad \text{(VII.70)}$$

Точка *5* пересечения граней крестовины называется математическим центром крестовины (МЦК).

На грузовых линиях наиболее распространена марка стрелочных переводов $1/N = 1/9$ ($\alpha = 6°20'25''$), а на пассажирских линиях — $1/N = 1/11$ ($\alpha = 5°11'40''$).

Пересечение осей двух соединяющихся путей называется центром стрелочного перевода (ЦСП). Расстояния a от

центра стрелочного перевода до начала стрелки и b до конца крестовины, а также до других частей стандартны и даются для стрелочного перевода каждого типа. Поэтому, зная положение центра стрелочного перевода на оси пути, относительно него легко разместить все части перевода. Отсюда вывод: *при разбивке стрелочного перевода на местности необходимо фиксировать положение его центра.*

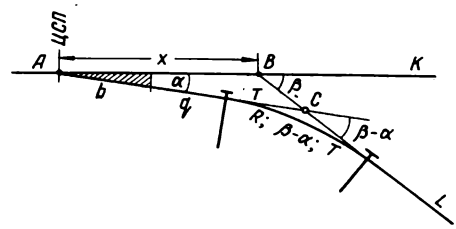


Рис. 116. Разбивка присоединения пути

Для разбивки примыкания трассируемого пути CL (рис. 116) к существующему AK находят точку пересечения осей путей B и измеряют угол примыкания β. Так как стрелочный перевод отклоняет путь на постоянный угол α, то, чтобы соединить пути CL и BK, необходимо разместить центр стрелочного перевода не в вершине угла примыкания B, а в некоторой точке A. Расстояние $AB=x$ может быть найдено из решения треугольника ABC, в котором известны все три угла: α, $180-\beta$; $\beta-\alpha$ и сторона $AC=b+q+T$,

$$x=\frac{(b+q+T)}{\sin\beta}\sin(\beta-\alpha), \qquad \text{(VII.71)}$$

где угол α и величина b определяются по марке перевода; угол β измеряют на местности, прямая вставка q задается, тангенс T берут из таблиц кривых по углу поворота $\beta-\alpha$ и принятому радиусу R или вычисляют

$$T=R\,\mathrm{tg}\frac{\beta-\alpha}{2}.$$

Отложив по оси пути от точки примыкания B отрезок x, находят точку A — центр стрелочного перевода, которую закрепляют створной плоскостью. Для нахождения на местности положения вершины угла поворота C откладывают вдоль трассируемой линии расстояние $BC=l$, величина которого определяется из треугольника ABC:

$$l=\frac{(b+q+T)}{\sin\beta}\sin\alpha. \qquad \text{(VII.72)}$$

Эту же точку можно получить, если в центре стрелочного перевода построить угол крестовины α и вдоль стороны AC полученного угла отложить расстояние $b+q+T$.

Угол поворота трассы в вершине C равен $\beta-\alpha$. Таким образом, общий угол примыкания путей с учетом угла отклонения, который задает стрелочный перевод, будет равен сумме угла α и $\beta-\alpha$, т. е. равен углу β.

Если место установки стрелочного перевода задано, то разбивка примыкания производится в обратном порядке. Сначала в заданном центре стрелочного перевода A откладывают угол α соответственно марке принятой стрелки, затем находят точку C пересечения найденного направления с разбитой трассой и измеряют угол поворота.

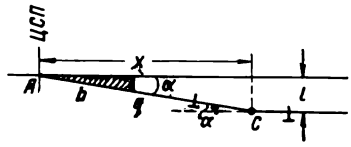


Рис. 117. Присоединение параллельных путей

При примыкании параллельных путей расстояние от центра стрелочного перевода A (рис. 117) до вершины угла поворота C

$$x = \frac{l}{\operatorname{tg}\alpha} = lN, \qquad \text{(VII.73)}$$

где l — расстояние между осями путей (например, при $l=5{,}30$ *м* и стрелке марки $^1/_N = {}^1/_9$ величина $x = 5{,}30 \cdot 9 = 47{,}70$ *м*).

Угол поворота в точке C в этом случае равен углу крестовины α и, следовательно, тангенс кривой

$$T = R\operatorname{tg}\frac{\alpha}{2} = \frac{R}{2N}.$$

Прямая вставка q может быть найдена по формуле

$$q = \frac{l}{\sin\alpha} - (b + T). \qquad \text{(VII.74)}$$

Съезды. Для перехода состава с одного пути на другой устраивают съезды. На рис. 118 приведена схема так называемого сокращенного съезда между двумя параллельными путями.

При однотипных стрелочных переводах и одинаковых радиусах кривых расстояние между центрами стрелочных переводов A' и A, как проекция съезда на ось абсцисс (ось одного из путей), будет

$$x = 2(b + q + T)\cos\alpha + (2T + d)\cos\beta. \qquad \text{(VII.75)}$$

Величина прямой вставки d между обратными кривыми находится из уравнения (проекция съезда на ось ординат)

$$y = l = 2(b + q + T)\sin\alpha + (2T + d)\sin\beta,$$

откуда

$$d = \frac{l - 2(b + q + T)\sin\alpha}{\sin\beta} - 2T. \qquad \text{(VII.76)}$$

Для вычисления по этим формулам d и x расстояние между осями путей l и угол примыкания β измеряют на местности или берут с крупномасштабного плана, по которому проектируют

съезд. Тангенс T находят по таблицам по аргументам R и $\beta - \alpha$. Угол крестовины α и величину b определяют по марке перевода. Величину вставки q задают в зависимости от того, насколько это позволяют условия местности.

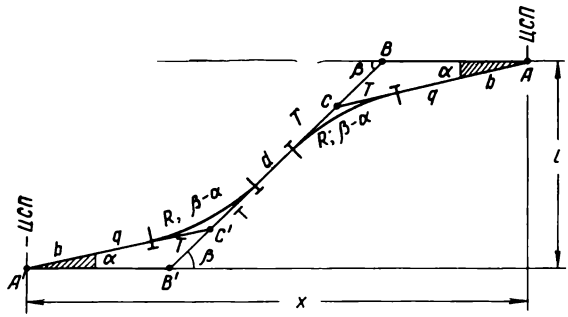


Рис. 118. Разбивка съезда

Стрелочные улицы. Стрелочной улицей называют железнодорожный путь, на котором располагается ряд стрелочных переводов для ответвления параллельных путей, создающих парк путей.

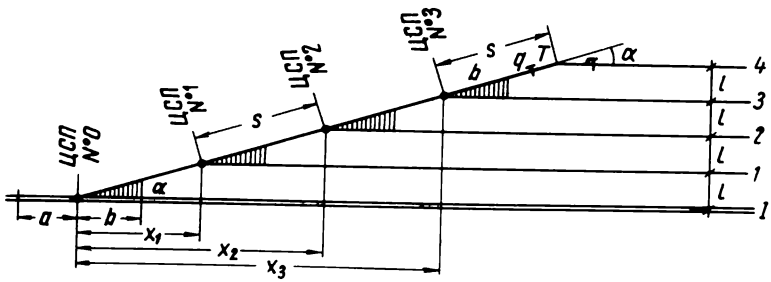


Рис. 119. Стрелочная улица под углом α

Стрелочная улица может быть расположена под разными углами к главному пути. При небольшом количестве ответвляемых путей и значительной длине площадки парка стрелочной улице обычно придают угол отклонения, равный углу крестовины α (рис. 119). При таком угле отклонения для ответвления путей, параллельных главному пути *I*, достаточно повернуть эти пути по отношению к стрелочной улице на угол крестовины α, т. е. достаточно установить на стрелочной улице переводы одинаковой марки со стрелочным переводом, стоящим в начале улицы на главном пути.

При одинаковом промежутке l между осями путей парка расстояния между центрами стрелочных переводов будут равны между собой. Из рис. 119 видно, что это расстояние

$$s = \frac{l}{\sin \alpha}.$$

Определим координаты центров стрелочных переводов. За ось абсцисс примем ось главного пути. Положение на этой оси начального центра перевода стрелочной улицы обычно задается

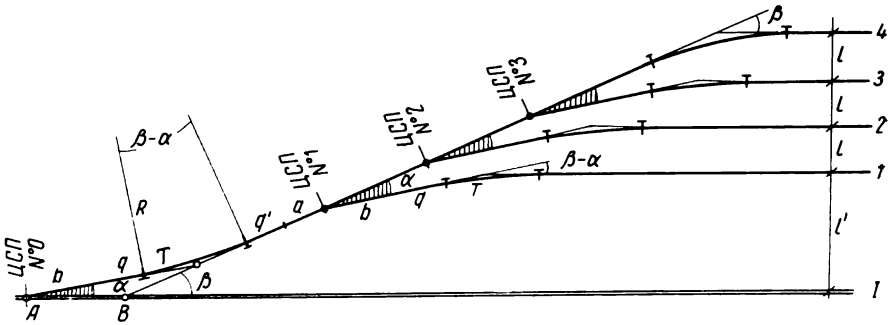


Рис. 120. Стрелочная улица под углом β

пикетажем. Если этот центр принять за начало частной системы координат, то, согласно рис. 119, координаты остальных центров стрелочных переводов будут:

для 1-го пути парка $x_1 = \frac{l}{\operatorname{tg} \alpha} = lN; \quad y_1 = l;$

для 2-го » » $x_2 = \frac{2l}{\operatorname{tg} \alpha} = 2lN; \quad y_2 = 2l;$

для n-го » » $x_n = \frac{nl}{\operatorname{tg} \alpha} = nlN; \quad y_n = nl.$

Стрелочную улицу целесообразнее разбивать полярным способом. Для этого, согласно пикетажу, на оси главного пути определяют начальный центр перевода стрелочной улицы и, отложив угол крестовины α, вдоль полученного направления последовательно отмеряют расстояние s и фиксируют центры стрелочных переводов *1*, *2*, *3*,..., n путей. Крайний n-й путь примыкает к стрелочной улице без стрелочного перевода при помощи поворота самой улицы на угол α.

Для уменьшения длины стрелочной улицы последнюю часто проектируют под углом β к главному пути, превышающему угол крестовины α ($\beta = 2\alpha$, 3α...). В этом случае стрелочная улица (рис. 120) сопрягается с главным путем *1* при помощи стрелочного

перевода *0* и круговой кривой, дающей возможность повернуть ось улицы дополнительно на угол $\beta - \alpha$.

Чтобы пути парка, отходящие от стрелочной улицы, были параллельны главному пути, необходимо, кроме поворота на угол α, задаваемого стрелочным переводом, дополнительно повернуть их также на угол $\beta - \alpha$.

Для разбивки стрелочной улицы вначале под углом крестовины α к главному пути от начального стрелочного перевода откладывают величину b, прямую вставку q и длину тангенса T. В найденной вершине поворота строят угол $180 - (\beta - \alpha)$ и получают направление стрелочной улицы, вдоль которой, согласно проекту, разбивают стрелочные переводы.

При разбивке примыканий путей и стрелочных улиц особое внимание следует обратить на то, чтобы *центры переводов располагались строго на осях путей или стрелочных улиц.* Предельное отклонение центра стрелочного перевода от оси (поперечная ошибка) не должно превышать ± 1 *см*.

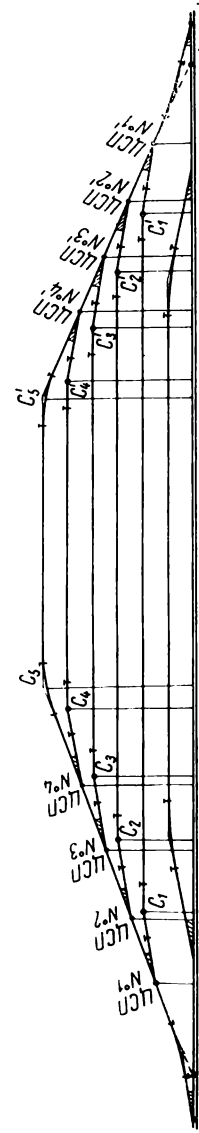


Рис. 121. Разбивка парка путей

Парки путей. К разбивке парков путей предъявляют два основных требования:

1) оси всех путей парка должны быть параллельными;

2) центры всех стрелочных переводов на стрелочной улице должны располагаться на одной прямой линии.

Практика показывает, что для выполнения этих требований парки путей целесообразно разбивать следующим образом. По данным проекта разбивают полярным способом стрелочные улицы BC_5 и $B'C_5'$ (рис. 121), обращая внимание, чтобы центры стрелочных переводов 1, 2, 3... лежали на одной прямой. Затем по прямоугольным координатам * с двух сторон парка разбивают вершины углов поворота путей C_1, C_1', C_2, C_2'... При таком способе разбивки все пути парка будут параллельными между собой.

* За абсциссы точек принимают пикетажное расстояние по основному пути, за ординаты — расстояния между осями путей.

Теперь для завершения разбивки необходимо вписать отрезки путей от центров стрелочных переводов до вершин углов поворота. Встав с теодолитом над центром стрелочного перевода, например *1*, измеряют угол между осью стрелочной улицы и направлением на вершину поворота C_1. Если этот угол отличается от угла крестовины α не более, чем на 20—30″, то от вершины C_1 вдоль этого направления откладывают тангенс T и от центра стрелочного перевода — величину b. Между полученными точками, т. е. между хвостом крестовины и началом кривой, остается прямая вставка, которая измеряется в натуре, сравнивается с проектной величиной и записывается в исполнительную схему.

Если измеренный в центре стрелочного перевода угол вследствие накопления ошибок будет значительно отличаться от угла крестовины, то в натуре перемещают вершину C_1 вдоль направления C_1C_1' на такую величину, чтобы измеренный угол был равен углу крестовины. Найденную точку закрепляют и принимают за окончательную вершину поворота. От ЦСП и точки C_1, как и ранее, откладывают величины b и T и измеряют оставшуюся прямую вставку.

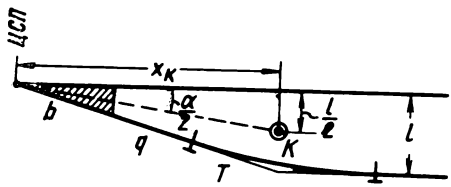


Рис. 122. Определение положения предельных столбиков

Разбитые в натуре стрелочные улицы и парки путей закрепляют створными плоскостями, чтобы точками разбивки можно было пользоваться не только при возведении земляного полотна, но и при укладке путей.

На земляном полотне парка дополнительно разбивают положение предельных столбиков, обозначающих полезную длину путей, в пределах которой возможна стоянка вагонов. Предельные столбики устанавливают на середине междупутья, в местах, где расстояние между осями сходящихся путей равно 4,10 *м*, т. е. достаточно для безопасного прохождения подвижного состава мимо стоящего вагона.

Согласно рис. 122, координаты предельного столбика K относительно ближайшего центра стрелочного перевода будут:

$$\left.\begin{aligned} x_K &= \frac{\frac{l}{2}}{\operatorname{tg}\frac{\alpha}{2}} = \frac{l}{2\operatorname{tg}\frac{\alpha}{2}} = lN \\ y_K &= \frac{l}{2} \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(VII.77)}$$

Поворотные устройства. Для поворота состава на 180° устраивают поворотные треугольники или поворотные петли.

Поворотные треугольники по своей форме могут быть различными в зависимости от удобства размещения их на местности. Наиболее часто применяют симметричный треугольник с одинаковыми марками стрелочных переводов на основном пути в точках A и A' (рис. 123). Тупиковый стрелочный перевод в точке D может быть той же марки или другой.

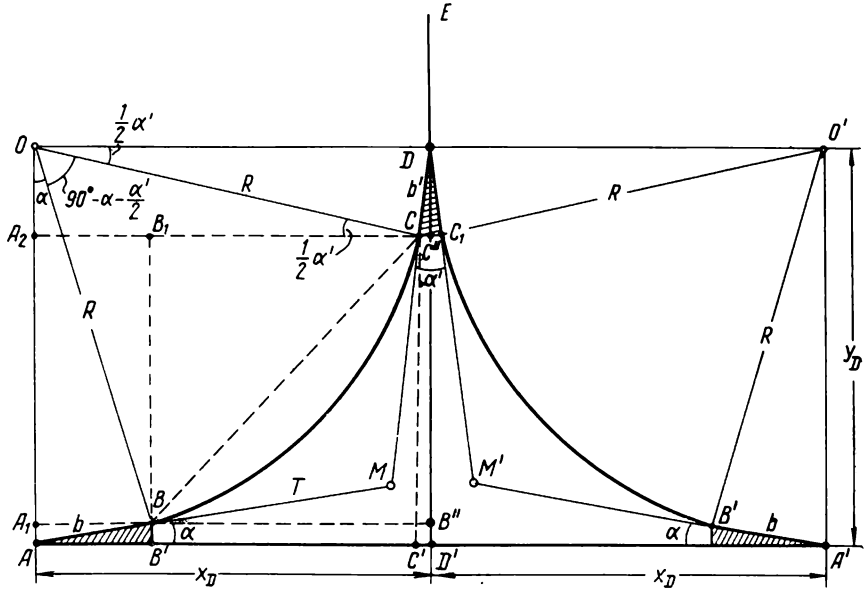


Рис. 123. Поворотный треугольник

Основными данными для разбивки поворотного треугольника служат координаты x_D и y_D центра стрелочного перевода D, расположенного в вершине треугольника. Эти координаты задаются относительно центров стрелочных переводов A и A', положение которых определяется по пикетажу основного пути.

Координаты точки D определяются как проекция ломаной $ABCD$ соответственно на ось абсцисс и ось ординат.

Абсцисса

$$x_D = AB' + B'C' + C'D', \tag{а}$$

но

$$AB' = b\cos\alpha; \tag{б}$$

$$B'C' = A_2C - A_1B = R\left(\cos\frac{\alpha'}{2} - \sin\alpha\right); \tag{в}$$

$$C'D' = b'\sin\frac{\alpha'}{2}. \tag{г}$$

Подставляя значения величин (б), (в), (г) в выражение (а), получим

$$x_D = b\cos\alpha + R\left(\cos\frac{\alpha'}{2} - \sin\alpha\right) + b'\sin\frac{\alpha'}{2}. \qquad \text{(VII.78)}$$

Ордината

$$y_D = D'B'' + B''C'' + C''D.$$

Так как

$$D'B'' = BB' = b\sin\alpha; \qquad \text{(д)}$$

$$B''C'' = A_1A_2 = OA_1 - OA_2 = R\left(\cos\alpha - \sin\frac{\alpha'}{2}\right); \qquad \text{(е)}$$

$$C''D = b'\cos\frac{\alpha'}{2}, \qquad \text{(ж)}$$

то

$$y_D = b\sin\alpha + R\left(\cos\alpha - \sin\frac{\alpha'}{2}\right) + b'\cos\frac{\alpha'}{2}. \qquad \text{(VII.79)}$$

Иногда вместо поворотного треугольника устраивают поворотную петлю (рис. 124), состоящую из прямого участка AG,

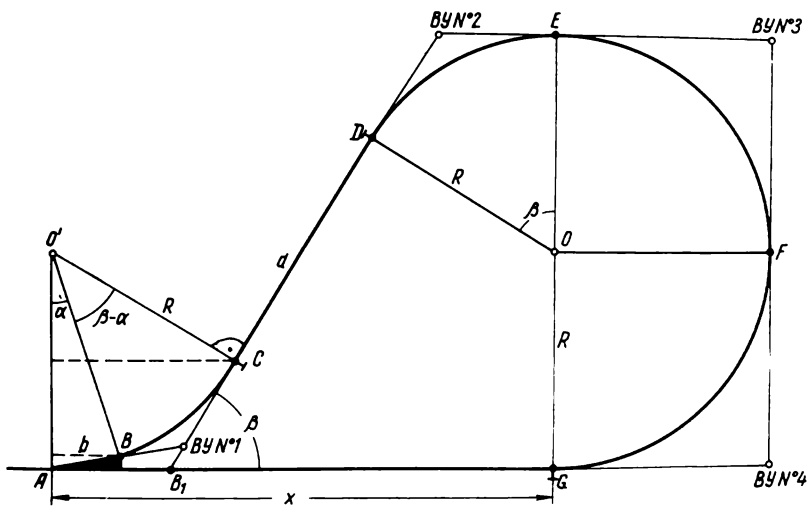


Рис. 124. Поворотная петля

основной кривой $GFED$, прямой вставки $DC=d$ (в стесненных условиях прямая вставка может отсутствовать) и обратной соединительной кривой CB. Последняя при помощи стрелочного перевода AB соединяется с прямым участком.

При расчете петли, приняв определенную марку стрелочного перевода в точке A и радиус кривой R равным 180—200 *м*, вычисляют абсциссу x начала основной кривой и угол β. Абсцисса x равна проекции участка $ABCDE$ на ось основного пути:

$$x = b\cos\alpha + R\sin\beta - R\sin\alpha + d\cos\beta + R\sin\beta$$

или

$$x = b\cos\alpha + R(2\sin\beta - \sin\alpha) + d\cos\beta. \qquad \text{(VII.80)}$$

Угол β определяется из следующего уравнения (проекция этого же участка петли на ось ординат):

$$b\sin\alpha + R\cos\alpha - R\cos\beta + d\sin\beta + R - R\cos\beta = 2R$$

или

$$d\sin\beta - 2R\cos\beta = R - b\sin\alpha - R\cos\alpha.$$

В частном случае при $d=0$

$$\cos\beta = \frac{b\sin\alpha - R(1-\cos\alpha)}{2R}. \qquad \text{(VII.81)}$$

Разбивку поворотной петли начинают с определения положения центра стрелочного перевода A. Затем, согласно расчетным данным, разбивают на местности вершины углов поворота № *1*, № *2*, № *3*, № *4* и конечные точки кривых B, C, D, E, F, G, от которых производят детальную разбивку петли.

Для составления проектов примыканий, съездов, парков путей, поворотных устройств производят съемку участков, намеченных для этих устройств, в крупном масштабе (1 : 500—1 : 1000) с сечением рельефа через 0,5 *м*.

Наиболее подходящим инструментом для разбивки путевого хозяйства является оптический теодолит типа Т10, обеспечивающий высокую точность центрирования и отложение угла с ошибкой порядка $\pm 10''$.

При исполнительной съемке железнодорожных путей проверяют элементы кривых и определяют координаты центров стрелочных переводов, вершин углов поворота, тупиков. Положение этих точек закрепляют в натуре и аналитически привязывают к геодезической сети.

Центр стрелочного перевода восстанавливают или как пересечение осей прямых участков основного и ответвляемого путей, или от математического центра крестовины. В последнем случае по оси основного пути откладывают расстояние

$$c = Ne,$$

где e — ширина колеи (1540 *мм*) и $1/N$ — марка стрелочного перевода. Математический центр крестовины находят как пересечение нитей, натянутых вдоль ее граней. Для контроля измеряют все элементы стрелочных переводов.

Нивелирование пути выполняют через 50 *м* по поперечникам и определяют отметки головки рельсов, оси и бровок полотна, дна кюветов и резервов, подошв откосов.

§ 44. Съемка железнодорожных кривых

Основные формулы. Для нормальной эксплуатации железнодорожного пути периодически производят его съемку, по результатам которой подбирают параметры кривых, наиболее близко подходящие к существующим, и определяют величины правки, или рихтовки, пути, чтобы придать ему расчетную форму.

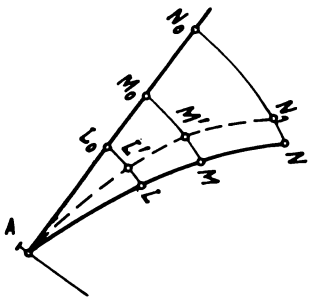


Рис. 125. Схема рихтовки пути

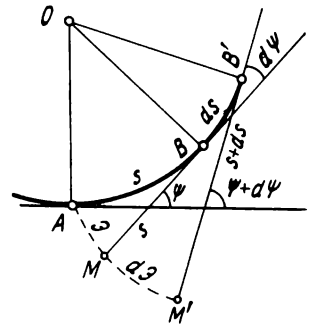


Рис. 126. Эвольвента

При рихтовке пути точки кривой L, M, N (рис. 125) описывают некоторые линии LL', MM', NN', которые близки к эвольвентам. Так как величина сдвижки пути небольшая, то она рассчитывается по разности эвольвент кривой: проектной $Э_п$ и снятой в натуре $Э_с$, т. е.

$$LL' = LL_0 - L'L_0;$$

$$MM' = MM_0 - M'M_0.$$

В общем виде

$$\Delta L_i = Э_{п_i} - Э_{с_i}. \qquad \text{(VII.82)}$$

Напомним, что эвольвентой называют траекторию, которую описывает конец гибкой и нерастяжимой нити, сматываемой с некоторой кривой. Последняя является геометрическим местом центров кривизны эвольвенты, т. е. ее эволютой. Поэтому нормаль к эвольвенте в некоторой точке M одновременно будет касательной к кривой (эволюте) в точке B (рис. 126).

Длина эвольвенты $Э$ от начальной точки кривой A до текущей точки B равна

$$э = \int_0^s \psi ds, \tag{VII.83}$$

где через s обозначена длина кривой AB, а через ψ — угол между начальной касательной в точке A и текущей в точке B.

Так как

$$\frac{d\psi}{ds} = \frac{1}{\rho},$$

то

$$\psi = \int_0^s \frac{1}{\rho} ds. \tag{VII.84}$$

Для круговой кривой радиуса R

$$\frac{1}{\rho} = \frac{1}{R}.$$

Следовательно,

$$\psi = \frac{1}{R} \int_0^s ds = \frac{s}{R}$$

и

$$э = \frac{1}{R} \int_0^s sds = \frac{s^2}{2R}. \tag{VII.85}$$

Для переходной кривой типа радиоидальной спирали (см. § 36)

$$\frac{1}{\rho} = \frac{s}{C}.$$

Тогда

$$\psi = \frac{1}{C} \int_0^s sds = \frac{s^2}{2C}$$

и

$$Э = \frac{1}{2C} \int_0^s s^2 ds = \frac{s^3}{6C}, \tag{VII.86}$$

где C — параметр переходной кривой.

Длина эвольвенты может быть получена из эпюры углов. Если по горизонтальной оси отложить длину дуги s (рис. 127) и по вертикали угол ψ в радианах, то площадь этой эпюры (угловой диаграммы) для круговой кривой $\left(\psi = \frac{s}{R}\right)$

$$\omega = \frac{1}{2} s \frac{s}{R} = \frac{s^2}{2R} = Э,$$

т. е. *численно равна длине эвольвенты.*

Для переходной кривой $\psi = \frac{s^2}{2C}$ и площадь

$$\omega = \int_0^s \frac{s^2}{2C} ds = \frac{s^3}{6C} = Э.$$

Длина эвольвенты для точек проектной кривой радиуса R вычисляется по формуле (VII.85), при этом в качестве дуги принимают соответствующую часть круговой кривой K.

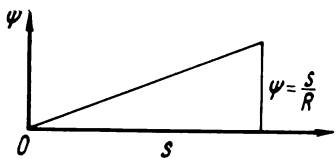


Рис. 127. Угловая схема

Длину эвольвенты для точек существующей кривой рассчитывают аналитически (или графически по площади угловой диаграммы), пользуясь измеренными в натуре углами поворота хорд и стрелами изгиба кривой.

Способ эвольвентных разностей. Существует несколько способов съемки кривых и расчета элементов рихтовки пути. Наиболее точным из них является способ эвольвентных разностей, разработанный И. В. Гоникбергом.

Снимаемый участок пути разбивают на 100-метровые пикеты (при радиусе кривых 400 *м* и больше), причем конечные точки A и E (рис. 128) выбирают на прямых участках на расстоянии 40—60 *м* от видимого начала и конца кривой. В процессе измерений на внешней нитке пути отмечают 20-метровые отрезки, или, как их называют, элементарные хорды.

Углы хода β_1, β_2, β_3 ... измеряют теодолитом типа Т20 или Т30. По этим углам вычисляют углы поворота хорд ($\psi = 180 - \beta$).

Стрелы изгиба кривой измеряют в плюсовых точках (рис. 129) относительно хорд AB, BC, CD при помощи теодолита и горизонтально устанавливаемой рейки, причем последняя опирается башмаком на грань рельсового пути и ее нулевой штрих совпадает с продольной осью рельса. На пикетах A, B, C, D теодолит и марки также центрируют над осью рельса. Стрелы изгиба измеряют дважды: в прямом направлении (со станции A—AB) и в обратном (со станции B — BA). Из двух значений стрел берут среднее.

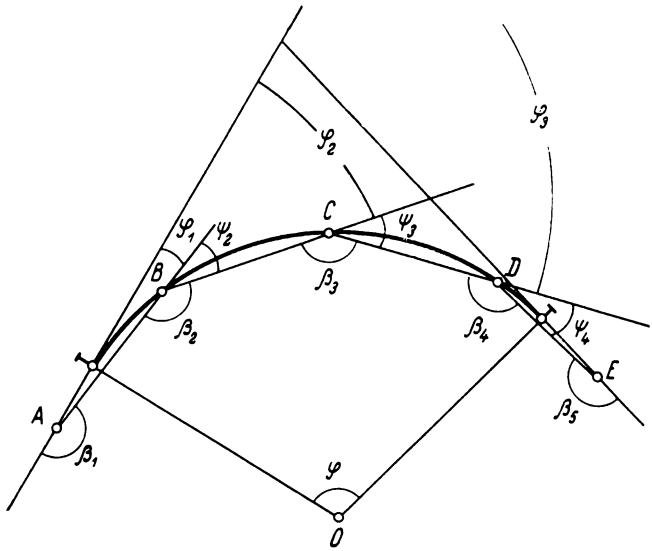


Рис. 128. Съемка железнодорожной кривой

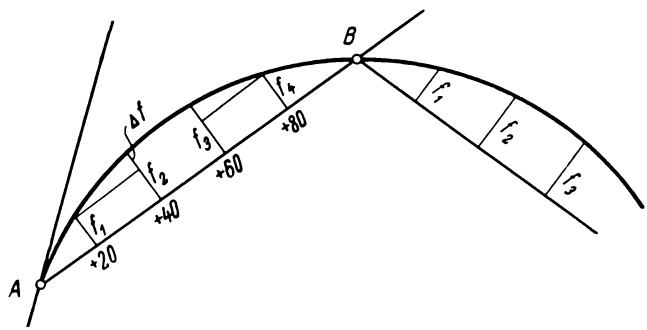


Рис. 129. Измерение стрел прогибов

По данным съемки кривой рассчитывают длины эвольвент, подбирают наиболее подходящий радиус кривой и определяют величины рихтовки (сдвижки) пути через каждые 20 *м*.

В пикетных точках *A*, *B*, *C* ... по углам ψ определяют углы поворота хорд φ в радианах относительно начальной линии тангенса (см. рис. 128):

$$\varphi_1 = \psi_1;$$
$$\varphi_2 = \psi_1 + \psi_2;$$
$$\varphi_3 = \psi_1 + \psi_2 + \psi_3;$$
$$\ldots \quad \ldots$$
$$\varphi_i = \sum_1^i \psi_i.$$

Эвольвенты существующей кривой для этих же точек вычисляют по формуле

$$э_c = \sum_1^i d_i \varphi_i, \qquad \text{(VII.87)}$$

где d — длина отрезка кривой.

Так как

$$d = 20n,$$

где n — число 20-метровых отрезков между соседними пикетами (обычно $n=5$; в конечных хордах n может быть равно 3 или 4), то

$$\mathcal{Э}_{c_1} = 20n_1\varphi_1;$$
$$\mathcal{Э}_{c_2} = 20n_2\varphi_2 + \mathcal{Э}_{c_1} = 20(n_1\varphi_1 + n_2\varphi_2);$$
$$\mathcal{Э}_{c_3} = 20n_3\varphi_3 + \mathcal{Э}_{c_2} = 20(n_1\varphi_1 + n_2\varphi_2 + n_3\varphi_3);$$
$$\ldots \quad \ldots$$
$$\mathcal{Э}_{ci} = 20\sum_1^i n_i\varphi_i.$$

Для вычисления эвольвент плюсовых точек используют измеренные стрелки изгиба кривой. Приращение эвольвенты на 20-метровый отрезок составляет

$$\Delta\mathcal{Э} = d\cdot\varphi - \Delta f = 20\varphi - \Delta f, \qquad \text{(VII.88)}$$

где Δf — алгебраическая разность стрел изгиба соседних точек (см. рис. 129). Последовательно суммируя величины (VII.88), находят длины эвольвент для точек +20, +40, +60, +80:

$$\mathcal{Э}_c = \sum_1^n (20\varphi - \Delta f). \qquad \text{(VII.89)}$$

Так как в пределах каждого пикета $\Sigma\Delta f=0$ и, следовательно,

$$\sum_{1}^{n}(20\varphi-\Delta f)=20n\varphi, \qquad \text{(VII.90)}$$

то для пикетных точек должно соблюдаться равенство

$$\sum_{1}^{i}\sum_{1}^{n}(20\varphi_i-\Delta f)=20\sum_{1}^{i}n\varphi_i, \qquad \text{(VII.91)}$$

что является контролем вычисления эвольвент.

Для графического подсчета эвольвент строят угловую диаграмму (рис. 130), откладывая по горизонтальной оси 20-метровые отрезки кривой (в масштабе 1 : 1000) и по вертикальной — значение углов φ_i (в 1 *см* — 0,02 радиана). Полученные точки соединяют

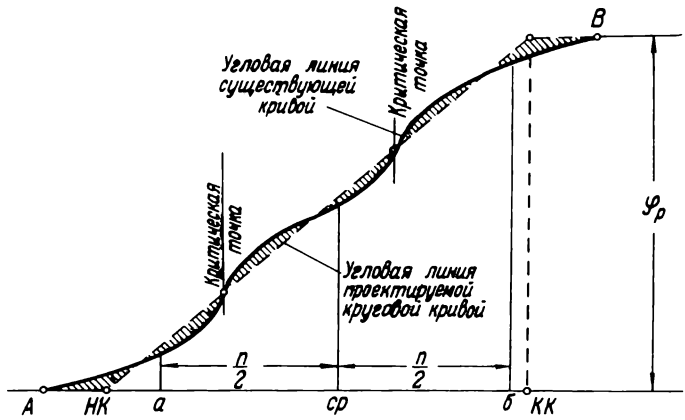


Рис. 130. Угловая диаграмма

плавной кривой. Площадь этой диаграммы от ее начала до каждой из плюсовых точек, определенная планиметром, выражает эвольвенту существующей кривой для этих точек.

При подборе радиуса кривой соблюдают условие, чтобы *общий угол поворота существующей кривой, образованный линиями тангенсов, был равен проектному* ($\varphi_c=\varphi_п$) *и кривая вновь подбираемого радиуса вписывалась в этот угол при минимальных сдвижках пути,* а в так называемых критических точках (на участках искусственных сооружений и др.) эти сдвижки должны быть близки к нулю.

Для отдельной хорды длиной b радиус круговой кривой R определяют по формуле

$$R=\frac{b}{2\sin\frac{\psi}{2}} \qquad \text{(VII.92)}$$

или приближенно

$$R \approx \frac{b^2}{8f},$$

где f — стрела изгиба в середине хорды. Из определений по нескольким хордам берут среднее.

Для всей кривой радиус может быть найден по формуле

$$R = \frac{2Э_к}{\varphi^2} = \frac{K^2}{2Э_к}, \qquad \text{(VII.93)}$$

где $Э_к$ — длина эвольвенты для конца кривой K; φ — общий угол поворота в радианах.

Более общей формулой, которую можно применять и при наличии переходных кривых, является *

$$R = \frac{100n^2}{Э_а + Э_б - 2Э_{ср}}, \qquad \text{(VII.94)}$$

где n — число 20-метровых отрезков между точками $а$ и $б$ (см. рис. 130), которые выбирают у концов переходных кривых с таким расчетом, чтобы n было четным числом; $Э_а$, $Э_б$, $Э_{ср}$ — длины эвольвент (площади угловых диаграмм) существующей кривой для точек $а$, $б$ и средней между ними.

Полученное значение R округляют до ближайшей стандартной величины и подсчитывают длину круговой кривой

$$K = R\varphi. \qquad \text{(VII.95)}$$

и пикетаж главных ее точек.

Как уже отмечалось, величина рихтовки в текущей точке кривой

$$\Delta l_i = Э_{п_i} - Э_{с_i}$$

или

$$\Delta l_i = \frac{s_i^2}{2R} - Э_{с_i}. \qquad \text{(VII.96)}$$

При этом, если $Э_п > Э_с$ и $\Delta l > 0$, то путь сдвигают во внутрь кривой; если $Э_п < Э_с$ и $\Delta l < 0$, то — наружу.

Так как при вписывании переходных кривых круговая кривая смещается внутрь на величину (см. § 36)

$$p = \frac{l^2}{24R},$$

то общая величина сдвижки при рихтовке пути равна:

а) в пределах сдвинутой круговой кривой

$$\Delta l_0 = \Delta l + p;$$

* А. Ф. Лютц, В. П. Сорокин. Геодезические работы в путевом хозяйстве. М., Трансжелдориздат, 1959.

б) в пределах второй половины переходной кривой от $s=\frac{l}{2}$ до примыкания к круговой кривой ($s=l$)

$$\Delta l_0 = \Delta l + \left(p - \frac{(l-s)^3}{6Rl}\right); \qquad \text{(VII.97)}$$

в) в пределах первой половины переходной кривой от ее соединения с прямой ($s=0$) до $s=\frac{l}{2}$

$$\Delta l_0 = \Delta l + \frac{s^3}{6Rl}, \qquad \text{(VII.98)}$$

где s — длина переходной кривой от ее начала до текущей точки.

Точность способа. Точность определения величин Δl рихтовки пути по формуле (VII.96) зависит главным образом от точности подсчета длины эвольвент существующего пути, так как длины проектных эвольвент могут быть вычислены с достаточной точностью, т. е.

$$m_{\Delta l} = m_{э_c}. \qquad \text{(VII.99)}$$

Определим ошибки подсчета эвольвент для пикетных точек. В формуле

$$э_{c_i} = \sum_1^i d_i \varphi_i,$$

где

$$\varphi_i = \sum_1^i \psi_i,$$

примем, что величины пикетов $d_1 = d_2 = \ldots = d_i = d$.

Тогда

$$э_{c_i} = d\,[\psi_1 + (\psi_1 + \psi_2) + \ldots + (\psi_1 + \psi_2 + \psi_3 + \ldots + \psi_i)]$$

или

$$э_{c_i} = d\,[\psi_1 i + \psi_2 (i-1) + \psi_3 (i-2) + \ldots + \psi_i]. \qquad \text{(VII.100)}$$

Ошибка функции (VII.100) равна

$$m^2_{э_c} = [\psi_1 i + \psi_2 (i-1) + \psi_3 (i-2) + \ldots + \psi_i]^2 m_d^2 +$$

$$+ d^2 [i^2 + (i-1)^2 + (i-2)^2 + \ldots + 1] \frac{m_\psi^2}{\rho^2}$$

при условии, что

$$m_{\psi_1} \approx m_{\psi_2} \approx m_{\psi_3} \approx \ldots \approx m_{\psi_i} = m_\psi.$$

Для конца кривой

$$\psi_1 i + \psi_2 (i-1) + \psi_3 (i-2) + \ldots + \psi_i = \frac{э_{c_к}}{d} = \frac{K^2}{2Rd}. \qquad \text{(а)}$$

Кроме того,

$$i^2+(i-1)^2+(i-2)^2+\ .\ .\ .+1=\frac{i\,(i+1)\,(2i+1)}{6}=\frac{i^2\,(i+1{,}5)}{3}. \qquad (б)$$

С учетом (а) и (б)

$$m_{э_к}^2=\left(\frac{K^2}{2R}\right)^2\left(\frac{m_d}{d}\right)^2+K^2\left(\frac{m_\psi}{\rho}\right)^2\frac{i+1{,}5}{3}, \qquad (VII.101)$$

где принято, что $di=K$.

Для $R=1000$ *м*; $K=400$ *м*; $i=4$; $\frac{m_d}{d}=1/2000$ и $m_\varphi=0'{,}5$ получим ошибку в длине эвольвенты для конца кривой

$$m_{э_к}=\sqrt{4^2+5{,}8^2\cdot 1{,}8}=\pm 8{,}8\ см.$$

Для эвольвент плюсовых точек к найденной величине ошибки прибавится еще ошибка определения разности стрел изгиба, которая в среднем не превышает ± 5 *мм*.

Для рихтовки пути по плавной кривой большое значение имеет ошибка взаимного смещения соседних плюсовых точек, т. е. ошибка в подсчете приращения эвольвенты на 20-метровом отрезке кривой.

Из формулы (VII.88) следует, что

$$m_{\Delta э}^2=m_d^2+\frac{d^2m_\varphi^2}{\rho^2}+m_{\Delta f}^2 \qquad (VII.102)$$

или

$$m_{\Delta э}^2=m_d^2+\frac{d^2\left(m_\psi\sqrt{i}\right)^2}{\rho^2}+\left(m_f\sqrt{2}\right)^2. \qquad (VII.103)$$

При $d=20$ *м*; $m_d=\pm 5$ *мм*; $m_\varphi=0'{,}5$; $i=4$; $m_f=\pm 3$ *мм* ошибка в приращении эвольвенты, т. е. в разности величин сдвижки пути на соседних плюсовых точках, составит

$$m_{\Delta э}=\sqrt{5^2+5{,}8^2+4{,}2^2}=\pm 8{,}7\ мм.$$

По техническим условиям требуется, чтобы средняя квадратическая ошибка m_φ определения суммарного угла поворота не превышала ± 2—$3'$, а приращения длины эвольвенты на 20-метровом отрезке $\pm 1{,}5$—2 *см*.

Фотограмметрический способ. В основе фотограмметрического способа, разработанного Ф. Д. Рабиновичем*, лежит принцип непосредственного измерения углов поворота оптических хорд путем совмещения изображения концов отрезков кривой на плановых

* Ф. Д. Рабинович. Прибор для съемки железнодорожных кривых на аэрофотоснимках. «Транспортное строительство», 1960, № 9.

крупномасштабных аэроснимках. Для построения оптических хорд в наблюдательную систему особого прибора для съемки кривых по аэроснимкам (ПСКА) помещена тонкая бипризма, смещающая изображение на определенную величину.

Бипризма скреплена с лимбом. При помощи ее вращения совмещают изображения противоположных концов дуг, измеряя при этом углы поворота φ_i элементарных хорд относительно начальной касательной,

$$\varphi_i = v_i - v_0,$$

где v_i и v_0 — отсчеты по лимбу прибора при совмещении изображения пути в соответствующих точках.

Длины эвольвент находят по обычной формуле (VII.87).

Прибор изготовлен в виде приставки к прецизионному стереометру. Кроме угломерной насадки, в прибор входит универсальная наблюдательная марка со сменными номограммами для разбивки пикетов (100-метровых отрезков в масштабе снимка) на элементарные отрезки (20 или 40 *м*).

Опыт фотограмметрической съемки путей показывает, что суммарная ошибка измерения по нетрансформированным аэроснимкам углов поворота φ не превышает в среднем $\pm 5'$, а средняя квадратическая ошибка вычисления приращения эвольвенты для элементарного отрезка кривой, снятой прибором ПСКА, на аэроснимках масштаба 1 : 2000—1 : 5000 составляет около $\pm 1{,}5$—2 *см*.

Одновременно со съемкой кривых составляют план пути и путевого хозяйства в масштабе 1 : 1000 и фотограмметрически определяют координаты необходимых точек, размеры междупутий, габариты приближений и др.

§ 45. Автоматизация разбивочных работ на дорожном строительстве

Земляные работы производят дорожно-строительными машинами глазомерно, по выставленным геодезическим знакам и поэтому точность этих работ весьма невысокая. Для достижения проектной отметки (с допуском ± 5 *см*) приходится часто восстанавливать разбивку строительных поперечников и многократно повторять перемещение земляных масс.

Чтобы повысить точность земляных работ и эффективность использования машин, предложен ряд способов автоматического или полуавтоматического ведения рабочего органа машины по заданному уклону, которые рассмотрены ниже.

1. **Применение нивелира-автомата.** В комплект землеройной машины включают нивелир-автомат, который в каждой текущей точке работы машины определяет отметку земли. При сравнении ее с проектной находится рабочая отметка, которая выполняется машиной. Сложность системы нивелир-автомата и главным обра-

зом недостаточная точность его показаний являются основными препятствиями для внедрения способа в производство.

2. **Применение электронного устройства с «нивелирной проволокой».** Вдоль трассы нивелиром устанавливают линию заданного уклона и закрепляют ее через 10—15 *м* визирками, через которые натягивают проволоку. При помощи индуктивного или электромеханического датчика направление (уклон) проволоки переносится в рабочий орган машины, который повторяет (копирует) этот уклон. Хотя способ и уточняет управление машиной, однако он ограничивает скорость ее движения и при большом числе разбивочных точек не обеспечивает необходимой точности работ.

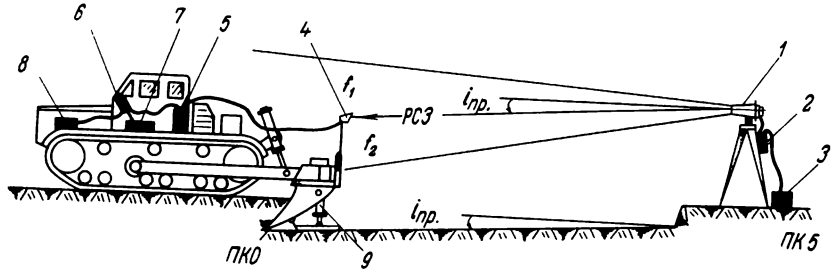


Рис. 131. Автоматизация земляных работ при помощи прибора ПУЛ
Направляющая станция:
1 — прожектор; *2* — преобразователь; *3* — аккумулятор;
Приемная станция: *4*— фотоприемник; *5*— усилитель; *6*— пульт управления; *7*— аккумулятор; *8* — генератор; *9* — гидроцилиндр рабочего органа

3. **Применение оптического прибора с заданным направлением луча.** Способ основан на принципе создания вдоль трассы оптического луча с равносигнальной зоной, являющейся плоскостью (или линией) проектного уклона. При смещении фотоприемника, установленного на рабочем органе машины, из равносигнальной зоны возникает сигнал рассогласования, который возвращает фотоприемник в эту зону и удерживает рабочий орган на проектном уклоне.

Прибор управления лучом (ПУЛ)* состоит из направляющей и приемной станций (рис. 131).

Направляющая станция представляет собой прожектор, создающий равносигнальную зону, с устройством для ее направления в пространство по заданному в проекте уклону. Свет от лампы прожектора двумя симметричными конденсорами направляется на соответствующие грани разделительной призмы, при этом световые потоки модулируются с частотами f_1 и f_2. Ребро призмы про-

* С. Т. Цуккерман. Автоматизация управления машинами при помощи оптического луча. Известия вузов, раздел «Приборостроение», вып. 3, 1966. М. А. Кардаев. Разработка методов применения ПУЛ при планировке земляного полотна автодорог. Автореферат канд. диссертации. М., МАДИ, 1967.

ектируется объективом направляющей станции как энергетическая равносигнальная зона, которая устанавливается на проектный уклон при помощи микрометренного устройства с уровнем. Луч наводится на приемную станцию по визиру и контролируется отсчетом по лимбу.

Приемная станция имеет трехлинзовый объектив, в фокальной плоскости которого находится фотоэлемент (фотодиод). В зависимости от положения объектива по отношению к равносигнальной плоскости в него попадает световой поток первой или второй частоты. Сигнал с фотодиода усиливается и поступает в селекторное устройство, которое служит для разделения напряжения разных частот, сравнения их по амплитуде и выработки управляющего сигнала. Последний подается на электромагниты гидропривода, который выводит приемник в равносигнальную зону, поддерживая таким образом рабочий орган на заданном уклоне.

Начальная установка прибора и машины состоит в следующем. На исходном пикете (например, 0) заглубляют рабочий орган машины на проектную отметку. Ось направляющей станции устанавливают на проектный уклон (на пикете *5*) и перемещают прибор на штативе до совмещения сетки визира с изображением объектива приемной станции. При дальнейшем передвижении машины уклон выдерживается автоматически равносигнальной плоскостью.

По азимуту машину ведут вручную, наблюдая вертикальную границу раздела красного и синего светофильтров, установленных в оптической схеме прожектора.

По опытным данным, средние квадратические отклонения отметок от проекта при управлении машины прибором ПУЛ-3 составляют ± 3 *см* при длине участка до 500 *м*. В плане курс машины выдерживается на таком расстоянии в среднем до ± 10 *см*.

В приборе ПУЛ-4 световой поток модулируется с тремя частотами f_1, f_2, f_3, и равносигнальная зона создается в виде весьма узкой полосы, близкой к прямой. Это дает возможность управлять машиной не только по заданному уклону, но и автоматически выдерживать ее курс по азимуту.

Представляет большой интерес ПУЛ повышенной точности, который предназначается для автоматического управления машинами по укладке рельсовых путей и рихтовке различных направляющих.

Для автоматического управления машинами на участках вертикальных кривых необходимо измерять расстояние до текущих точек и вводить соответствующие поправки в положение равносигнальной зоны.

Глава VIII

ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ ИЗЫСКАНИЯ И ПЕРЕНЕСЕНИЕ В НАТУРУ ПРОЕКТОВ МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ

§ 46. Выбор места перехода через водотоки

Переход водотока, особенно большого, представляет собой сложное инженерное сооружение (рис. 132), состоящее из моста *1*, включающего опоры и пролетное строение, подходов к мосту — земляных дамб *2*, системы регуляционных устройств *3*, предназначенных для плавного и безопасного пропуска водного потока через переход.

Проект мостового перехода разрабатывается на основе материалов комплексных изысканий, в процессе которых изучают гидрологию реки, геологические и топографические условия района перехода.

Изыскания больших мостовых переходов включают следующие виды работ.

1. Топографо-геодезические изыскания:

а) трассирование вариантов, выбор места перехода, закрепление;

б) составление ситуационного плана района перехода; съемка детального плана с промерами глубин;

в) определение длины мостового перехода; привязка опор к пикетажу трассы;

г) создание высотной основы; передача отметки через водоток;

д) построение мостовой триангуляции.

2. Гидрометрические изыскания:

а) определение отметок характерных уровней воды;

б) измерение скоростей течения, направления струй;

в) определение живого сечения, уклонов, расходов водотока и др.

3. Инженерно-геологические обследования:

а) геологическая съемка района перехода;

б) детальная геологическая разведка места перехода, составление геологического профиля;

в) разведка карьеров строительных материалов и др.

Изыскания начинают с камеральных работ. На основе изучения картографических материалов, гидрологических данных и изучения опыта эксплуатации существующих на водотоке мостовых переходов составляют предварительные соображения о месте

перехода и типе мостовых сооружений. Эти данные в дальнейшем уточняются в процессе предварительных и окончательных изысканий на местности.

Важнейшей задачей изысканий является выбор места мостового перехода. Выбранный мостовой переход должен хорошо увязываться с общим направлением трассы. Наиболее выгодное решение, когда ось мостового перехода совпадает с намеченным направлением трассы. Однако достигнуть этого удается сравнительно редко. Обычно, зная общее направление трассы, выбирают вблизи него на водотоке наиболее удачный переход и при помощи кривых сопрягают трассу с мостовым переходом. Трассу следует располагать на наиболее высоких местах поймы, чтобы уменьшить объемы земляных работ при возведении подходов; необходимо также избегать резких поворотов трассы в затопляемой части, не допуская образования «пазух», в которых могла бы в период паводка застаиваться вода. Кроме того, надо обратить внимание на то, чтобы при выходе из поймы на коренные берега рельеф местности был по возможности пологим и позволял провести сопряжение мостового перехода с трассой с соблюдением предельных уклонов.

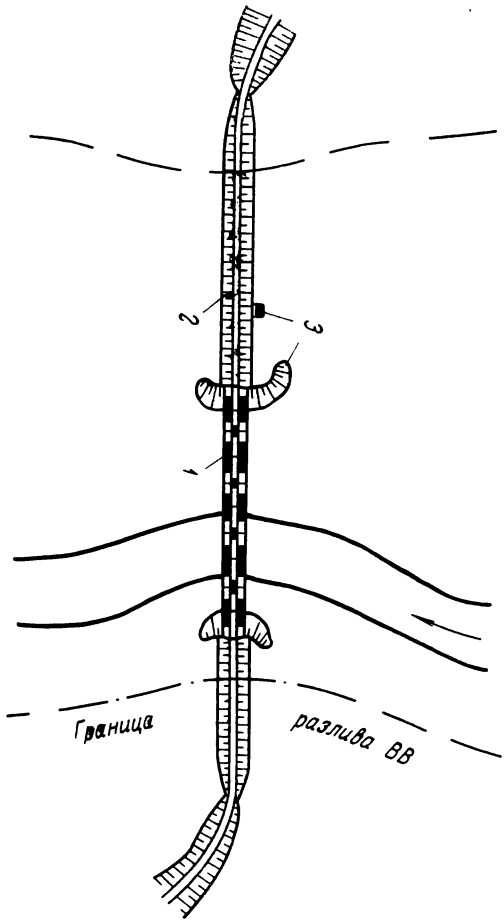


Рис. 132. Мостовой переход

При выборе места перехода водотока руководствуются следующими требованиями.

1. Ось перехода следует располагать нормально к направлению течения, причем участок реки в месте перехода дол-

жен быть по возможности прямолинейным, с параллельными направлениями потока в главном русле и на пойме, неизмененными в течение ряда лет при различных горизонтах воды. Желательно, чтобы отклонение оси мостового перехода от нормали к направлению течения не превышало 10°, а на судоходных и сплавных реках 5°. Однако если это приводит к большому излому трассы, то допускают косое пересечение, которое учитывается при расчете отверстия моста, проектировании опор и регуляционных сооружений.

2. Следует пересекать реку в самой узкой части поймы, на участке, где нет рукавов, отмелей, островов, вдали от перекатов, избегая мест с крутыми поворотами русла.

3. Место перехода должно иметь благоприятные геологические условия, по возможности с неглубоким залеганием коренных пород. Русло реки должно быть устойчивым и не меняться с течением времени. Следует избегать мест с оползневыми и карстовыми явлениями, с мокрыми косогорами, а на пойме — с озерами и староречьями.

Из намеченных вариантов мостового перехода выбирают тот, который при наименьших затратах удачно вписывается в основное направление трассы и, находясь в благоприятных геологических условиях, обеспечивает безопасный пропуск высоких вод и благоприятные условия для судоходства и сплава.

Выбранный мостовой переход закрепляют на обоих берегах и на подходах железобетонными знаками и определяют пикетажное значение точек крепления.

В отличие от переходов через крупные водотоки малые искусственные сооружения могут быть размещены при любых сопряжениях элементов плана и профиля дороги.

При изысканиях обычно стремятся расположить трассу перпендикулярно направлению водотока. Однако при этом не следует ее сильно искривлять. Часто бывает целесообразнее при пересечении малых водотоков устроить новое искусственное русло, перпендикулярное трассе, или применить косую укладку труб вдоль естественного тальвега, но не искривлять дороги.

Для расчета малого искусственного сооружения при производстве изысканий необходимо установить:

1) водосборную площадь водотока (бассейн);
2) длину бассейна и средний уклон тальвега или русла;
3) продольный уклон русла непосредственно у сооружения;
4) поперечный профиль водотока на месте перехода.

Кроме того, надо собрать сведения о залесенности и заболоченности бассейна, впитываемости грунтов и др.

Водосборная площадь определяется по имеющимся на данную территорию картам наиболее крупного масштаба. По горизонталям наносят водораздельную линию и планиметром изме-

ряют площадь бассейна. В процессе полевого трассирования бассейн обследуют и уточняют в натуре его контуры.

Наличие материалов аэрофотосъемки дает возможность определить водосборную площадь по фотопланам или фотосхемам, причем водораздельная линия и тальвег намечаются при стереоскопическом рассматривании аэроснимков.

На планах бассейнов выделяют бессточные участки и намечают главный тальвег, по которому протекает основная масса воды. По этому тальвегу измеряют длину бассейна от проектируемого искусственного сооружения до водораздельной линии и определяют по горизонталям или результатам нивелирования на местности средний уклон тальвега.

В месте перехода водотока перпендикулярно трассе составляют подробный поперечный профиль и определяют уклон русла на протяжении примерно 200 *м* вверх и 100 *м* вниз по течению от места перехода. Все работы в плановом и высотном отношениях привязываются к пикетажу основной трассы.

§ 47. Съемка мостового перехода

Для проектирования большого мостового перехода (длиной больше 100 *м*) составляют ситуационный план района перехода и детальный крупномасштабный план непосредственно участка строительства моста.

Ситуационный план служит основой для разработки вариантов мостового перехода и их сопряжения с трассой, выбора схемы расположения регуляционных сооружений, гидрометрических и морфометрических створов, для производства инженерно-геологической съемки. Этот план используют при составлении проекта организации строительных работ, проекта мостовой триангуляции и др.

Ситуационный план снимают в масштабе 1 : 5000 для средних рек (с шириной реки в межень до 500 *м*) и 1 : 10 000 для больших рек и захватывают участок вверх по течению от оси перехода на полторы ширины разлива реки и вниз по течению — на одну ширину разлива. По бокам снимают всю пойму до отметки, превышающей уровень высоких вод на 1—2 *м*.

По точности создания геодезической основы план может удовлетворять требованиям более мелкого масштаба съемки (1 : 10 000—1 : 25 000). Съемка может выполняться в местной системе плановых координат, но должна обеспечить, как правило, получение абсолютных отметок точек.

На ситуационном плане показывают главным образом контуры ситуации и элементы рельефа, влияющие на направление и скорость течения потока, а также элементы специальной нагрузки — постоянные и временные водомерные посты, намеченные гидро-

створы, увязанные с трассой варианты переходов, границы разлива вод при высоком историческом горизонте (ВИГ) и высоком паводке (ГВВ), зафиксированном на местности в процессе изысканий с указанием направления течений при этом паводке.

Съемка района перехода больших рек в масштабе 1 : 10 000, как правило, производится методом аэрофотограмметрии. Аэроснимки дают наиболее полное представление о месте перехода, степени меандрирования реки, интенсивности отложения наносов и подмывания берегов. Аэрофотосъемка в период паводка позволяет определить важнейшие гидрологические характеристики реки при высоком уровне воды.

Ситуационный план может быть также составлен на основании тахеометрической или мензульной съемки. В горных районах может быть применена наземная стереофотограмметрия.

Геодезической основой для съемки широких пойм служат аналитические сети в виде ряда треугольников с размещением пунктов на разных берегах. При съемке залесенных берегов применяют короткобазисный метод параллактической полигонометрии, располагая основной ход на одном берегу, а базисные жезлы — на другом. В горных долинах может быть использован метод геодезических засечек А. И. Дурнева, при этом основной ход прокладывают вдоль одной из террас реки, а боковые засекаемые пункты выбирают на высоких берегах.

При наличии на район перехода топографической карты масштаба 1 : 10 000—1 : 25 000 или фотопланов (уточненных фотосхем) ситуационный план может быть составлен в камеральных условиях с необходимыми дополнениями и исправлениями в натуре.

Крупномасштабный план перехода составляют для детального проектирования всех мостовых сооружений, а также для разработки проекта подходов трассы к мосту. Масштаб плана принимают 1 : 1000 с сечением рельефа горизонталями через 0,5 *м* при длине перехода до 300—500 *м* и 1 : 2000 с сечением рельефа через 1 *м* при большей длине. В съемку включают коренное русло и прилегающую пойму до отметки на 1—2 *м* выше расчетного горизонта высоких вод с учетом возможного подпора после строительства моста, а вверх и вниз 1—1,5 величины отверстия моста с таким расчетом, чтобы детально изобразить рельеф и ситуацию в местах, где проектируют мост, подходы, регуляционные сооружения, а при близком расположении — строительные площадки и базы.

Точность съемки и геодезического обоснования должна соответствовать требованиям масштаба плана. Съемка выполняется в системе координат мостового перехода и в той же системе высот, что и при съемке ситуационного плана.

Если район перехода снимался методом аэрофотосъемки, то эти материалы могут быть использованы и для составления круп-

номасштабного плана. При наземных методах в открытой пойме применяют мензульную или тахеометрическую съемку, а в закрытой — съемку по поперечникам. В обоих случаях основой для съемки служат нивелир-теодолитные магистрали, прокладываемые от оси перехода по обеим сторонам русла.

Если оба берега реки высокие или один из них высокий, а другой пологий с открытой поймой, то план перехода можно составить методом наземной стереофотограмметрической съемки. Для этого вдоль обоих берегов намечают места станций, чтобы с них заснять без разрывов противоположный берег вместе с полосой водной поверхности и чтобы их легко было привязать в плановом и высотном отношении к магистрали. При обработке стереопар рисовка рельефа и поперечные профили хорошо контролируются по отметкам уреза воды.

Промеры глубин выполняются зимой со льда, летом с лодки. В каждой промерной вертикали определяют: глубину реки, плановое положение вертикали, отметку уровня воды в момент промера. Глубину реки измеряют при помощи рейки (наметки) или речного эхолота. Плановое положение промерных вертикалей определяют засечками с некоторого базиса, расположенного на берегу и привязанного к магистрали.

При наличии фотоплана на участок мостового перехода задача планового определения промерных вертикалей несколько упрощается, так как отпадает необходимость в измерении базиса и привязке точек крепления поперечников к магистрали. Промерные поперечники (фотогалсы) намечают по фотоплану между четко изобразившимися контурными точками. На местности эти точки закрепляют вехами, в створе которых движется лодка. Промерные вертикали засекают инструментом, установленным на близкой контурной точке и ориентированным по какой-либо другой контурной точке (например, по вехе, закрепляющей фотогалс).

На широких реках для засечек промерных вертикалей применяют точные радиогеодезические системы с установкой на берегу в опорных точках базисных станций и задающей станции на подвижном катере.

В период промеров глубин на временных водомерных постах ведут наблюдения за колебаниями уровня воды. С учетом этих колебаний определяют отметки урезов воды на момент промерных работ. По результатам промеров вычисляют отметки дна (отметка горизонта воды минус глубина промера) и наносят их на план.

Промеряя глубины, необходимо иметь в виду, что водная поверхность реки имеет некоторый поперечный уклон, вызванный вращением Земли, влиянием центробежной силы на поворотах, действием бокового ветра и др.

Вследствие вращения Земли уровень воды у правых бере-

гов рек северного полушария несколько возвышен. Величина этого возвышения равна

$$h_в = \frac{2v\omega \sin \varphi}{g} s, \qquad \text{(VIII.1)}$$

где v — средняя скорость потока в *м/сек*; ω — угловая скорость вращения Земли ($7{,}29 \cdot 10^{-5}$ *1/сек*); φ — широта места; g — ускорение силы тяжести ($9{,}8$ *м/сек*^{2}); s — ширина реки.

При $v = 1$ *м/сек*; $\varphi = 55°$; $s = 1000$ *м* величина $h_в = 12$ *мм*.

На поворотах реки дополнительно возникает центробежная сила, под влиянием которой точки водной поверхности, расположенные с внешней стороны поворота, возвышаются над точками, расположенными с внутренней стороны. Величина этого возвышения может быть найдена по формуле

$$h_ц = \frac{v^2}{gR} s, \qquad \text{(VIII.2)}$$

здесь R — радиус поворота.

При $v = 1$ *м/сек*; $s = 1000$ *м*; $R = 3000$ *м* величина $h_ц$ около 33 *мм*, т. е. значительная величина, которую необходимо учитывать.

Резкое искажение поперечного профиля водной поверхности вызывается боковым ветром и быстрым изменением уровня воды в паводки. В последнем случае вследствие того, что скорость течения в середине потока больше, чем у берегов, средняя часть водной поверхности будет несколько приподнятой при резком подъеме воды и опущенной при сильном спаде воды. На больших реках величина этого подъема или спада воды может достигать 0,5 *м* и более.

При промерных работах на больших реках необходимо учитывать поперечный уклон реки и нивелировать урезы воды на обоих берегах.

§ 48. Определение длины мостового перехода

При проектировании мостового перехода необходимо знать расстояние между двумя исходными точками перехода, расположенными на противоположных берегах в незатопляемых местах. Это расстояние, называемое длиной мостового перехода, используется для аналитической привязки проекта мостовых сооружений к исходным точкам.

Точность измерения в натуре длины мостового перехода AB определяется необходимой точностью построения моста. Как известно, длина моста (рис. 133)

$$L = \sum_1^n l_i + \sum_1^{n-1} p_i + (q_1 + q_2), \qquad \text{(VIII.3)}$$

где l_i — расчетная длина пролетного строения;
p_i — расстояние между осями опорных частей смежных пролетных строений;
q — расстояние от осей опорных частей до шкафных стенок береговых устоев;
n — число пролетов моста.

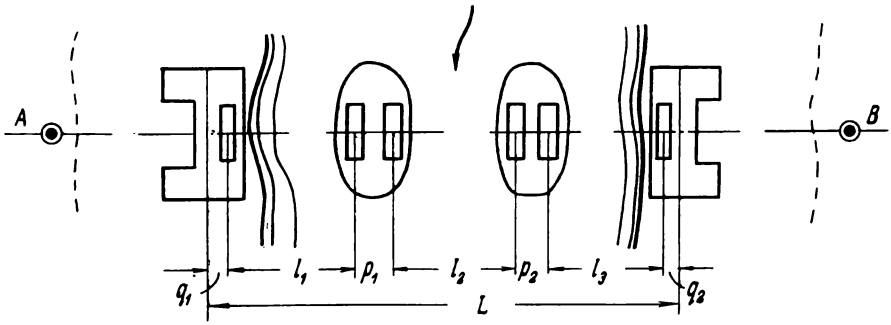


Рис. 133. Длина мостового перехода

При независимом порядке определения величин

$$m_L^2 = \sum_1^n m_{l_i}^2 + (n-1)m_p^2 + 2m_q^2, \qquad \text{(VIII.4)}$$

где $m_{l_i} = \frac{l}{T}$ — ошибка изготовления и монтажа пролетных строений (для сложных по конструкции мостов согласно СНиП принимают $m_l = \frac{l}{10\,000}$; для простых мостов $m_l = \frac{l}{6\,000}$), m_p — продольная ошибка взаимного положения двух смежных опорных частей (так как опорные части разбивают от центра мостовой опоры и ошибка установки каждой из них составляет в среднем ± 5 *мм*, то можно принять $m_p = 0{,}5\sqrt{2}см$); m_q — ошибка отложения расстояния q (около ± 5 *мм*).

Следовательно,

$$m_{L\,(см)}^2 = \sum_1^n \left(\frac{l_{i(см)}}{T}\right)^2 + (n-1)(0{,}5\sqrt{2})^2 + 2\cdot 0{,}5^2$$

или

$$m_{L\,(см)} = \sqrt{\sum_1^n \left(\frac{l_{i(см)}}{T}\right)^2 + \frac{n}{2}}. \qquad \text{(VIII.5)}$$

Для мостов с примерно равными длинами пролетов

$$m_{L(см)} = \sqrt{n m_{l(см)}^2 + \frac{n}{2}} \qquad \text{(VIII.6)}$$

или

$$m_{L\,(см)} = \sqrt{n\left[\left(\frac{l_{(см)}}{T}\right)^2 + \frac{1}{2}\right]}. \qquad \text{(VIII.6')}$$

Например, при средней длине $l=100$ *м*; $n=12$ ($L=1200$); $\frac{1}{T} = \frac{1}{10\,000}$ получим $m_L = \pm 4{,}2$ *см*;

$$\frac{m_L}{L} = \frac{1}{28\,800}.$$

Средняя квадратическая ошибка независимой разбивки отдельного пролета или центра отдельной мостовой опоры (см. § 15) составит

$$m_l = m_0 = \frac{m_L}{\sqrt{n}}. \qquad \text{(VIII.7)}$$

В нашем примере

$$m_0 = \pm \frac{4{,}2}{\sqrt{12}} = \pm 1{,}2 \text{ см}.$$

Длина мостового перехода может быть измерена непосредственно или определена при помощи параллактической полигонометрии или триангуляции.

Непосредственно длину перехода можно измерить с необходимой точностью точными светодальномерами. При расположении моста на суходоле, а в зимнее время по льду эти измерения могут выполняться шкаловыми лентами или инварными проволоками. На неглубоких реках иногда для измерения длины моста строят специальные подмостки на сваях с полочкой вверху для укладки ленты и полом внизу для прохода наблюдателей.

При применении параллактической полигонометрии важно правильно выбрать тип звена. Для случаев, когда посередине реки имеются острова, выбирают звено первого типа с базисом, расположенным посередине (на острове). Звено может быть симметричным (рис. 134, *а*) или несимметричным (рис. 134, *б*).

В симметричном звене длина линии $AB=s$ определяется по формуле

$$s = \frac{b}{2}\left(\operatorname{ctg}\frac{\varphi_1}{2} + \operatorname{ctg}\frac{\varphi_2}{2}\right); \qquad \text{(VIII.8)}$$

в несимметричном звене

$$s = b(\operatorname{ctg}\varphi_1 + \operatorname{ctg}\varphi_2). \qquad \text{(VIII.9)}$$

В обоих случаях точность определения длины моста можно подсчитать по формуле

$$\left(\frac{m_s}{s}\right)^2 = \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 + \left(\frac{s}{2b\sqrt{2}}\right)^2 \left(\frac{m_\varphi}{\rho''}\right)^2. \qquad \text{(VIII.10)}$$

В большинстве случаев приходится строить звено второго типа с расположением базиса на одном из берегов (рис. 134, *в*). Длина моста в этом случае

$$s = b \operatorname{ctg} \varphi, \qquad \text{(VIII.11)}$$

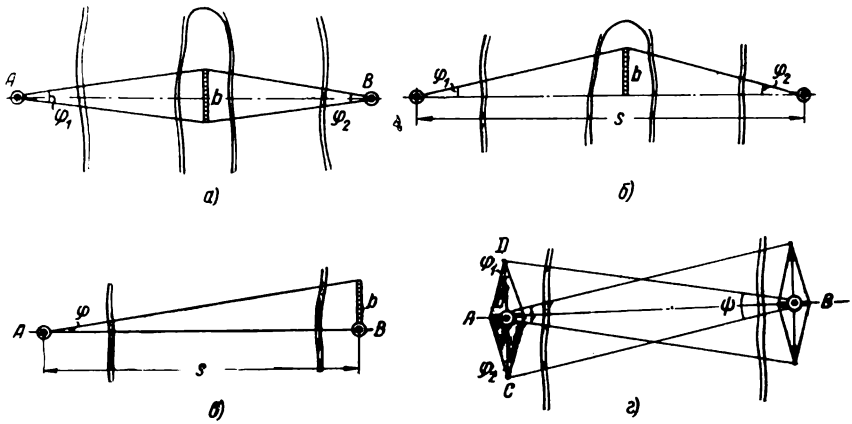


Рис. 134. Звенья параллактической полигонометрии

а относительная ошибка

$$\left(\frac{m_s}{s}\right)^2 = \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 + \left(\frac{s}{b}\right)^2 \left(\frac{m_\varphi}{\rho''}\right)^2. \qquad \text{(VIII.12)}$$

На больших реках для измерения длины мостового перехода применяют сложное звено (рис. 134, *г*).

Здесь длина большого базиса *CD* определяется посредством вспомогательного звена первого типа, в котором непосредственно измеряют малый базис *b*. Длина мостового перехода *AB* вычисляется по формуле

$$s = \frac{b}{4}\left(\operatorname{ctg}\frac{\varphi_1}{2} + \operatorname{ctg}\frac{\varphi_2}{2}\right)\operatorname{ctg}\frac{\psi}{2}. \qquad \text{(VIII.13)}$$

Согласно теории ошибок, средняя квадратическая ошибка определения расстояния *s* для этого типа звена будет

$$m_s^2 = \left(\frac{s}{b}\right)^2 m_b^2 + \frac{1}{2}\left(\frac{s}{\sin\varphi}\right)^2 \frac{m_\varphi^2}{\rho^2} + \left(\frac{sl}{\sin\psi}\right)^2 \frac{m_\psi^2}{\rho^2}$$

или

$$\left(\frac{m_s}{s}\right)^2 = \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 + \frac{1}{2}\left(\frac{m_\varphi}{\rho \sin \varphi}\right)^2 + \left(\frac{m_\psi}{\rho \sin \psi}\right)^2; \quad \text{(VIII.14)}$$

здесь m_b — средняя квадратическая ошибка измерения базиса;
m_φ — средняя квадратическая ошибка измерения параллактических углов φ_1 и φ_2;
m_ψ — средняя квадратическая ошибка измерения параллактического угла ψ.

Кроме того, принято, что в симметричном звене

$$\sin \varphi_1 \approx \sin \varphi_2 = \sin \varphi.$$

Обозначив длину большого базиса $CD = l$ и полагая, что

$$\sin \varphi \approx \frac{2b}{l}$$

и

$$\sin \varphi \approx \frac{l}{s},$$

окончательно получим

$$\left(\frac{m_s}{s}\right)^2 = \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 + \left(\frac{l}{2b\sqrt{2}}\right)^2 \frac{m_\varphi^2}{\rho^2} + \left(\frac{s}{l}\right)^2 \frac{m_\psi^2}{\rho^2}. \quad \text{(VIII.15)}$$

Для более надежного определения длины мостового перехода такие звенья строят на двух берегах и расстояние s получают дважды, что служит хорошим контролем и повышает точность работы.

В качестве базиса обычно используют 24- или 48-метровые пролеты, измеряемые инварной проволокой.

Для примера примем, что $\frac{m_в}{b} = \frac{1}{100\,000}$; $b = 24$ *м*; $s = 1200$ *м*; $l = 300$ *м*; $m_\varphi = \pm 1''$; $m_\psi = \pm 1''$, 2. Тогда по формуле (VIII.15) найдем, что $\frac{m_s}{s} = \frac{1}{30\,000}$.

Точность определения расстояния с двух берегов повысится примерно в $\sqrt{2}$ и составит в этом случае

$$\left(\frac{m_s}{s}\right)_{ср} = \frac{1}{30\,000\sqrt{2}} \approx \frac{1}{42\,000},$$

что вполне удовлетворяет требованиям точности определения длин мостовых переходов.

В производственной практике наиболее широкое распространение имеет способ измерения длины большого мостового перехода при помощи триангуляции. Сеть строят в виде одного-

двух геодезических четырехугольников. Базисные стороны измеряют с относительной ошибкой 1/200 000—1/300 000; углы в треугольниках — с ошибкой ±1—2″. Подробные сведения об этом способе изложены в § 53.

§ 49. Передача отметок через большие водотоки

Согласно требованиям СНиП для мостовых переходов длиной более 300 *м* на каждом берегу должны быть установлены не менее двух постоянных реперов, при этом предельная ошибка в определении их отметок относительно исходного не должна превышать ±10 *мм*.

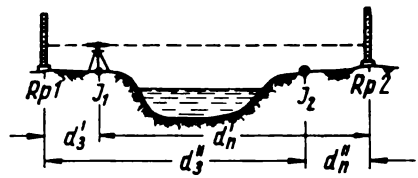


Рис. 135. Передача отметок через реку геометрическим нивелированием

Реперы, расположенные на разных берегах реки, должны быть связаны невелированием, т. е. при изысканиях мостовых переходов необходимо передавать отметки через водное пространство. Передачу отметки производят зимой по льду обычным нивелированием, через воду — методом двойного нивелирования, тригонометрическим или гидростатическим нивелированием.

Нивелирование по льду. Для нивелирования зимой в лед вмораживают колья, на которых устанавливают ножки штатива инструмента и рейки.

Однако лед имеет подвижки по высоте, которые особенно значительны на середине реки, поэтому нивелирование по льду обычно не дает удовлетворительных результатов.

Чтобы произвести одновременное нивелирование по льду несколькими наблюдателями, реку разбивают на участки для каждого нивелира, например шириной по 200 *м*, и вмораживают колья для штатива и реек. По сигналу берут отсчеты на задние, передние и снова на задние рейки. Отсчитывая по рейкам несколько раз, можно добиться хороших результатов.

Двойное геометрическое нивелирование. Летом отметки через реку передают двойным нивелированием. Перед нивелированием на обоих берегах закладывают реперы *Rp1* и *Rp2* в местах, где визирный луч проходил бы не ниже 2—3 *м* над землей, и в 10—30 *м* от них выбирают станции для нивелира J_1 и J_2 (рис. 135). При этом должно соблюдаться равенство расстояний:

$$J_1 Rp\,1 = J_2 Rp\,2,$$

$$J_1 Rp\,2 = J_2 Rp\,1.$$

Установив нивелир в точке J_1, берут отсчет $З_1$ по ближней задней рейке, установленной на реперe *Rp1*, и после перемены фокусировки — отсчет $П_1$ по дальней рейке, установленной на репере *Rp2*. Затем инструмент снимают и осторожно, чтобы не нарушить фокусировки трубы, перевозят его на другой берег и устанавливают на второй станции J_2. Не меняя прежней фокусировки, берут отсчет $З_2$ по дальней (задней) рейке и затем отсчет $П_2$ по ближней (передней) рейке. На этом заканчивается один прием. Таких приемов делают несколько в зависимости от ширины реки и требуемой точности передачи отметки.

Отсчеты по дальней рейке производят при помощи передвижных щитков с утолщенными штрихами.

Так как при методе двойного нивелирования резко нарушено равенство расстояний до передней и задней реек, то, следовательно, полученные превышения будут сильно искажены влиянием кривизны Земли и рефракции, а также влиянием непараллельности визирной оси трубы и оси уровня. Главным образом будут искажены отсчеты по дальней рейке. Отсчеты по ближней рейке в связи с небольшим расстоянием до нее искажаются незначительно.

Превышение из первого полуприема

$$h_1 = З_1 - П_1. \qquad (а)$$

Отсчеты по рейке $З_1$ и $П_1$ можно представить в виде

$$З_1 = a_1 + d'_З \operatorname{tg} i_1, \qquad (б)$$

$$П_1 = b_1 + d'_П \operatorname{tg} i_1 + f_1, \qquad (в)$$

где a_1 и b_1 — отсчеты по рейке без влияния искажений;

$d \operatorname{tg} i_1$ — влияние угла i между осью уровня и визирной осью трубы;

f_1 — влияние кривизны Земли и рефракции; в отсчете на ближнюю рейку этим влиянием можно пренебречь.

Подставляя значения отсчетов $З_1$ и $П_1$ из (б) и (в) в (а), получим

$$h_1 = a_1 - b_1 + (d'_З - d'_П) \operatorname{tg} i_1 - f_1. \qquad (г)$$

Превышение из второго полуприема, когда инструмент перевезен через реку,

$$h_2 = З_2 - П_2. \qquad (д)$$

Аналогично предыдущему можно представить, что

$$З_2 = a_2 + d''_З \operatorname{tg} i_2 + f_2;$$

$$П_2 = b_2 + d''_П \operatorname{tg} i_2.$$

С учетом этого

$$h_2 = a_2 - b_2 + (d''_З - d''_П) \operatorname{tg} i_2 + f_2. \qquad (е)$$

Среднее превышение между реперами *Rp1* и *Rp2* из первого приема будет

$$h = \frac{h_1 + h_2}{2}. \qquad (ж)$$

Подставив в выражение (ж) значения h_1 и h_2 из (г) и (е) и принимая во внимание, что при двойном нивелировании соблюдается равенство расстояний $d'_З = d''_П$ и $d'_П = d''_З$, получим

$$h = \frac{(a_1 - b_1) + (a_2 - b_2)}{2} + \frac{1}{2}\{d'_З(\operatorname{tg} i_1 - \operatorname{tg} i_2) + d'_П(\operatorname{tg} i_2 - \operatorname{tg} i_1) + (f_2 - f_1)\}. \qquad (VIII.16)$$

Из анализа формулы (VIII.16) видно, что если при наблюдениях на первой и на второй станциях *угол между осью уровня и визирной осью не изменялся* ($i_1 = i_2$) и *если влияние рефракции сохраняло свою величину и знак* ($f_1 = f_2$), *то среднее превышение в приеме свободно от ошибок, вызванных влиянием этих факторов,*

$$h = \frac{(a_1 - b_1) + (a_2 - b_2)}{2}. \qquad (VIII.16')$$

Уже незначительные изменения угла i между полуприемами вызывают ощутимые систематические ошибки в превышениях, например при изменении угла i на $2''$ и ширине реки 1000 *м*

$$\Delta h_i = \frac{1}{2} d(\operatorname{tg} i_2 - \operatorname{tg} i_1) = \frac{1}{2} d \frac{i_2 - i_1}{\rho} = 5 \text{ мм}.$$

Поэтому надо принимать все меры предосторожности, чтобы под влиянием температуры или сотрясений при перевозке инструмента не изменялась величина угла i.

По опытным данным ЦНИИГАиК, изменение температуры на 1° С вызывает изменение величины i в среднем на $0'',5$. Во время передачи отметок надо тщательно определять угол i и стремиться свести его до незначительной величины.

Каждый прием необходимо проводить в возможно короткое время при одинаковых внешних условиях, чтобы рефракционные влияния на разных берегах были примерно одинаковы. Кроме того, для ослабления влияния рефракции передачу отметок следует производить одновременно двумя нивелирами с противоположных берегов, меняя затем инструменты местами.

Тригонометрическое нивелирование. Для передачи отметок этим методом зенитные расстояния измеряют точными оптическими теодолитами в период спокойных изображений. Наблюдение выполняют в прямом и обратном направлениях одновременно

двумя инструментами. Высотные точки A и B (рис. 136), между которыми передается отметка через реку, являются пунктами мостовой триангуляции и оборудуются как реперы.

Теодолиты и визирные цели помещают в вершинах параллелограмма, соблюдая равенство расстояний AD и BC. Желательно, чтобы длина их не превышала 3 *м*. В качестве визирных целей используют три марки с утолщенным штрихом, укрепляя их на рейке (верхнюю, среднюю и нижнюю) и тщательно совмещая их оси с соответствующими штрихами рейки. В точках A и B рейки устанавливают отвесно и закрепляют растяжками.

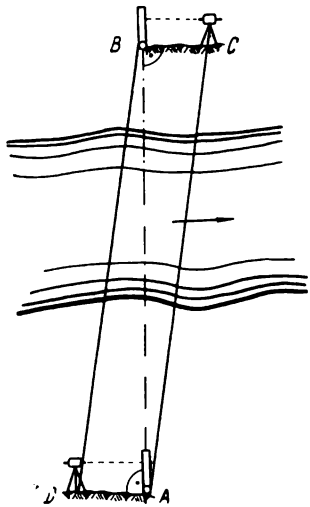


Рис. 136. Тригонометрическое нивелирование

Определив место зенита (M_z) теодолита и установив на вертикальном круге отсчет $90°+M_z$, одновременно на обоих берегах наводят зрительную трубу на ближнюю рейку и, приведя уровень при вертикальном круге на нульпункт, производят отсчет по ней. Этот отсчет и будет соответствовать высоте инструмента i над репером. Зенитные расстояния измеряют на утолщенные штрихи дальней рейки при КП и КЛ, выполняя два-три приема.

Закончив измерения на одном берегу, теодолиты перевозят через реку и меняют их местами. Наблюдения с противоположного берега начинают с измерений зенитных расстояний на дальние рейки и заканчивают определением высот инструментов.

Для двустороннего тригонометрического нивелирования

$$h = s \operatorname{tg} \frac{z_2 - z_1}{2} + \frac{l_1 + i_1}{2} - \frac{l_2 + i_2}{2}, \qquad \text{(VIII.17)}$$

где z_1 и z_2 — зенитные расстояния одноименных визирных целей, одновременно измеренные разными теодолитами; l_1 и l_2 — высоты одноименных визирных целей над пяткой рейки, i_1 и i_2 — высоты инструментов над реперами A и B; s — расстояние между реперами A и B, определяемое из мостовой триангуляции.

Из всех полученных превышений образуют среднее и по уклонениям от последнего оценивают точность передачи высот.

Гидростатическое нивелирование. Точная передача отметки через очень большие водные преграды может быть осуществлена методом гидростатического нивелирования (см. § 24). По дну водотока прокладывают прочный шланг, который наполняют водой под большим давлением, чтобы в нем не оставалось пузырьков воз-

духа. В концы шланга вставляют стеклянные трубки с делениями и укрепляют на береговых столбах (рис. 137).

На расстоянии одной нивелирной станции от столбов в устойчивых местах устанавливают реперы *Rp1* и *Rp2*. При наблюдениях считают, что мениски жидкости в трубках № 1 и № 2 лежат в одной уровенной поверхности и при помощи двух нивелиров

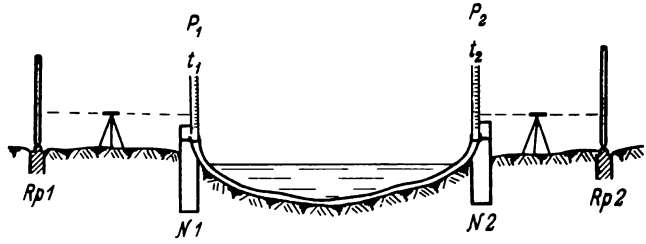


Рис. 137. Схема гидростатического нивелирования

связывают эту поверхность с реперами *Rp1* и *Rp2*. Наблюдения ведут через определенные интервалы времени. Одновременно на каждом берегу измеряют давление, а также температуру воздуха и воды, чтобы при необходимости можно было в результаты ввести поправки. Из многих наблюдений берут среднее. В благоприятных условиях этот метод обеспечивает передачу отметки через большие водные преграды с ошибкой в несколько миллиметров.

§ 50. Мостовая триангуляция

Проект сети. Для разбивки мостовых сооружений на больших переходах развивают специальную геодезическую сеть в виде мостовой триангуляции. Эта сеть одновременно используется и для определения длины мостового перехода.

Формы сетей мостовой триангуляции могут быть различные в зависимости от рельефа и ситуации места перехода. Наиболее часто это простой или сдвоенный геодезический четырехугольник с двумя базисами, измеренными на противоположных берегах. Типовые схемы сетей показаны на рис. 138.

Точность мостовой триангуляции должна быть такой, чтобы средние квадратические ошибки в положении центров мостовых опор, засекаемых с пунктов этой триангуляции, и в длинах пролетов не превышали $\pm 1{,}5$—2 *см*. Отсюда ошибки в положении пунктов мостовой триангуляции как исходной опоры желательно иметь в 1,5—2 раза меньше, т. е. в среднем около ± 1 *см*.

Проект мостовой триангуляции составляют на плане перехода в результате тщательного изучения проекта мостовых соору-

жений и плана организации строительно-монтажных работ, а также материалов инженерно-геологической съемки. Пункты триангуляции располагают в незатопляемых и геологически устойчивых местах с таким расчетом, чтобы с них было удобно вести разбивку центров опор и основных точек регуляционных сооружений с наибольшей точностью.

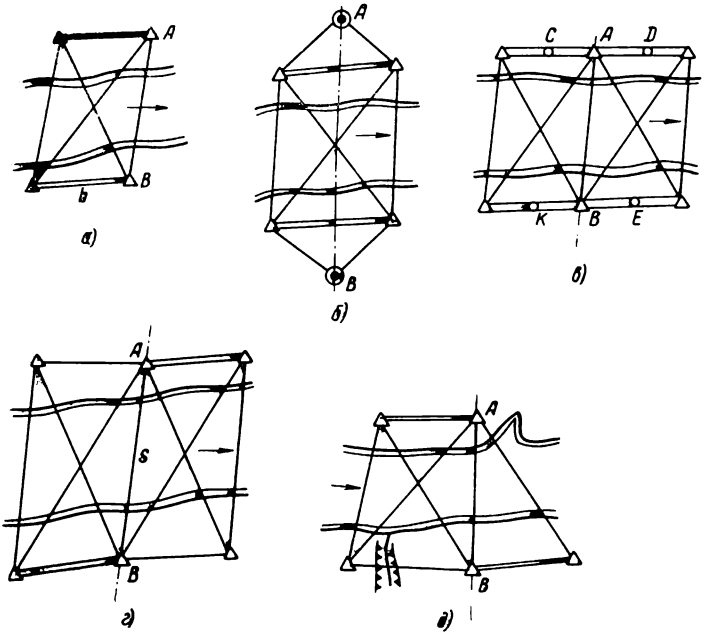


Рис. 138. Типовые схемы мостовой триангуляции

В сети проектируют два базиса. В качестве базисов обычно измеряют стороны сети, расположенные примерно перпендикулярно к оси перехода.

В сеть включают исходные точки мостового перехода *A* и *B*, которые, как правило, являются конечными пунктами базисов. В крайнем случае их связывают с базисами дополнительными построениями (рис. 138, *б*).

Обычно между пунктами мостовой триангуляции обеспечивается взаимная видимость при наблюдениях с земли, и тригонометрические знаки на суше строят в виде небольших пирамид высотой 4—6 *м*. Центрами служат железобетонные знаки, закладываемые на глубину 2 *м*. При закладке центра особенно тщательно сводится к нулю редукция знака.

В качестве знаков можно рекомендовать бетонные туры или

трубчатые столбы, возвышающиеся над поверхностью на 2 *м*. В верхнем торце знак имеет приспособление для точного центрирования теодолита и визирной цели.

При строительстве мостов через большие водные преграды (озера, проливы и т. п.) пункты триангуляции приходится строить не только на берегах, но и в воде, чтобы создать удобную основу для разбивки опор. В этом случае мостовая триангуляция развивается в виде центральных систем с базисами, расположенными на противоположных берегах, а пункты, устанавливаемые в воде, строятся на прочно забитых сваях с защитой от ледохода.

Предварительный расчет проекта мостовой триангуляции производят по формулам оценки точности элементов ряда, уравненного за условия фигур и базисов. Уточненные расчеты выполняют путем решения весовых функций для стороны сети между исходными точками (длины мостового перехода) и для абсциссы и ординаты одного-двух пунктов, наиболее удаленных от исходного.

Определив из решения системы нормальных уравнений величину $\frac{1}{P_F}$, т. е. обратный вес элемента сети после уравнивания, и имея заданную среднюю квадратическую ошибку m_F определения элемента согласно техническим требованиям, можно найти среднюю квадратическую ошибку μ единицы веса

$$\mu = \frac{m_F}{\sqrt{\frac{1}{P_F}}} \qquad \text{(VIII.18)}$$

и необходимую точность угловых измерений в сети

$$m_{\text{изм}} = \mu \sqrt{\frac{n}{K}}, \qquad \text{(VIII.19)}$$

где K — число необходимых измерений в сети для определения координат пунктов; n — число выполненных измерений.

Зная среднюю квадратическую ошибку измерения m_t с учетом влияния внешних условий и всех других источников ошибок, для инструмента, который будет применяться в наблюдениях, можно подсчитать минимально необходимое количество приемов при угловых измерениях по приближенной формуле *

$$i = \frac{m_t^2}{m_{\text{изм}}^2}. \qquad \text{(VIII.20)}$$

---

* Указанный способ расчета мостовой триангуляции предложен С. А. Бутлером. Им же составлены номограммы для подсчета величин $\sqrt{\frac{1}{P_F}}$ в типовых фигурах.

Например, для пункта A сети, изображенной на рис. 138, *г* при длине перехода в 1 *км*, $\sqrt{\frac{1}{P_F}} = 0{,}5$ *см/сек* примем $m_{F_s} = \pm 1$ *см*. Тогда

$$\mu = \frac{m_F}{\sqrt{\frac{1}{P_F}}} = \frac{1}{\sqrt{0{,}5}} = \pm 1'',4.$$

Число необходимых измерений в сети $K=9$, выполненных $n=18$, и

$$m_{изм} = \mu \sqrt{\frac{n}{K}} = 1'',4 \sqrt{\frac{18}{9}} = \pm 2''.$$

Для точного оптического теодолита при ошибке измерения угла одним приемом $m_t = \pm 5''$ количество приемов наблюдений

$$i = \frac{m_t^2}{m_{изм}^2} = \frac{25}{4} \cong 6.$$

Построение сети. При рекогносцировке сети на местности уточняют геологические условия в местах установки знаков и взаимную видимость между ними при высоте прохождения визирного луча над препятствиями по возможности не менее 3 *м*. Особо обращается внимание на то, как будет обеспечиваться видимость с пунктов триангуляции на мостовые опоры в процессе строительства. Проверяют базисы, располагая их в местах, пригодных для проведения точных линейных измерений.

Базисные стороны измеряют инварными проволоками или точными светодальномерами. На больших переходах относительная ошибка измерения базисов не должна превышать в среднем 1 : 200 000—1 : 300 000.

В мостовую триангуляцию, как разбивочную сеть, не вводят редукционных поправок (см. § 18).

Углы измеряют оптическими теодолитами типа Т1 или Т2. Средняя квадратическая ошибка измерения угла составляет 1—2″ в зависимости от длины мостового перехода. Наблюдения выполняют при строгом центрировании теодолита и визирных целей.

Следует иметь в виду, что в мостовой триангуляции углы приходится измерять в неблагоприятных условиях, при весьма неоднородном поле рефракции. Часть направлений проходит над сушей, часть над водной поверхностью, где, как правило, температурные градиенты направлены по-разному. Для уменьшения влияния боковой рефракции стремятся поднимать высоту визирного луча над поверхностью воды и земли, чередуют

утренние и вечерние, а иногда и ночные наблюдения, отдают предпочтение наблюдениям в пасмурные дни при легком ветре.

Мостовая триангуляция вычисляется как самостоятельная сеть. За начало координат обычно принимают одну из исходных точек. Ось мостового перехода принимают за ось абсцисс и азимут этой линии условно считают равным нулю.

При наличии вблизи мостового перехода пунктов государственной опорной сети мостовая триангуляция привязывается к ней, чтобы можно было вычислить геодезические координаты пунктов.

§ 51. Разбивка центров мостовых опор

Восстановление трассы перехода. Для строительства мостового перехода на местности определяют и закрепляют положение центров отдельных опор и осей регуляционных устройств и подходов, а также производят детальную плановую и высотную разбивки этих сооружений при их возведении и монтаже пролетного строения. Наиболее сложной и ответственной из этих работ является разбивка центров мостовых опор.

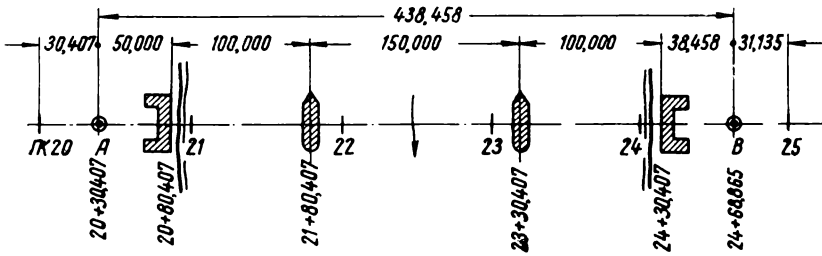


Рис. 139. Привязка исходных точек к пикетажу трассы

Перед началом разбивочных работ восстанавливают трассу: уточняют пикетаж на участке перехода, проверяют сопряжение перехода с подходами, контролируют положение пунктов мостовой триангуляции и отметки нивелирной сети, повторяют передачу высот через водную поверхность.

Положение опор моста на местности определяется привязкой к исходным точкам *A* и *B* и общим пикетажем трассы (рис. 139).

Непосредственная разбивка опор. При расположении моста на суходоле или в случае разбивки в зимнее время по льду плановое положение центров опор может быть определено путем непосредственного откладывания проектных расстояний от исходных точек по продольной оси моста. Для повышения точности линейные измерения выполняют шкаловыми лентами или рулетками по специально сооруженным горизонтальным мосткам. Натяжение мерных приборов задается динамометром.

Поправки за температуру и компарирование мерного прибора вводят в измерительную величину каждого пролета.

Намеченные центры опор сносят на землю и закрепляют створными плоскостями. При разбивке по льду знаки крепления устанавливают на берегах, вне зоны затопления.

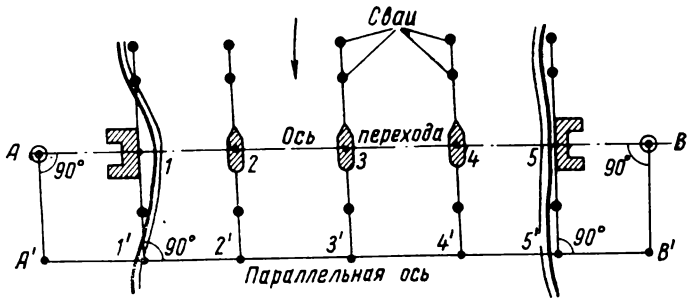


Рис. 140. Параллельная ось

Аналогичный метод можно применить при разбивке опор многопролетных мостов на неглубоких и несудоходных реках и проливах. В этом случае мостки строят не по оси перехода, а сдвигают их параллельно оси на некоторую величину, чтобы они не попадали в зону строительных работ и сохранились на все время строительства.

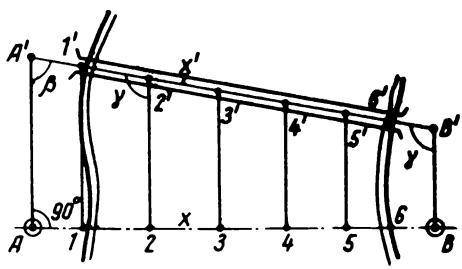


Рис. 141. Непараллельная ось

Исходные точки A и B (рис. 140) при помощи теодолита переносят под прямым углом к оси мостового перехода на ось мостков (параллельную ось). От полученных точек A' и B' как исходных разбивают проекции центров опор (точки $1'$, $2'$, $3'$, ...). Установив в каждой из полученных точек теодолит и задав перпендикуляр к оси $A'B'$, находят направление продольной оси опоры, которое в пересечении с осью мостового перехода AB дает положение центра опоры.

Продольная ось опоры закрепляется сваями, как показано на рис. 140. Одну сваю забивают со стороны параллельной оси и две с противоположной стороны оси перехода. Это дает возможность легко выносить продольную ось на строящуюся опору и в том случае, когда прямая видимость между первой и второй сваями нарушится.

При наличии вблизи мостового перехода старого моста последний может быть использован при разбивке осей опор. Так как обычно ось старого моста и строящегося не параллельны между собой, то, спроектировав на ось моста под прямым углом к оси перехода исходные точки A' и B', измеряют в них углы β и γ (рис. 141). По этим углам перевычисляют расстояние между опорами вдоль вспомогательной оси $A'B'$ ($\beta+\gamma=180$)

$$x' = \frac{x^4}{\sin\beta}, \qquad \text{(VIII.21)}$$

где x — расстояние между центрами опор по продольной оси перехода; x' — расстояние между центрами опор по оси существующего моста.

Применение прямой угловой засечки. При переходах через большие судоходные реки разбивка центров мостовых опор, как правило, производится методом прямых угловых засечек с пунктов мостовой триангуляции (см. § 19).

Для разбивки мостовых опор методом угловых засечек предварительно составляют генеральный разбивочный чертеж. На него в установленном масштабе наносят исходные точки, привязанные к пикетажу трассы, пункты мостовой триангуляции с указанием дирекционных углов сторон, дополнительные пункты на базисах и центры опор с указанием расстояний между ними. На чертеже показывают, с каких именно пунктов триангуляции разбивается центр каждой опоры, и выписывают величины разбивочных углов, которые вычисляют по разности соответствующих дирекционных углов.

Центр каждой опоры должен засекаться минимум с трех твердых точек: с двух пунктов триангуляции и с одной исходной точки (A или B).

При сооружении речных опор предварительно намечают примерное положение центров опор и закрепляют их плавающими в воде вехами. Затем в местах установки вех отсыпают островки, на которых разбивают точное положение центров опор.

На определяемой опоре устанавливают визирную марку с оптическим или жестким центриром. По указаниям наблюдателя визирную марку перемещают, добиваясь совмещения оси марки с коллимационной плоскостью теодолита, задающего разбивочный угол. Полученная таким образом точка, находящаяся на пересечении визирных лучей двух теодолитов, проектируется при помощи центрира на землю и закрепляется. Аналогично находится точка при втором положении круга инструмента. Точку, расположенную посередине между этими двумя точками, принимают за центр опоры.

Для контроля работы и повышения точности устанавливают третий теодолит в исходной точке и проверяют, находится ли най-

денный центр опоры на продольной оси мостового перехода. Если точка отходит от центра на расстояние, не превышающее допустимой ошибки засечки (в среднем 1,5—2 *см*), то центр смещают на ось перехода. В противном случае прямую засечку уточняют, применяя способ замкнутого треугольника.

Так как в процессе строительства моста центры опор приходится восстанавливать несколько раз, то, найдя окончательное их положение, следует продолжить направления засечки с пунктов триангуляции и закрепить их на противоположном берегу специальными визирными знаками.

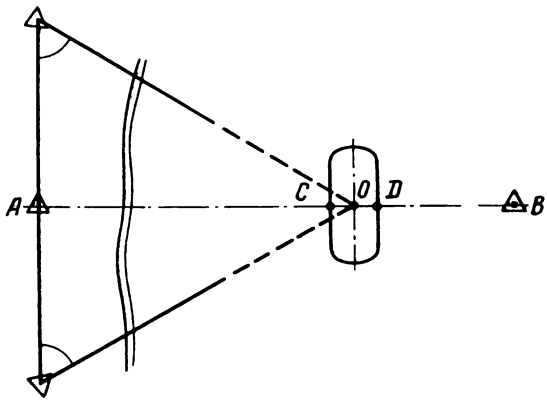


Рис. 142. Установка в проектное положение камеры на плаву

На глубоких реках основание опоры устанавливается на плаву. Установка оснований на плаву является довольно трудоемким процессом. Камеру подвозят к месту, закрепленному в результате предварительной разбивки плавающей вехой, и примерно устанавливают ее. Затем в центре камеры (точка *O*, рис. 142) и на обшивках вдоль поперечной оси (точки *C* и *D*) укрепляют визирные марки. По этим маркам тремя теодолитами уточняют положение основания; теодолитом, установленным в одной из исходных точек, стремятся установить поперечную ось камеры в створе оси мостового перехода; одновременно засечками с двух пунктов триангуляции добиваются, чтобы ее центр совпадал с проектным положением центра опоры. Камеру при этом смещают и разворачивают согласно указаниям наблюдателей у теодолитов, которые обычно передают по телефону или радио.

Применение светодальномеров. Центры опор могут быть определены точными светодальномерами, без построения мостовой триангуляции. Разбивочными элементами в этом случае являются проектные расстояния от исходной точки, где установлен инструмент, до определяемых центров опор. Разбивку выполняют способом редуцирования.

Оптическим дальномером намечают места положения опор и отсыпают в них небольшие острова или на глубоких реках ставят на сваях вышки. Строго в створе мостового перехода намечают на островах точки установки отражателей и светодальномером из-

меряют точное расстояние до них от первой исходной точки. Расстояния приводят к горизонтальному проложению и сравнивают с проектными. Найденные поправки откладывают в соответствующие стороны по оси перехода и полученные точки закрепляют, как центры опор.

Если исходная точка находится очень близко к первой опоре, то светодальномер может быть отодвинут и установлен в одной из точек трассы в створе перехода, при этом дополнительно измеряют расстояние от этой точки до исходной.

Для контроля разбивочных работ светодальномер перевозят на вторую исходную точку и определяют расстояния до всех закрепленных центров опор. По разности этих расстояний находят величины пролетов. Если разница между найденными и проектными пролетами не превышает допустимой величины, то центры закрепляют окончательно и приступают к детальной разбивке опоры.

§ 52. Детальная разбивка опор моста

Основания мостовых опор. На глубоких реках опоры сооружают на свайных основаниях, кессонах или опускных колодцах.

Сваи-оболочки представляют собой железобетонные трубы длиной 4—6 *м*, которые погружают в грунт виброустановками. По мере погружения звенья сваривают или сбалчивают. Из труб выбирают грунт и заполняют их бетоном (иногда армированным). На меженном уровне сваи перекрывают железобетонной плитой и на ней сооружают тело опоры. В фундаменте устанавливают не менее двух оболочек большого диаметра. При малом диаметре число их соответственно увеличивается.

Кессон представляет собой камеру, закрытую вверху и открытую снизу. Незакрытой частью камера опускается в воду, на дно. Вода из камеры удаляется при помощи сжатого воздуха, который подается по трубам. Через особые шахты в камеру спускаются рабочие, которые разрабатывают грунт на площади, закрываемой кессоном. По мере удаления наружу грунта кессон под действием собственного веса опускается, причем одновременно сверху производится надкессонная кладка с таким расчетом, чтобы уровень кладки был на несколько метров выше уровня воды в реке. Когда нож кессона достигнет проектной отметки, основание под ним бетонируется и затем вся камера заполняется кладкой.

Кессон можно опускать на глубину до 35 *м* от уровня воды.

Опускные колодцы открыты снизу и сверху. Грунт под ножом колодца и внутри него удаляется грейфером. По мере опускания колодца стенки его постепенно наращивают над водой. После опускания на проектную глубину производят подводное бетонирование основания и нижней части колодца, а затем и всего колодца. Глубина опускания колодца может достигать 50 *м* и больше.

Разбивка осей опор на суше и на острове. Детальную разбивку опор производят от закрепленных в натуре их центров. При сооружении опоры на суше предварительно устраивают горизонтальную обноску, на которую из центра опоры теодолитом выносят ось мостового перехода и перпендикулярно ей продольную ось опоры. От этих осей по обноскам разбивают отдельные элементы фундамента таким же способом, как это делают при строительстве фундаментов промышленных сооружений в открытых котлованах.

На реках глубиной до 5—6 *м* основания опор опускают с намытых островов, а при большей глубине — с понтонов на плаву.

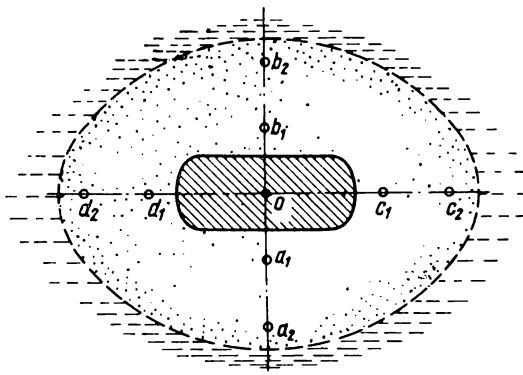


Рис. 143. Установка камеры на острове

При сооружении основания на намытом острове разбивка осей опоры не представляет затруднений. Определив на острове точное положение центра опоры O и установив над ним теодолит, визируют на правую и левую исходные точки и закрепляют в створе оси мостового перехода точки a_1, a_2 и b_1, b_2 (рис. 143) — поперечную ось опоры. Перпендикулярно этой оси закрепляют продольную ось опоры точками c_1, c_2 и d_1, d_2. На острове устанавливают два рабочих репера, отметки которых периодически проверяют от постоянных реперов на берегу.

Сваи-оболочки разбивают от закрепленных осей опоры способом прямоугольных координат. Для установки кессона или открытого колодца площадку планируют под одну отметку; нож камеры при помощи нивелира приводят в горизонтальное положение.

Разбивка мостовых оснований на плаву. Для забивки свай-оболочек на плаву строят рамный каркас, в котором в соответствии с проектом основания сделаны отверстия с направляющими для вертикальной установки свай. Диаметр этих отверстий на 2 *см* больше наружного размера свай. В середине каркаса отмечена точка O (рис. 144) — центр опоры и точки A', B' для ориентирования вдоль оси мостового перехода.

Каркас собирают у берега на понтонах и подвозят баржами к месту расположения опоры. Установка каркаса в проектное положение, как и камер кессонов, производится методом приближений с трех пунктов триангуляции: засечкой центра O с пунктов

I и *II* и ориентированием точек *A'*, *B'* по оси перехода — с исходной точки.

Вертикальность погружения свай-оболочек должна быть выдержана направляющими каркаса с допуском 1/100. Плановое смещение свай от центра каркаса не должно превышать ±5 *см*. Глубина заложения свай легко определяется по длине и числу забитых оболочек. Для возведения опорной плиты верх свай нивелируют и привязывают к береговому реперу.

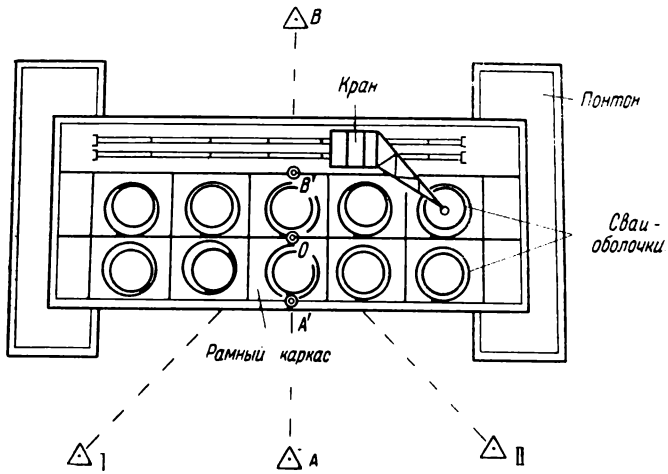


Рис. 144. Разбивка свай — оболочек

Геодезические работы при сооружении фундаментов с кессонным основанием или открытым колодцем состоят в регулярных наблюдениях за опусканием камеры и в разбивке опалубки для верхней кладки.

В результате наблюдений определяют:

а) глубину опускания камеры (отметку ножа),

б) перекос ножа кессона в продольном и поперечном направлениях (или наклон колодца),

в) смещение осей камеры в плановом положении.

Для определения глубины опускания камеры на ее внешнюю стенку наносят шкалу с делениями через 1 *дм*. Нулевое деление шкалы совмещают с линией ножа камеры. По мере опускания камеры шкалу наращивают. Для определения отметки ножа нивелиром берут отсчет по рейке, стоящей на репере, и по шкале камеры, вычитая последний отсчет от горизонта инструмента.

Кессоны и колодцы должны опускаться отвесно. Для определения наклона (крена) кессона в рабочей камере на внутрен-

ней стенке по осям кессона устанавливают четыре постоянных репера. Реперы желательно установить на одной отметке на расстоянии 1,5 *м* от основания ножа. Перед опусканием кессона при строго горизонтальном положении ножа определяют превышения между реперами с точностью до 1 *мм*. Периодически, по мере опускания кессона, эти реперы нивелируют и по разности их отметок находят продольный и поперечный наклон кессона.

Наклон опускного колодца и сваи-оболочки большего диаметра определяют при помощи тяжелого отвеса.

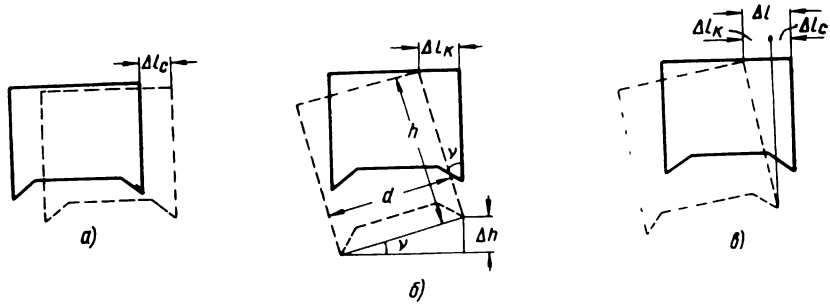


Рис. 145. Крен и смещение камеры

Наблюдения за плановым положением кессона или колодца проводят: при опускании на суше или островке — от закрепленных осей и при опускании на плаву — от пунктов мостовой триангуляции.

В первом случае смещение верха камеры определяется непосредственными промерами рулеткой от точек крепления осей до ее центра (см. рис. 143). Изменение этих расстояний по сравнению с первоначальными определяет величину и направление смещения верхней части.

Во втором случае для определения смещения камеры приходится периодически восстанавливать с пунктов триангуляции проектное положение центра опоры и фиксировать его в плоскости кладки. Отклонение пересечения осей кладки от этого центра определяет смещение верха от проектного положения.

Это смещение возникает или под влиянием общего передвижения камеры в плановом отношении, или от ее крена. Если камера не накренена, то смещения верхней и нижней частей будут иметь одинаковую величину (рис. 145, *а*). При наличии крена величина смещения вверху и внизу будет различной (рис. 145, *б*).

Под влиянием наклона камеры смещения $\Delta l_к$ верхней части кессона или колодца при глубине опускания h будет

$$\Delta l_к = hi, \qquad \text{(VIII.22)}$$

где i — наклон, определяемый по показаниям уровня или отвеса. Для кессона по результатам нивелирования

$$i = \frac{\Delta h}{d}, \qquad \text{(VIII.23)}$$

где Δh — изменение превышения между противоположными реперами по сравнению с начальным значением, полученным при горизонтальном положении кессона; d — расстояние между реперами.

Если измеренная величина смещения верхней части близка к вычисленной по формуле (VIII.22), то, следовательно, колодец только наклонен; в плане же нож камеры не смещен (рис. 145, *б*).

Если камера занимает горизонтальное положение ($\Delta h = 0$), то верхнее смещение Δl является результатом сдвига камеры в плане на ту же величину (рис. 145, *а*).

При наличии крена камеры и сдвига Δl_c в плановом положении общее смещение верхней части Δl будет (рис. 145, *в*).

$$\Delta l = \Delta l_c + \Delta l_к. \qquad \text{(VIII.24)}$$

При этом надо учитывать знаки слагаемых величин, т. е. если сдвиг в плановом положении и крен направлены в одну сторону, как это показано на рис. 145, *в*, то общее смещение равно их сумме; если они направлены в противоположные стороны, то — разности.

В результате наблюдений за опусканием колодца всегда имеется возможность определить величины Δl и $\Delta l_к$. Следовательно, по формуле (VIII.24) можно определить и сдвиг камеры в плане:

$$\Delta l_c = \Delta l - \Delta l_к. \qquad \text{(VIII.25)}$$

Зная величину крена и сдвига камеры, принимают меры к приведению ее оси в вертикальное положение и к устранению сдвига.

Точность определения сдвига Δl_c кессона от проектного положения зависит главным образом от точности измерения величин Δl и Δh:

$$m^2_{\Delta l_c} = m^2_{\Delta l} + \left(\frac{h}{d}\right)^2 m^2_{\Delta h}. \qquad \text{(VIII.26)}$$

и в среднем составляет $\pm 3{,}5$—4 *см*. Примерно с такой же точностью находят смещения опускных колодцев.

Согласно требованиям СНиП предельная величина горизонтального смещения кессона и опускного колодца проектного положения не должна превышать $\frac{1}{100}$ общей глубины опускания. Наклон вертикальной линии, соединяющей центры основания и верха кладки, не должен превышать 0,01.

Для своевременного исправления кренов и смещений кессонов и колодцев за их опусканием ведут систематические наблюдения, результаты которых ежедневно фиксируют в журнале и на особом графике (рис. 146).

При достижении проектной глубины определяют отметки ножа по продольной и поперечной осям. При нормальном положении камеры и надежных для опоры грунтах прекращают ее опускание и заполняют кладкой.

Выверка опалубки фундамента опоры. Внешняя поверхность фундамента — опалубка является направляющей при опускании колодца, и от ее правильного построения зависят скорость и точность опускания. По мере опускания колодца опалубка наращивается вертикальными секциями высотой около 3 *м*. При этом, чтобы не было излома поверхности, разбивают и строят опалубку только при вертикальном положении оси колодца. Разбивка опалубки ведется по осям от центра опоры.

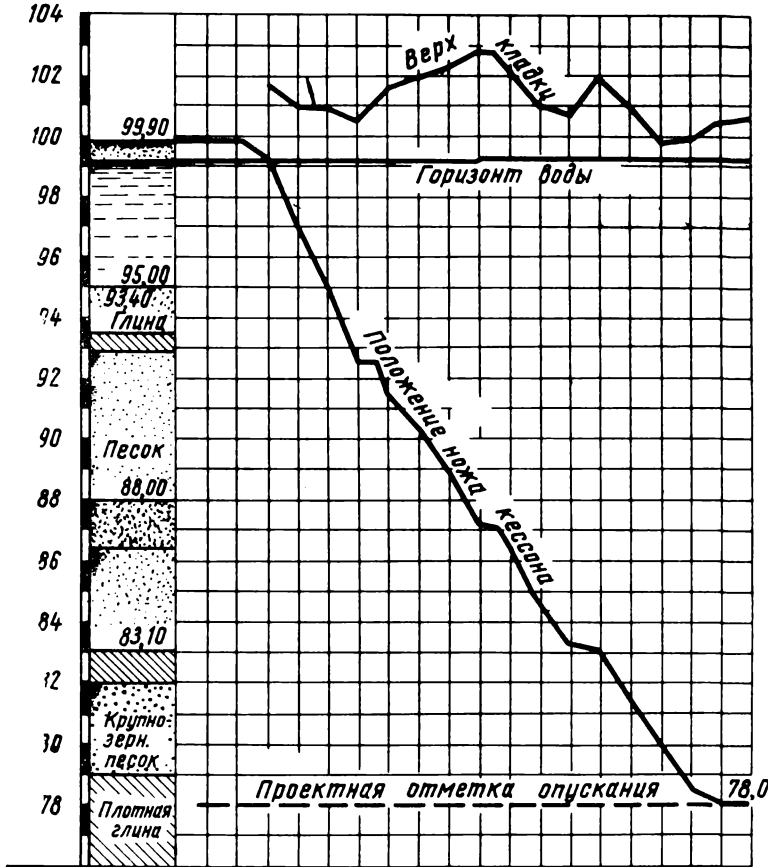
Воздвигнув кладку до уровня обреза фундамента, с пунктов мостовой триангуляции уточняют положение центра опоры, а также продольной и поперечной оси, а с береговых реперов проверяют отметки обреза. От уточненных осей намечают контуры кладки тела опоры. Так как при опускании камеры, особенно на плаву, могло произойти некоторое смещение фундамента в плановом отношении, тело опоры в пределах обреза фундамента сдвигают, чтобы центр занял проектное положение. Соответственно уточняют разбивку осей опоры.

По мере возведения опоры закрепленные оси проектируют вверх на следующую секцию. Однако чтобы избежать заметных ошибок, необходимо периодически проверять положение центра опоры от пунктов мостовой триангуляции способом прямой или обратной засечки.

Для передачи отметок на опоры закладывают ряд рабочих реперов, которые располагают как можно ближе к месту работы, в том числе и на строящихся опорах. Отметки рабочих реперов периодически контролируют привязкой к постоянным реперам.

Наиболее тщательно разбивают подферменную часть опоры, на которую опирается пролетное строение моста. Для этого с пунктов мостовой триангуляции уточняют положение центра опоры, а от него — продольных и поперечных осей. Путем проложения по опорам нивелирного хода с одного берега на другой проверяют отметки рабочих реперов, установленных в теле опоры. Затем способом прямоугольных координат от осей опоры разбивают положение подферменных площадок; их рабочие поверхности устанавливают на проектную отметку (с ошибкой ± 1—2 *мм* относительно рабочего репера).

Разбивку осей регуляционных сооружений выполняют от ближайших пунктов триангуляции. По мере строительства земляной



Месяц		Июнь																	
Число		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
Отметки	ножа кессона	99,90	99,90	99,35	97,15	95,00	92,51	91,40	90,30	88,95	87,21	85,55	84,68	83,25	82,88	81,42	80,01	78,63	78,00	78,00
	верха кладки			101,74	100,82	100,73	100,54	101,61	101,95	102,21	102,75	102,14	100,93	100,81	102,00	100,94	99,74	99,82	100,29	100,45
	горизонта воды	99,215	99,213	99,210	99,208	99,232	99,238	99,236	99,227	99,218	99,210	99,295	99,290	99,265	99,223	99,216	99,211	99,205	99,192	99,184

Рис. 146. График опускания кессона

насыпи положение ее криволинейной оси уточняют проложением по ней теодолитного хода.

Исполнительная съемка опор. По окончании строительства опор производится исполнительная съемка для выявления соответствия проекту всех основных частей опоры в плановом положении и по высоте. Исполнительная съемка включает следующие виды геодезических работ:

1) определение фактических координат центров опор и расстояний между ними;

2) контрольное нивелирование подферменных площадок;

3) детальную съемку опор и регуляционных сооружений.

При наличии мостовой триангуляции координаты центров опор определяют способом замкнутового треугольника. Для этой же цели могут быть использованы и обратные засечки.

По координатам определяют фактические расстояния между центрами смежных опор, сравнивают их с проектными и оценивают точность определения. В среднем ошибка не должна превышать $\pm 1{,}5$—2 *см*.

Если мостовые опоры разбивали по способу непосредственных измерений и триангуляция не строилась, то расстояние между центрами опор может быть определено светодальномером или при помощи параллактической и короткобазисной полигонометрии.

Контрольное нивелирование опор выполняется с хода, прокладываемого от постоянного репера на одном берегу по опорам до репера на втором берегу. Невязка этого хода не должна превышать величины, подсчитанной по формуле

$$f_h = 2{,}0\sqrt{n},\ мм, \qquad \text{(VIII.27)}$$

где n — количество станций.

При нивелировании на каждой опоре проверяют отметки рабочих реперов и подферменных площадок.

Детальную съемку опоры производят от продольной и поперечной осей; при этом определяют размеры опоры и подферменных площадок и расстояние от осей опоры до подферменников.

Одновременно со съемкой дополнительно закрепляют центры и оси опор для последующих работ. Знаками крепления служат скобы (или металлические пластины) с метками, вбетонированные в подферменную часть опоры.

По материалам исполнительных съемок составляют исполнительные чертежи опор, ведомости расстояний между центрами опор и ведомости отметок установленных на опорах реперов, которые являются исходными документами для монтажа пролетного строения.

§ 53. Выверка пролетного строения моста

Мостовые пролетные строения опираются на подферменные площадки опор при помощи специальных опорных частей, конструкция которых предусматривает возможность некоторого перемещения концов пролетного строения под влиянием перемены температуры. Оси опорных частей разбивают от осей опоры с ошибкой в среднем 2—3 *мм*.

Основными видами геодезических работ при монтаже пролетного строения и установке его на опорах являются:

а) детальная разбивка продольной оси моста и периодическая выверка прямолинейности сборки главных ферм;

б) высотная установка ферм и выверка так называемого строительного подъема.

Монтаж пролетного строения может быть выполнен несколькими методами: непосредственно в пролете на подмостях или навесным способом, на берегу с последующей накаткой готового строения по рельсам, или доставкой на плаву и др. В зависимости от принятой схемы монтажа немного меняется порядок геодезических работ.

При сборке мостовых ферм непосредственно в пролете предварительно выполняют разбивку свай для временных опор и строительства подмостей. На подмостях фиксируют продольную ось перехода и разбивают положение каждой фермы. При монтаже ферм осевые риски поперечных балок совмещают при помощи теодолита с продольной осью, а узлы устанавливают нивелиром на проектную высоту.

Так как подмости могут иметь значительные деформации, то необходимо периодически вести наблюдения за ними, проверяя теодолитом положение продольной оси и определяя нивелиром осадки временных опор.

Правильность сборки пролетного строения в плане проверяют теодолитом, установленным в центре опоры. Предельная величина отклонения оси главной фермы от оси мостового перехода не должна превышать ± 5 *мм*.

Нивелированием проверяют строительный подъем, который придают верхним или нижним поясам ферм (в виде некоторой плавной кривой). Кривая строительного подъема выверяется несколько раз, при этом определяют отметки одних и тех же узловых точек нижних и верхних поясов.

Следует иметь в виду, что изменение температуры, особенно неодинаковый солнечный нагрев пролетного строения, значительно изменяет отметки узловых точек. Поэтому нивелирование строительного подъема желательно производить в пасмурную погоду, когда температурное удлинение всех элементов фермы можно считать равномерным и не наблюдается искажение строительного подъема.

При нивелировании инструмент устанавливают на опорах или на специально устроенных площадках или полках, привинченных к стойкам ферм. По результатам нивелирования составляют профиль поясов ферм. Требуется, чтобы разность ординат строительного подъема одноименных узлов главных ферм не превышала $\frac{1}{1\,000}$ ширины пролетного строения для сечений на опорах и $\frac{1}{500}$ — для сечений в пролете. Отметки поясов ферм не должны отличаться от проектных более чем на ± 4 *мм* при длине ординат строительного подъема до 50 *мм* и 8% для ординат длиной более 50 *мм* при условии сохранения плавности кривой строительного подъема.

При сборке ферм навесным способом точность зависит главным образом от правильности установки первых двух блоков. Плановая установка блоков проверяется при помощи оптического теодолита, при этом осевые риски блоков должны строго совпадать с продольной осью моста. В вертикальной плоскости блоки могут быть установлены нивелированием их верхней плоскости. Последующие блоки монтируются к первым с проверкой их планового положения при помощи теодолита, а по высоте — при помощи нивелира.

При монтаже пролетного строения на строительной площадке тщательно выдерживают его проектные размеры, прямолинейность поясов, строительный подъем их. Расстояния между осями опорных частей проверяют компарированными штриховыми мерными приборами. Прямолинейность поясов определяют при помощи теодолита и горизонтально устанавливаемой рейки (способом бокового визирования).

По окончании монтажа проводят исполнительную съемку мостового перехода в плане и профиле, в результате чего составляют план пролетного строения, профили строительного подъема ферм и продольный профиль пути.

Наблюдения за осадками и смещениями мостовых опор. При строительстве моста и в начальный период его эксплуатации ведут наблюдения за осадками и смещениями опор.

Осадки опор происходят под влиянием статической и динамической нагрузки на основание опоры. Для наблюдений за осадками на подферменных площадках в местах, удобных для установки реек, закладывают небольшие марки со сферическими головками. По этим маркам периодически, согласно установленным циклам, производят точное нивелирование.

Начальный и последующие нивелирные ходы увязывают между исходными реперами одним и тем же способом. Изменение отметок марок между циклами наблюдений характеризует величину осадки опор за этот период времени. По результатам наблюдений

составляют ведомости и графики, дающие наглядное представление о величине и скорости оседания каждой опоры (см. § 29).

Смещение опор моста в плане вызывается воздействием напора водного потока, и направлено оно главным образом по течению реки (вдоль продольной оси опоры), хотя возможны и боковые смещения отдельных опор по направлению оси перехода.

Наблюдения за продольным смещением опор выполняют створным методом. Для этого в одной створной плоскости устанавливают знаки на подферменной части опор с правой или левой стороны от пролетного строения. Створную плоскость закрепляют на каждом берегу в устойчивых местах двумя прочными знаками.

В каждом цикле наблюдений способом подвижной марки или измерения малых углов (см. § 31) определяют отклонения установленных на опорах точек от закрепленного створа *AB*. Разности этих отклонений между циклами наблюдений и дают величины смещения опор, которые показывают на графике.

Для определения бокового смещения опор необходимо периодически проводить высокоточные линейные измерения расстояний между центрами опор или специально закрепленными точками на опорах. По разности текущего и начального расстояний между опорами судят о величине бокового смещения опор за период, прошедший между двумя измерениями.

Глава IX

ИЗЫСКАНИЯ МАГИСТРАЛЬНЫХ ТРУБОПРОВОДОВ И ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧ

§ 54. Изыскания магистральных трубопроводов

Магистральными трубопроводами называют сооружения, предназначенные для транспортирования на дальние расстояния нефти, нефтяных продуктов, газа и воды. В состав магистральных трубопроводов входят следующие сооружения (рис. 147).

1. Подводящие трубопроводы на промыслах или ответвления местного значения на базах.

2. Головные сооружения, состоящие из головной насосной станции (или компрессорной в газопроводах), создающей напор в трубопроводе до 50—60 *атм*, и парка емкостей для сбора и хранения продукта.

3. Промежуточные станции, расположенные по трассе через 80—100 *км* (в газопроводах и реже), поддерживающие высокое давление в трубопроводе.

4. Линейные сооружения — трубопроводы диаметром 500—1200 *мм* с колодцами и переходами через водные препятствия, ущелья, дорожные магистрали.

Для удобства эксплуатации вдоль трассы трубопровода прокладывают телефонную линию и грунтовую дорогу.

Изыскания магистральных трубопроводов проводят в два этапа. Для выбора направления трассы и установки общей мощности трубопровода производят предварительные изыскания. Для составления технического и рабочего проекта производят окончательные изыскания.

Предварительные изыскания. Исходный этап при изыскании трубопровода состоит в определении местоположения начального и конечного пунктов транспортировки нефти или газа. Начальным пунктом обычно служит площадка головных сооружений. Конечным пунктом является завод или база.

После выбора начального и конечного пунктов приступают к изысканиям кратчайшей трассы трубопровода, которая удовлетворяла бы всем техническим условиям и требовала бы минимальных затрат на строительство.

Первоначально трассу проектируют по карте, придерживаясь наиболее короткого направления между выбранными пунктами. При этом стремятся по возможности приблизить трассу к

существующим железным и автомобильным дорогам, чтобы использовать их при строительстве и эксплуатации трубопровода.

В местах, для которых существующие карты сильно устарели, производят маршрутную аэрофотосъемку в масштабе 1 : 25 000. Площадки перехода и пересечения дополнительно снимают в масштабе 1 : 10 000—1 : 15 000, чтобы иметь возможность составить крупномасштабные фотопланы.

По полученным аэроснимкам монтируют фотосхемы и составляют фотопланы, дающие наглядное представление о ситуации участка, расчлененности рельефа и геоморфологическом характере местности. В сочетании с топографической картой и аэрорадионивелированием аэроснимки дают возможность наметить наиболее выгодную трассу.

В полевой этап предварительных изысканий обследуют местность, уточняют положение трассы в натуре и закрепляют ее основные точки. При этом стремятся расположить трассу вдоль участков со спокойным рельефом и грунтами, легко поддающимися разработке, учитывая коррозийность грунтов, уровень грунтовых вод и другие факторы, удорожающие строительство трубопровода.

По возможности следует избегать пересечений боль-

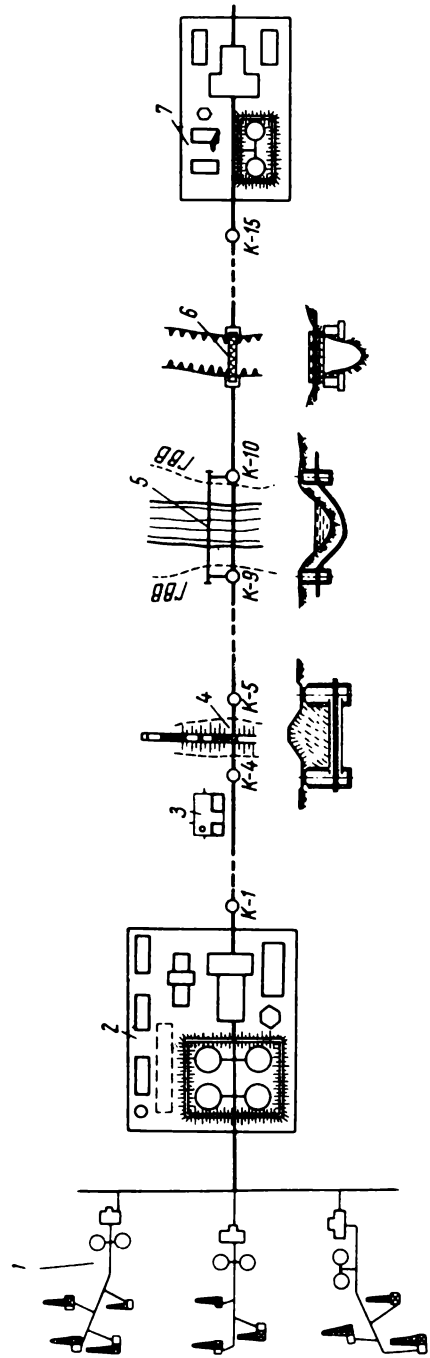


Рис. 147. Схема магистрального трубопровода:
1 — промыслы; 2 — головные сооружения; 3 — усадьба объездчика; 4 — переход под полотном железной дороги в стальном кожухе; 5 — переход через реку дюкером; 6 — переход через глубокий овраг по эстакаде; 7 — промежуточная станция; К-1—К-15 — колодцы

ших лесных массивов, участков с каменистыми грунтами, рек с обрывистыми и оползневыми берегами или большими поймами, растущих оврагов, болот, пересечений с железными и автомобильными дорогами, а также направлений, параллельных проходящим вблизи линиям электропередач. Лучше всего, если трубопровод будет располагаться по пологому водоразделу параллельно проезжим дорогам с углами поворота до 30°.

При обследовании трассы в натуре ведется инженерно-геологическая съемка, устанавливаются участки заболоченные, засоленные или загрязненные сточными водами, которые способствуют быстрому распространению коррозии труб. Если эти участки не удается обойти, то в дальнейшем необходима детальная разведка этих мест.

По мере обследования трассы уточняют ее положение на карте масштаба 1 : 100 000 или 1 : 50 000 и согласовывают с местными организациями.

На основании карты и материалов аэрофотосъемки составляют план трассы и сокращенный продольный профиль.

Окончательные изыскания. При окончательных изысканиях производят полевое трассирование трубопровода с измерением и закреплением углов поворота, разбивкой и нивелированием пикетажа, съемкой пересечений и переходов.

Вершины поворотов отмечают вехами и закрепляют столбами, при этом расстояния между угловыми знаками, а на длинных прямых участках между створными точками стремятся иметь в пределах 300—500 *м*.

Реперы ставят на трассе через 2—3 *км*, приурочивая их к большим углам поворота; лучше всего их устанавливать на продолжении стороны трассы на расстоянии 10—15 *м* от вершины угла. На длинных трассах в местах, не обеспеченных высотной основой, через каждые 10 *км* устанавливают железобетонные реперы, заглубляемые на 2—2,5 *м*. Все реперы в плановом положении привязывают к трассе.

Общий порядок выполнения геодезических работ при изыскании трубопроводов в основном остается таким же, как и на остальных трассах (см. § 13 и § 14), хотя имеются и некоторые особенности. Так как трубопровод в продольном профиле почти повторяет все перегибы местности, то для расчета его длины *пикетаж разбивают по наклонной местности без ватерпасовки линий*. Однако при вычислении координат линии приводят к горизонтальному проложению.

Для контроля разбивки пикетажа измеряют расстояния между вершинами углов поворота трассы. В практике изысканий трубопроводов контрольные промеры линий часто выполняют на ровной местности по дальномерным нитям нивелира одновременно с нивелированием трассы.

В полосе шириной 100 *м* вдоль трассы снимают не только ситуацию, но и рельеф, особенно на косогорных участках, чтобы можно было запроектировать трубопровод и правильно организовать работу по его сооружению.

На поворотах трассы разбивают главные точки кривых и выносят пикеты и плюсовые точки на кривую. Счет пикетажа ведется по кривой. Радиусы кривых назначают по возможности равными 500—1000 *м*.

Нивелирование по пикетажу и реперам вдоль трассы выполняют обычно двумя инструментами.

Трассу привязывают к геодезическим пунктам не реже, чем через 50 *км*. При отсутствии вблизи трассы опорных пунктов через каждые 30—40 сторон хода следует определять истинный азимут. Предельную относительную невязку в периметре хода для благоприятной местности принимают 1 : 1000, а для неблагоприятной — 1 : 500.

Допустимую невязку в нивелирных ходах подсчитывают по формулам (II.31) и (II.32).

Съемка площадок и пересечений. Для проектирования мест пересечения трубопроводом рек, оврагов, каналов, дорог дополнительно требуются более подробная съемка этих мест в масштабе 1 : 500 или 1 : 1000 и детальное инженерно-геологическое обследование.

На переходах через препятствия сооружают дюкер (заглубление трубопровода в землю ниже подошвы препятствия) при пересечении рек и оврагов или эстакаду (помост) при пересечении горных рек и глубоких ущелий.

На малых реках дюкеры строят в одну нитку. Переход больших рек и рек с неустойчивым геологическим строением, а также трудно проходимых болот осуществляется дюкером в две нитки. Одна из этих ниток является основной, другая — резервной. На противоположных концах дюкеров устраивают в незатопляемых местах специальные колодцы управления, которые позволяют в случае аварии включать в работу запасную нитку.

Место перехода обычно диктуется общим направлением трубопровода. Однако иногда бывает выгоднее несколько искривить трассу, но выбрать удобное место перехода, особенно если речь идет о переходе через крупное препятствие.

Желательно выбрать переход на прямолинейном плесовом участке реки, в наиболее узком месте русла с устойчивыми, сложенными из мягких пород берегами. Следует избегать оползневых и заболоченных мест, а также неустойчивых, интенсивно подмывающихся берегов и берегов сильно крутых, обрывистых.

При пересечении небольшой реки съемку участка производят в масштабе 1 : 500 с сечением рельефа через 0,5 *м*. Снимают оба берега и дно реки. Съемка дна выполняется путем промеров

глубин по трем створам: главному и двум боковым, расположенным выше и ниже по течению на 50—60 *м* от оси. При пересечении больших рек план и профиль перехода составляют в масштабе 1 : 1000—1 : 2000.

Пересечение трубопроводом железнодорожных и автодорожных магистралей осуществляется под прямым углом. Трубопровод прокладывают в одну нитку, но в кожухе из стальных труб. Участок перехода шириной около 100 *м* снимают в масштабе 1 : 500. В таком же масштабе и примерно такую же полосу сни-

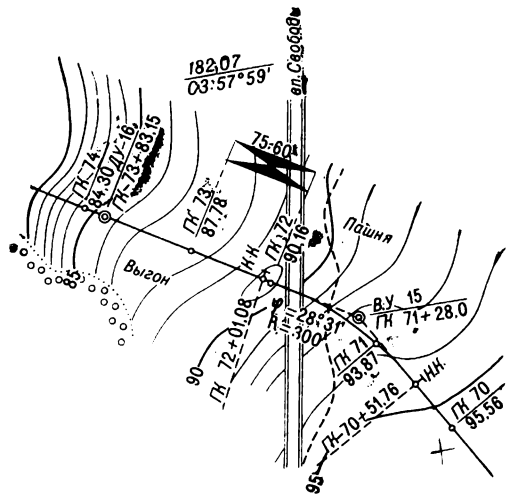


Рис. 148. План трассы трубопровода

мают при пересечении всех периодических водотоков, оврагов, промоин, каналов.

Одновременно с трассированием трубопровода производят изыскания и съемку площадок головных сооружений и промежуточных станций. Примерное положение площадок промежуточных станций вдоль трассы задается автором проекта по карте. Если же достаточной по точности карты нет, то эти площадки намечают после составления продольного профиля трассы. Число станций определяют на основании расчета гидравлических потерь в трубопроводе.

Выбранные площадки снимают в масштабе 1 : 500. На равнинной местности съемка проводится методом нивелирования по квадратам, при сложном рельефе — тахеометрическим методом. Геодезическое обоснование на площадках создается в виде нивелирных и теодолитных ходов, которые привязываются к основной трассе. На каждой площадке устанавливают 1—2 железобетонных репера.

Наличие на район изысканий материалов аэрофотосъемки значительно облегчает полевые изыскательские работы и повышает их качество. Отпадает необходимость в подробных полевых съемках ситуации вдоль трассируемой линии.

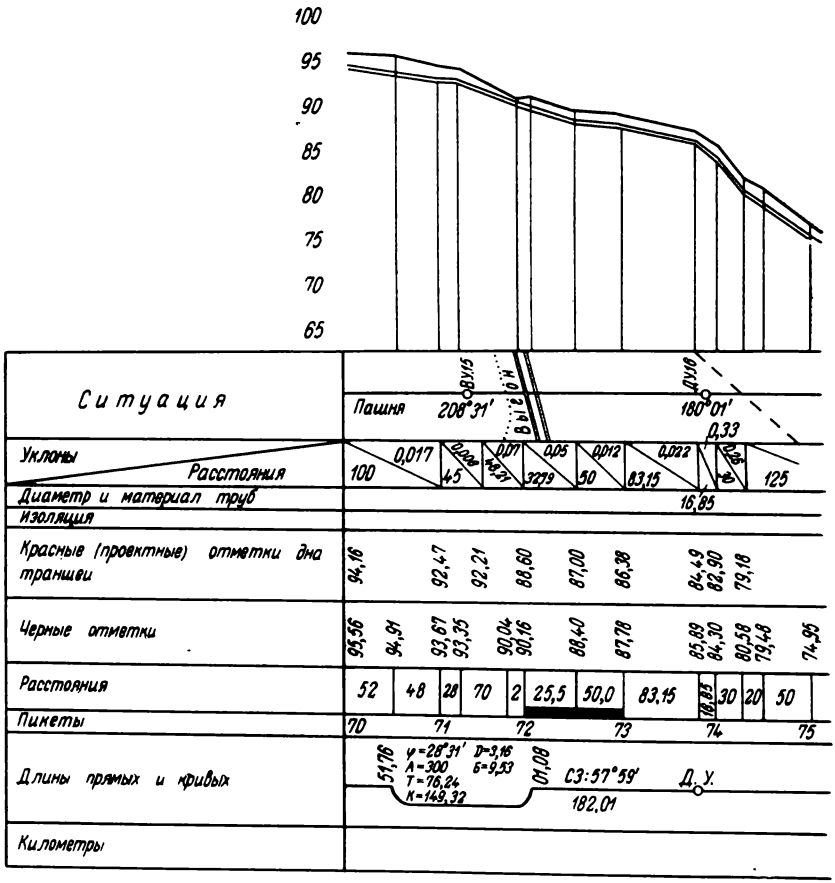


Рис. 149. Продольный профиль трассы трубопровода

На основании полевого трассирования и материалов аэрофотосъемки составляют план трассы в масштабе 1 : 5000—1 : 10 000 (рис. 148), планы отдельных пересечений и площадок в масштабе 1 : 500—1 : 1000, а также продольные профили трассы (рис. 149) и пересечений. При этом необходимо иметь в виду, что все планы трубопровода и площадок составляют по горизонтальным проложениям, а продольные профили — по фактически измеренным наклонным расстояниям.

§ 55. Разбивочные работы при строительстве трубопроводов

Перед строительством трубопровода восстанавливают и закрепляют углы поворота, пикетаж трассы, детально разбивают кривые, сгущают сеть рабочих реперов (не реже чем через 1 *км*), проводят контрольные измерения линий и повторное нивелирование. Одновременно с восстановлением трассы согласно проекту разбивают и закрепляют колодцы и переходы. Точки крепления выносят за пределы зоны земляных работ, т. е. примерно на 5 *м* в обе стороны от оси.

В том случае, если план и профиль трубопровода составляют на основании материалов ранее произведенной съемки полосы, например при проектировании второй нитки, возникает необходимость перенесения этого проекта в натуру.

Перенесение проекта трубопровода в натуру начинают с нахождения на местности по проектным данным вершин углов поворота от существующих в натуре знаков крепления первой трассы или четких контуров местности. Для определения координат и элементов кривых трассы измеряют в натуре расстояния между соседними вершинами и величины углов поворота. По вынесенной трассе разбивают пикетаж, проводят по нему нивелирование и составляют рабочий профиль.

Для производства земляных работ необходима детальная разбивка траншеи, причем характер этой разбивки зависит от того, одноковшовым или многоковшовым экскаватором будут выполняться эти работы. Для одноковшового экскаватора примерно через 20 *м* на местности от закрепленной оси намечают обе бровки траншеи и указывают глубину последней. Для правильной работы многоковшового экскаватора (канавокопателя) разбивают линию, параллельную оси трубопровода и отстоящую от нее на величину, равную половине расстояния между внутренними гранями гусениц канавокопателя. Эту линию закрепляют через 10 *м* кольями, которые должны быть хорошо видны водителю. Очевидно, что, направляя грань соответствующей гусеницы вдоль линии кольев, канавокопатель будет двигаться строго по намеченной трассе.

Особенно тщательно с соблюдением заданного радиуса кривой должна быть выполнена разбивка и вырыта траншея на кривых, чтобы при укладке трубопровод, выгнутый по этому радиусу, нигде не задевал стенок траншеи и ложился по оси ее.

Грунт в траншеи не добирают до проектных отметок на величину 10—15 *см*. Затем на пикетах и колодцах строят обноски и при помощи визирок зачищают и окончательно отделывают дно траншеи.

В данном случае обноска представляет собой два столба, врытых на расстоянии около 1 *м* от края траншеи на глубину 0,8—

1 *м*, к которым на высоте 0,6—0,8 *м* от земли горизонтально пришита доска (рис. 150). Обноску ставят перпендикулярно к оси трубопровода. В колодцах, расположенных на поворотах трассы, обноску ставят по биссектрисе угла. От точек крепления на обноску выносят ось траншеи и закрепляют ее гвоздем. Натянув между осевыми точками соседних обносок проволоку и подвесив на нее отвес, можно проверить плановое положение траншеи.

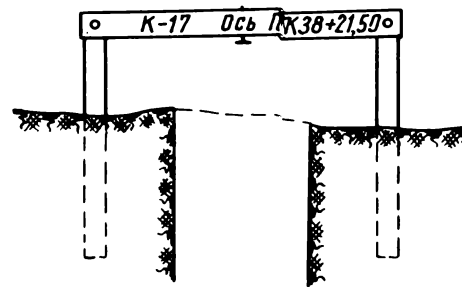


Рис. 150. Обноска колодца

Высотная выверка дна траншеи с применением визирок производится следующим образом. Прокладывая нивелирный ход, определяют отметки $H_{об}$ верхней грани каждой обноски. Из этих отметок вычитают соответствующие проектные отметки $H_{пр}$ дна траншеи. По полученным разностям выбирают длину l ходовой визирки (3,00—3,50 *м*). Если затем из этой длины вычесть ранее полученные разности, то определим высоту $h_{оп}$ так называемой опорной или пришивной визирки на каждой обноске, т. е.

$$h_{оп} = l - (H_{об} - H_{пр}). \qquad \text{(IX.1)}$$

Для удобства пользования длину ходовой визирки выбирают с таким расчетом, чтобы высота опорных визирок на данном участке была в пределах 0,3—1,0 *м*.

Вычисления выполняют в специальной ведомости (табл. 6).

Таблица 6

Ведомость вычисления высот опорных визирок от пк 4 + 90 до пк 7 на коллекторе № 2

Пикет и плюс	№ колодцев	Отметки верха обноски (из нивелирования), *м*	Проектные отметки дна траншеи (или лотка), *м*	Разность отметок нивелирования и проекта, *м*	Принятая длина ходовой визирки, *м*	Высота опорной визирки, *м*
4+90	К-12	111,17	108,65	2,52	3,00	0,48
5+30	К-13	111,50	108,85	2,65		0,35
5+70	К-14	111,43	109,05	2,38		0,62
6+00		111,46	109,20	2,26		0,74
6+20	К-15	111,64	109,30	2,34		0,66
6+60	К-16	111,97	109,50	2,47		0,53
7+00	К-17	111,28	109,70	2,58		0,42

Согласно данным ведомости заготовляют опорные визирки и устанавливают их на необходимой высоте над уровнем обноски.

Высота опорных визирок над проектной линией дна одинакова для всех пикетов и колодцев и равна принятой длине ходовой визирки, т. е. *линия, проходящая через верхние планки двух соседних опорных визирок, будет параллельна проектной линии дна траншеи.* Поэтому если встать около одной из опорных визирок *1* (рис. 151) и, визируя на глаз поверх нее на соседнюю опорную визирку *3*, установить строго на линии визирования верхний срез ходовой визирки *2*, то пятка последней будет находиться на проектной отметке дна траншеи в этой точке. Перемещая ходовую визирку по дну траншеи через 3—5 *м*, получают проектные отметки, по которым окончательно зачищают дно.

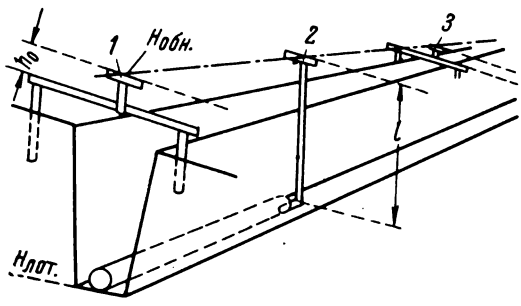


Рис. 151. Способ визирок

При расстояниях между опорными визирками до 100 *м* этот способ обеспечивает точность соблюдения проектных отметок в среднем около ±1—2 *см*.

На переломах продольного профиля трассы разбивают вертикальные кривые. Радиусы этих кривых назначают по возможности большие; однако прямая вставка между началом и концом соседних кривых должна быть не короче 10—20 *м*. На участках вертикальных кривых проектные отметки по дну траншеи устанавливают при помощи нивелира, так как способ визирок на этих участках не может быть применен.

Трубопровод укладывают непосредственно на дно траншеи. Траншеи в скальных грунтах роют на 10—15 *см* ниже проектных отметок с тем, чтобы затем на эту величину досыпать и по визиркам спланировать слой песка или мягкого грунта для укладывания на него трубопровода.

При пересечении газопроводом больших болотных массивов предпочитают надземную укладку трубопровода зигзагообразного контура с самокомпенсацией температурных деформаций. Трубопровод монтируют на опорах, при этом неподвижные (мертвые) опоры располагают на выбранной трассе через 100—120 *м*, а свободные опоры, поддерживающие трубопровод и не ограничивающие его перемещений, устанавливают под углом β (11°30′) к трассе через 20—30 *м* (рис. 152).

Разбивку вершин зигзагов (угол поворота 2β) выполняют от неподвижных опор на трассе способом прямоугольных координат

$$x = b\cos\beta;\ y = b\sin\beta,$$

где b — расстояние от опоры до вершины зигзага (50—60 *м*). Поворот трубопровода в точках A и B осуществляется горизонтальной кривой малого радиуса. Между этими точками проектируют трубопровод одним уклоном.

При переходе рек прочно закрепляют на каждом берегу ось дюкера, центры колодцев управления и устанавливают вблизи репер. При подходе к берегам обращают внимание на разбивку вертикальных кривых, ибо на бровке и на подошве склона дюкер очень резко меняет свой уклон.

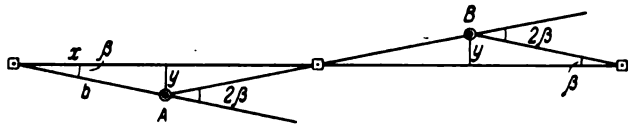


Рис. 152. Разбивка зигзагообразного трубопровода

Отечественная практика выработала ряд способов укладки подводных трубопроводов. Все эти способы требуют, чтобы трубопровод опускался в вырытую для него под водой траншею плавно, без резких изгибов, способных привести к трещинам и разрывам труб. В зимнее время трубопровод укладывают со льда, в летнее время опускают с понтонов и барж или протаскивают по дну. Последний способ обычно дает наиболее быстрые и надежные результаты, но в этом случае на одном из берегов необходима ровная площадка длиной не менее ширины реки.

При пересечении горных рек, ущелий, глубоких оврагов сооружают воздушные переходы в виде эстакад или подвесных мостов, на которых укрепляют трубопровод. Здесь наиболее сложной задачей является разбивка опор, которая выполняется теми же способами, что и на мостовых переходах.

По окончании укладки трубопровода производят исполнительную съемку. Около траншеи по пикетажу устанавливают километровые и полукилометровые железобетонные столбы, а на кривых — пикетные знаки. Каждый четвертый километровый столб закладывают ниже глубины промерзания с учетом использования его при эксплуатации трубопровода в качестве грунтового репера. К закрепленным точкам до засыпки трубопровода привязывают все сварные стыки труб, а также колодцы, начало и конец дюкеров, места изменений диаметров труб. Одновременно ведется исполнительное нивелирование. Определяют отметки верха труб и бровки траншеи, а также всех установленных реперов.

В исполнительном продольном профиле указывают фактические отметки верха насыпи и верха трубопровода, отметки дна траншеи, диаметры уложенных труб, номера построенных колодцев. На

плане указывают отклонения от проекта, допущенные в процессе строительства.

Геодезические работы на площадках головных сооружений и промежуточных станций выполняются методами, изложенными в третьем разделе.

§ 56. Изыскания линий электропередач

Предварительные изыскания. Линии электропередач (ЛЭП) разделяются на кабельные (подземные) и воздушные. Кабельные линии прокладываются на территории городов, аэропортов, предприятий. Передача тока высокого напряжения на значительные расстояния, как правило, производится по воздушным линиям.

Основными элементами воздушных линий являются опоры, провода, изоляторы. Опоры различают анкерные и промежуточные. Анкерными называют такие опоры, которые воспринимают на себя все усилия от натяжения провода. Среди анкерных опор выделяют угловые опоры, сооружаемые в вершинах углов поворота трассы, и специальные опоры, устанавливаемые на переходах через широкие или высокие препятствия. Промежуточные опоры только поддерживают провода, натянутые между анкерными опорами.

Расстояние (горизонтальное проложение) между двумя соседними опорами называют пролетом. Для линий с напряжением 220—500 *квт* пролеты делают равными 300—500 *м*. Анкерный пролет, т. е. расстояние между анкерными опорами, принимают равным 5—7 *км*.

При изысканиях линий электропередач необходимо принимать во внимание так называемые габариты приближения проводов, т. е. допустимые кратчайшие расстояния между наинизшей точкой натянутого провода (при максимальной стреле провеса) и поверхностью земли или сооружений, расположенных под линией. Для линий с напряжением 220—500 *квт* допустимая величина габарита равна:

а) в населенных местах, площадках промышленных предприятий — 9—11 *м*;

б) в ненаселенных местах, но часто посещаемых людьми, — 8—10 *м*;

в) в труднодоступных местах — 7—8 *м*.

Наименьшее горизонтальное проложение от крайних проводов линий электропередачи до ближайших частей зданий и сооружений должно быть по возможности не меньше 10—15 *м*. Это расстояние в обе стороны от крайних проводов создает так называемую охранную зону, в пределах которой без разрешения управления энергосистемы запрещается вести строительные работы, разрабатывать карьеры и т. д.

Расстояние между параллельно расположенными несколькими высоковольтными линиями или высоковольтной линией и линией связи должно быть не менее высоты наиболее высокой опоры на данном участке. Это же расстояние должно соблюдаться между основанием опоры линии электропередач и бровкой дороги при параллельном следовании их.

Начальным пунктом линии электропередач обычно является гидроэлектростанция, теплоэлектроцентраль или атомная электростанция, конечным пунктом — крупный промышленный центр. Задача изысканий заключается в том, чтобы между этими заданными пунктами выбрать наиболее короткую трассу, расположенную в благоприятных топографических и геологических условиях, строительство которой потребует наименьших затрат.

При этом трассу следует приближать к существующим путям сообщения, чтобы использовать их при строительстве и эксплуатации линии и тем самым уменьшить расходы на постройку дорог.

По возможности трассу направляют по пологой, слабо пересеченной местности, избегая болот, горных участков, крупных лесных массивов. Также стремятся обходить густонаселенные места и места с большой сетью воздушных линий.

В предгорных участках и сильно пересеченной местности трассу следует располагать на незатопляемых террасах долин и устойчивых склонах, а не на вершинах водоразделов, чтобы уменьшить воздействие на линию грозовых явлений и господствующих ветров.

Пересечение трассой дорожных магистралей выбирают в местах, где дорога проходит в выемках или на нулевых отметках, с целью уменьшения высоты опор.

Желательно, чтобы трасса как можно меньше пересекала водотоки, ущелья, инженерные сооружения. Места пересечений с водотоками выбирают на прямолинейных участках реки с высокими устойчивыми берегами и узкой поймой. Угол пересечения трассы с препятствиями должен быть близок к прямому и во всяком случае не меньше 45°.

В процессе предварительных изысканий по топографическим картам и материалам аэрофотосъемки намечают варианты трассы, производят технико-экономическое сравнение их и выбирают наиболее удачные варианты для полевого обследования.

На местности обследуют общие топографические и геологические условия вдоль намеченных вариантов и выявляют преимущества и недостатки каждого из них. При этом основное внимание обращают на наиболее трудные участки, подходы к подстанциям, переходы через крупные водотоки, горные участки, пересечения дорожных магистралей и существующих линий электропередач, выявляют возможности обходов населенных пунктов, участков с неблагоприятным геологическим строением и т. д.

Вместе с изысканием линии электропередач выбирают площадки

подстанций, монтерских пунктов и ремонтных баз, обследуют проходящие в районе трассы дороги и карьеры стройматериалов, а при отсутствии дорог намечают места, по которым с наименьшими затратами они могут быть построены. Проводят изыскания эксплуатационной линии связи.

По материалам предварительных изысканий производят выбор направления линии.

Окончательные изыскания. При окончательных изысканиях принятый вариант линии электропередач переносят на местность, закрепляют, производят по нему подробные топографо-геодезические работы и детальные инженерно-геологические и гидрологические обследования.

В отличие от других трасс линия электропередач состоит только из прямых участков, без кривых, с поворотами в вершинах углов. Поэтому углы поворотов следует выбирать в местах, удобных для сооружения опор. При этом надо иметь в виду, что на углах поворота величиной до 5° устанавливают обычные анкерные опоры; на поворотах с углами более 5° устанавливают угловые опоры, которые значительно сложнее и дороже первых.

Если имеется видимость между соседними угловыми точками, трассу переносят в натуру при помощи прямого визирования; при этом намечают ряд створных точек, между которыми в дальнейшем провешивают и измеряют линии.

Однако так как расстояние между углами поворота достигает 15—20 *км* и больше, то прямой видимости между ними может не быть; и для разбивки трассы на местности необходимо предварительно определить ее направление геодезическим, астрономическим или гироскопическим способом (см. § 13).

Створные точки (дополнительные углы) выбирают в пределах прямой видимости, но не реже, чем через 1 *км*. Углы поворота и створные точки закрепляют столбами и измеряют между ними расстояния, а также расстояния от закрепленных точек до пересекаемых трассой инженерных сооружений, берегов рек и озер, бровок оврагов. На участках трассы, где наклон местности больше 2°, измеряют углы наклона для введения поправок в измеренные линии.

Трассирование линий проводят обычным порядком. Так как кривые на трассе отсутствуют, то пикеты разбивают между вершинами углов поворота без учета домера и перемены пикетажа на углах, и, следовательно, расстояние между соседними вершинами поворотов или створными точками будет равно разности их пикетажного наименования.

При разбивке пикетажа важно знать горизонтальное проложение между точками, поэтому в наклонные расстояния необходимо вводить поправки или фиксировать концы ленты при горизонтальном положении ее. В том случае, если в процессе

окончательных изысканий опоры по трассе не намечают, горизонтальное проложение между пикетами не обязательно должно равняться 100 *м*. Поэтому можно разбивать пикеты без учета наклона местности. Затем по результатам нивелирования трассы в камеральных условиях вычисляют поправки за наклон каждого пикета и определяют горизонтальные проложения, по которым проектируют расстояния между опорами.

Отметки поверхности земли по трассе линии электропередач необходимы для того, чтобы по ним запроектировать такую высоту опор, при которой в любой точке пролета были бы выдержаны требуемые габариты. Ошибки определения отметок земли допускают до ± 25 *см*. В связи с этим могут быть несколько понижены требования к точности нивелирных работ. Можно прокладывать ходы геодезического нивелирования. Однако нивелирные работы на трассе должны проводиться с надежным контролем.

На косогорах с поперечным уклоном местности, бо́льшим 0,2, на каждом пикете нивелируют поперечники длиной 5—8 *м* в каждую сторону. В горной местности определяют отметки характерных точек рельефа в полосе до 50 *м* в обе стороны от оси трассы.

Через каждые 8—10 *км* на трассе устанавливают железобетонные или деревянные реперы. Установку железобетонных реперов приурочивают к переходам через крупные водотоки и к местам расположения больших площадок.

При трассировании одновременно двух цепей линий электропередачи, идущих параллельно одна другой, через каждые 2—3 *км* смыкают цепи между одноименными точками трассы (углами поворота или створными точками), чтобы проверить правильность вешения и точность линейных измерений. Реперы в этом случае устанавливают общие для двух цепей, располагая их примерно посередине между ними.

При уравнивании ходов между пунктами государственной нивелирной сети сначала по средним превышениям из двух ходов определяют отметки установленных реперов, а затем между отметками этих реперов увязывают ходы по обеим цепям.

В отличие от дорожных трасс и трасс трубопроводов, где разбивка пикетажа необходима не только для составления проектной документации, но главным образом как основа для перенесения проекта в натуру, на трассах линий электропередач наличие на местности 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 пересечений естественных или искусственных препятствий. Разбивку опор линий электропередач, положение которых, как правило, не совпадают с целыми пикетами, можно вести от близлежащих закрепленных точек трассы.

В связи с этим при трассировании линий электропередач вза-

мен разбивки пикетов через 100 *м* можно закреплять на местности только характерные точки рельефа и точки пересечений трассы с контурами и препятствиями. Расстояния между вершинами углов поворота или створными точками, а также расстояния от этих точек до препятствий следует измерять при помощи радиодальномера; расстояния же между точками перегиба рельефа — при помощи нитяного или оптического дальномера. Последние измерения могут проводиться одновременно с определением отметок точек местности методом геодезического нивелирования. Такой метод, обеспечивая необходимую точность, дает значительный продвиг в работе, особенно в сильно пересеченной и горной местности.

Как известно, точность высотного хода может быть подсчитана по формуле [63]

$$m_{\text{н}} = k\sqrt{[s]\,s} = ks\sqrt{n}, \qquad \text{(IX.2)}$$

где s — средняя длина стороны хода; n — число сторон хода; $[s]$ — длина хода.

В вытянутых ходах

$$k = \sqrt{\frac{1}{4}\sin^2 2\nu_0 \left(\frac{m_s}{s}\right)^2 + \cos^2 2\nu_0 \left(\frac{m_\nu}{\rho}\right)^2};$$

здесь ν_0 — средний угол наклона сторон хода;

$\frac{m_s}{s}$ — относительная ошибка измерения линий дальномером;

m_ν — средняя квадратическая ошибка измерения углов наклона.

По формуле (IX.2) можно определить допустимую длину высотного хода с условием, чтобы ошибка этого хода после уравнивания не превышала $\pm 0{,}25$ *м* (т. е. невязка не была больше $\pm 0{,}50$ *м*).

Для нивелирования трассы линии электропередач в сложных условиях местности с успехом может быть применен нивелир с наклонным лучом, разработанный в ЦНИИГАиК, средняя ошибка определения отметок местности которым равна ± 5—8 *см* на 1 *км* хода.

При пересечении трассой инженерных сооружений и водотоков измеряют величину угла пересечения и производят съемку 100-метровой полосы в масштабе 1 : 500—1 : 1000 с сечением рельефа через 0,5—1 *м*. На дорожных магистралях определяют отметки головок рельсов или отмегки покрытия автодороги.

При пересечении существующих линий электропередач и линий связи дополнительно измеряют расстояние от трассы до соседних опор пересекаемого пролета, определяют высоты верхних и нижних проводов на этих опорах и в месте пересечения, а также производят нивелирование этого пролета. При пересечении рек

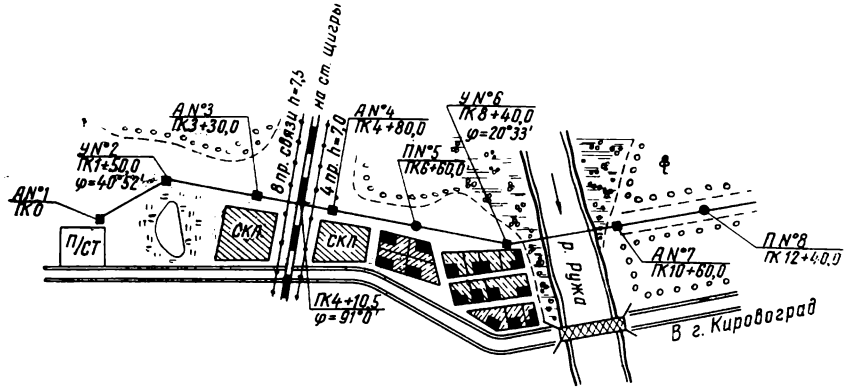


Рис. 153. План трассы ЛЭП

определяют отметки наивысшего горизонта паводковых вод и ледохода.

В зоне влияния проектируемой ЛЭП производят съемку всех существующих линий связи и линий электропередач. Ширина полосы инструментальной съемки зависит от величины напряжения прокладываемой трассы и для линий электропередач напряжением 220—500 *квт* равна 200—300 *м* в каждую сторону от оси.

В результате окончательных изысканий линии электропередач составляют план трассы в масштабе 1:25 000 и продольный профиль в масштабе 1 : 5000; планы и профили пересечений с существующими сооружениями и препятствиями, планы подходов к подстанциям, площадок монтерских пунктов и ремонтных баз — в масштабе 1 : 1000. Все планы и профили составляют по горизонтальному проложению линий.

Разбивка опор. По материалам окончательных изысканий составляют рабочие чертежи линии электропередач. Основными документами для разбивки опор на местности являются план и профиль линии и пересечений с существующими сооружениями и препятствиями.

На плане линии показывают расположение всех опор с обозначением типа, их пикетажа и номера. На угловых опорах дополнительно указывают величину угла поворота. На пересекаемых трассой элементах ситуации показывают высоты препятствий (рис. 153). На продольном профиле линии показывают места установки опор величины пролетов и положение низшего провода при наибольшей стреле провеса (рис. 154).

Разбивка опор производится по их пикетажному наименованию от ближайших закрепленных точек (вершин углов поворота и створных точек). Расстояния от закрепленных точек до

опор и между опорами измеряют оптическим дальномером или лентой с введением в каждый пролет поправок за наклоном местности.

Центры опор устанавливают в створ линии при помощи теодолита, не допуская отклонений больше 10 *см*, и закрепляют их столбами.

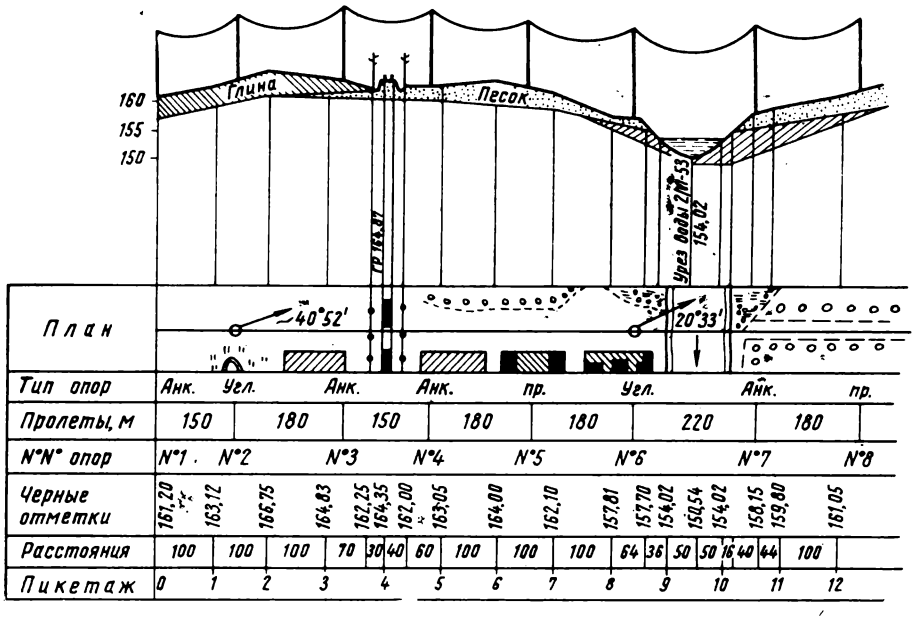


Рис. 154. Продольный профиль трассы ЛЭП

При исполнительной съемке законченной линии электропередачи промеряют расстояния между отдельными опорами и проверяют соблюдение габаритов приближения проводов.

Наглядную картину строительства линии со всеми ее сооружениями дает проведенная вдоль трассы маршрутная аэрофотосъемка. На аэроснимках хорошо видны отдельные опоры, подстанции, переходы через реки, овраги, дороги, просеки и другие элементы ситуации местности.

Глава X

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ИЗЫСКАНИЯХ И СТРОИТЕЛЬСТВЕ АЭРОПОРТОВ

§ 57. Изыскания площадок для аэропортов

Сооружения аэропорта. В аэропорте различают летную зону (аэродром), районы воздушных подходов и зону застройки (рис. 155). В состав летной зоны входят летное поле, места стоянок самолетов, рулежные дорожки. На летном поле располагаются летные полосы, которые служат для взлета и посадки

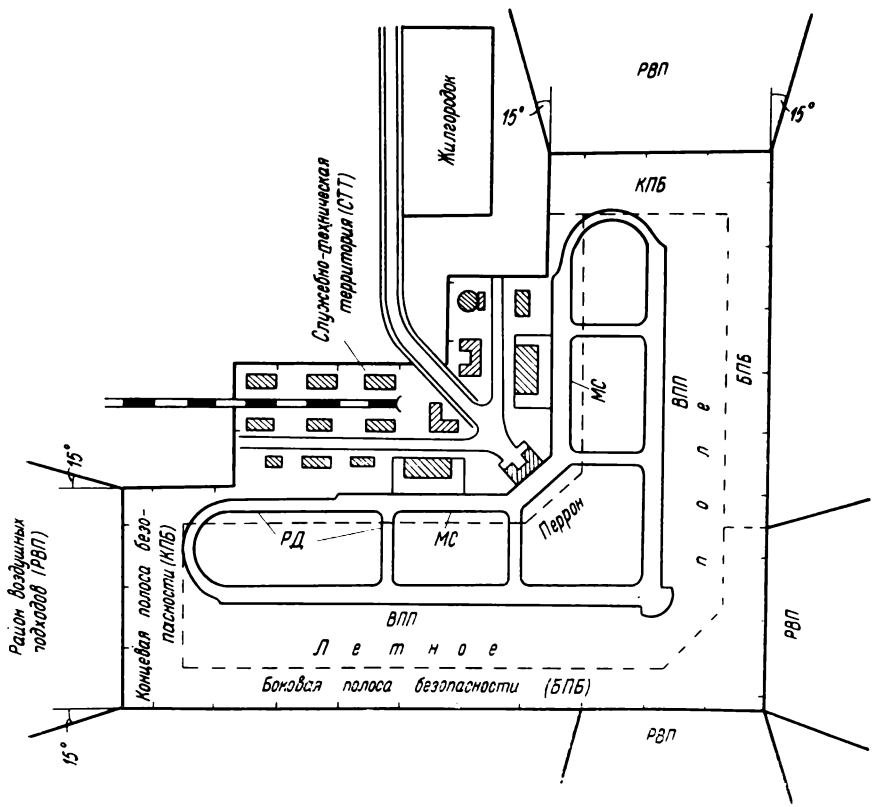


Рис. 155. Схема аэропорта

самолетов. Вдоль господствующего направления ветров сооружается главная летная полоса. Под некоторым углом к главной полосе могут располагаться вспомогательные полосы. К летной полосе примыкают боковые и концевые полосы безопасности.

Чтобы обеспечить круглогодичное выполнение взлетно-посадочных операций независимо от состояния почвы, на летной полосе сооружают специальные взлетно-посадочные полосы (ВПП) с искусственным, главным образом цементно-бетонным, покрытием. В крупных аэропортах с большой интенсивностью движения таких полос сооружают 3—5 и более длиной 2—3 *км* и шириной 80—100 *м*.

Для размещения и обслуживания во время стоянки самолетов сооружают особые места стоянки (МС), которые располагаются за пределами летного поля по одну или по обе стороны от аэровокзала и соединяются с взлетно-посадочными полосами и станционной площадкой рулежными дорожками (РД). Места стоянок и рулежные дорожки, как и взлетно-посадочные полосы, обычно имеют бетонное покрытие.

К летной полосе прилегает район воздушных подходов, в пределах которого ограничивается высота вертикальных препятствий. Для безопасности взлетно-посадочных операций необходимо, чтобы плоскость, проведенная от границы летного поля под углом к горизонту, равным углу подъема или планирования самолетов, проходила на всем протяжении на 10 *м* выше любого вертикального препятствия.

Среди сооружений летной зоны важное место занимают подземные инженерные сети: система водоотводных сооружений (дренаж и ливневая канализация), кабельные линии, водопроводные сети.

Застройка аэропорта состоит из служебно-технической территории (СТТ) и жилого городка. Типовыми служебными сооружениями являются аэровокзал, ангары, бензо- и маслохранилища и другие помещения и сооружения, обеспечивающие нормальные условия для проведения полета и транспортных операций.

Служебно-техническая территория обычно располагается недалеко от места стоянок самолетов, вне района воздушных подходов, чтобы постройки не мешали взлету и посадке самолетов, и связывается с городом железнодорожной веткой и подъездной автодорогой.

Жилой городок объединяет все жилые здания, культурно-бытовые помещения и коммунальные сооружения и предназначен для размещения летного и обслуживающего персонала аэропорта. Площадка жилгородка может быть выбрана на некотором удалении от основных сооружений порта.

Требования к выбору площадок для аэропортов. При выборе

площадки для строительства аэропорта должны быть учтены следующие общие требования.

1. Площадка должна быть достаточных размеров для размещения всех сооружений летной зоны и зоны застройки и так сориентирована относительно господствующего направления ветров, чтобы вдоль этого направления расположилась главная летная полоса.

2. Для безопасности взлетно-посадочных операций необходимо, чтобы рельеф летного поля имел уклоны, не превышающие 0,02, при радиусах вертикальных кривых не менее 8000 *м*. Для быстрого отвода ливневых вод уклоны летного поля должны быть не менее 0,005. Исходя из этого, рельеф местности на площадке желательно иметь пологим, без глубоких балок и оврагов, со средними уклонами не больше 0,02—0,03, но и не менее 0,003—0,005; при этих условиях объем земляных работ при строительстве будет минимальным.

3. Площадка должна иметь открытые воздушные подходы, особенно в зонах господствующего направления ветров.

Допустимое расстояние L в метрах от границы летного поля до высоких сооружений или горных препятствий в районе воздушных подходов может быть подсчитано по формуле

$$L = \frac{H + h + 10}{\operatorname{tg}\theta}, \qquad (X.1)$$

где H — высота препятствия, в *м*; h — превышение основания препятствия над границей летного поля, в *м*; Θ — угол взлета или планирования самолета; 10 — габаритный запас, в *м*.

4. Грунты площадки должны быть устойчивыми с возможно более глубоким залеганием грунтовых вод. Площадка не должна иметь заболоченных участков, растущих глубоких оврагов, карстовых и оползневых явлений и не должна затопляться паводковыми водами.

Состав работ при изысканиях аэропортов. При изысканиях аэропортов решаются две основные задачи. Первой из них является выбор на местности в соответствии с заданием наиболее выгодного варианта площадки, которая отвечала бы всем требованиям технических условий и на которой строительство аэропорта сопровождалось бы минимальными затратами. Второй важной задачей изысканий является производство на выбранной площадке геодезических работ, инженерно-геологических, гидрогеологических, метеорологических и других обследований с целью получения крупномасштабных планов и подробных геотехнических данных для составления проекта аэропорта и перенесения его на местность.

В начальном этапе геодезических работ изучают имеющиеся на район изысканий картографические и аэрофотосъемочные материалы и данные по существующей плановой и высотной геоде-

зической основе и устанавливают степень возможного использования этих материалов в процессе изысканий. На основании этого составляют проект топографо-геодезических работ на площадке аэропорта, в котором устанавливают масштабы и методы съемок отдельных зон и участков на различных стадиях изысканий и соответственно рассчитывают густоту, точность, принцип построения и форму сетей плановой и высотной геодезической основы и способ привязки ее к государственным сетям. Проект уточняют при рекогносцировке местности.

На выбранной для строительства аэропорта площадке выполняют следующие геодезические работы.

В стадии предварительных изысканий:

1) трассирование на местности намеченного направления главной летной полосы и разбивка на площадке параллельно этому направлению сетки квадратов со сторонами 400×400 *м*;

2) съемка площадки аэропорта и прилегающей территории в масштабе 1 : 5000 с сечением рельефа через 0,5—1 *м*;

3) упрощенная плановая съемка районов воздушных подходов с подробной характеристикой препятствий, определением их высоты и отметки основания.

В стадии окончательных изысканий:

1) создание геодезической основы для съемки площадки в масштабе 1 : 2000—1 : 1000 и для перенесения проекта аэропорта в натуру;

2) съемка летного поля в масштабе 1 : 2000 с сечением рельефа через 0,50—0,25 *м* путем нивелирования по квадратам; съемка полосы застройки в масштабе 1 : 1000—1 : 500 с сечением рельефа через 0,50 *м*;

3) изыскание трасс подъездных дорог, водопроводов, линий электропередач, ливнесточных коллекторов.

Топографические карты масштаба 1 : 5000—1 : 10 000 с сечением рельефа через 1—2 *м* после обновления и дополнения в натуре могут быть использованы в стадии предварительных изысканий для составления плана площадки и районов подходов.

Одновременно с геодезическими работами проводят инженерно-геологические, гидрогеологические и почвенные обследования по выявлению строения и устойчивости площадки, ее геоморфологической и инженерно-геологической характеристики и собирают результаты метеорологических наблюдений за скоростью и направлением ветра, осадками, температурой и влажностью воздуха, глубиной промерзания почвы и др.

§ 58. Геодезическое обоснование площадки аэропорта

Точность основы. Геодезическая сеть, создаваемая в процессе изысканий аэропорта как основа для съемочных работ, обычно является и опорой для перенесения проекта аэропорта на мест-

ность. Поэтому она по точности должна удовлетворять как требованиям съемочных работ на летном поле (наиболее крупный масштаб съемки 1 : 2000), так и требованиям, установленным для разбивки основных осей полос и красных линий застройки. Кроме того, для удобства выполнения разбивочных работ ставится условие, чтобы пункты геодезической основы совпадали с вершинами квадратов сетки 400×400 *м*.

При расчете точности геодезической основы необходимо исходить из основного требования, чтобы ошибки определения точек съемочного обоснования относительно пунктов триангуляции или полигонометрии не превышали 0,2 *мм* в масштабе плана, т. е. 0,40 *м* для съемки масштаба 1 : 2000. Желательно, чтобы пункты геодезической основы, на которые опирается съемочное обоснование, были определены в два раза точнее, т. е. чтобы ошибки в наиболее слабых местах не превышали ±0,20 *м* (средние квадратические ошибки не более ±10 *см*). Так как точность вынесения в натуру осей сооружений аэропорта в среднем не превышает 1 : 5000, то геодезическая основа, созданная на площадке для съемки, вполне удовлетворяет по точности требованиям разбивочных работ.

Плановая основа. При изысканиях аэропортов площадь съемки в масштабе 1 : 5000 может доходить до 15—20 *км*² (площадка и прилегающая территория); в масштабе 1 : 2000 — до 5—8 *км*² (летное поле); в масштабе 1 : 500—1 : 1000 — до 1 *км*² (зона застройки и отдельные площадки). Поэтому в практике аэродромных изысканий обычно съемку в масштабе 1 : 5000 проводят на съемочном обосновании, а геодезическую основу в виде аналитических сетей или полигонометрии создают в процессе подробных изысканий для съемки площадки в масштабе 1 : 2000 и 1 : 500—1 : 1000 и для разбивочных работ.

В лесной местности геодезическую основу развивают в виде ходов полигонометрии или рядов бездиагональных четырехугольников (см. § 6).

На открытом участке могут быть применены ходы параллактической полигонометрии, сети микротриангуляции или геодезических засечек. Геодезические пункты располагают вблизи основных сооружений аэропорта (ВПП, МС, зоны застройки) и совмещают с вершинами 400-метровой сетки квадратов.

Полигонометрию проектируют замкнутыми ходами (рис. 156). Стороны измеряют свето- или радиодальномерами, подвесными мерными приборами или шкаловыми лентами по кольям с натяжением по динамометру. В последнем случае особое внимание обращается на учет прогибов ленты при измерениях.

В параллактической полигонометрии в качестве базиса в симметричном ромбическом звене со сторонами в 400 *м* применяют 24-метровую инварную проволоку.

В короткобазисном способе при длине инварного жезла 2 *м* используют сложное звено (рис. 157).

Полигонометрические сети уравнивают по методу полигонов В. В. Попова.

Микротриангуляцию строят со сторонами 400—800 *м*. На вытянутых площадках может быть применена схема сети, показанная на рис. 158. В сети измеряют четыре стороны (базисы) с ошибкой $\frac{m_в}{в} = \frac{1}{50\,000}$, между которыми уравнивают отдельные участки. Координаты точек 400-метровой сети внутри полигона определяют или созданием коротких рядов треугольников, которые

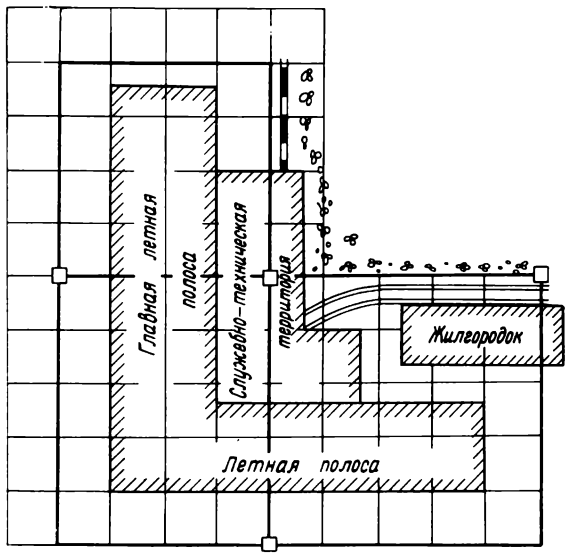


Рис. 156. Полигонометрия

увязывают между сторонами основной цепи микротриангуляции, или проложением теодолитных ходов. Уравнивают сети микротриангуляции приближенными методами с разделением условных уравнений по группам.

В способе бездиагональных четырехугольников по периметру *ABCD* (рис. 158) определяют светодальномером или короткобазисным способом 400-метровые стороны. В четырехугольниках оптическим теодолитом измеряют все углы. Ряды увязывают между известными сторонами.

Нивелирные сети. Нивелирные сети при строительстве аэропортов играют очень важную роль. По отметкам точек составляют проект вертикальной планировки аэропорта и вычисляют объемы

земляных работ. По отметкам выносят в натуру все элементы летной зоны и так как эти элементы тесно связаны между собой в высотном отношении, то проектные отметки и уклоны должны быть строго соблюдены.

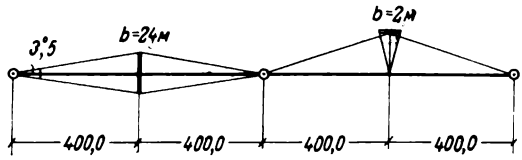


Рис. 157. Параллактическое звено

Высотной основой площадки аэропорта служат сети нивелирования III класса, которые прокладывают обычно замкнутыми полигонами по ходам полигонометрии или сторонам микротриангуляции, совмещая плановые знаки с высотными. Между реперами III класса внутри полигонов прокладывают ходы нивелирования IV класса по сторонам основной сетки квадратов. Расчеты длин ходов приведены в § 5.

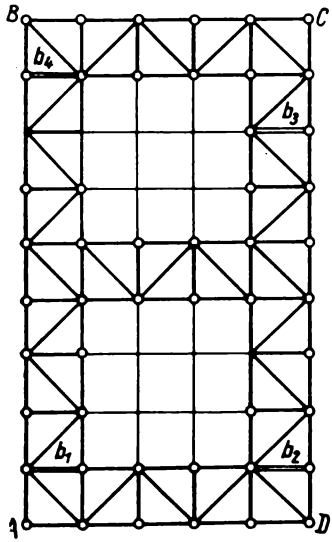


Рис. 158. Микротриангуляция

Закрепление. Пункты геодезиче-

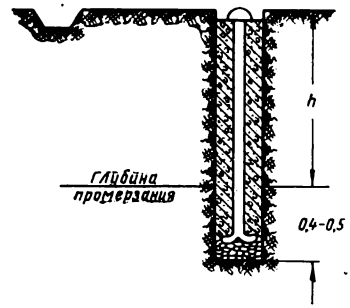


Рис. 159. Знак крепления и репер

ской основы закрепляют бетонными знаками; точки рабочего обоснования — деревянными столбами. Так как обычно каждый плановый знак одновременно является и репером, то их следует закладывать ниже глубины промерзания грунта.

В зависимости от способа закладки применяют знаки различной конструкции. Удобно устанавливать знаки при помощи бурения. Скважину бурят глубиной на 0,4—0,5 *м* ниже максимальной

глубины промерзания. На дно скважины засыпают слой щебенки или гравия, и на эту подушку устанавливают трубу диаметром 5—6 *см* с головкой в виде полусферы и небольшим якорем внизу. В головке знака высверливают или кернуют небольшое углубление, которое принимают за центр знака. Длину трубы подбирают с таким расчетом, чтобы головка знака была вровень с землей или на 5—10 *см* ниже. Пространство между трубой и стенками скважины заполняют доверху бетоном (рис. 159).

Аналогично устанавливают деревянные знаки. В скважину на щебеночную или гравийную подушку ставят столб диаметром 15—18 *см*, засыпают его грунтом и тщательно утрамбовывают. В верхнем срезе столба на уровне земли забивают для постановки рейки кованый гвоздь, на котором кернуется и центр знака.

Привязка. Построенную на площадке геодезическую основу, как правило, вычисляют в государственной системе координат и в абсолютных отметках и, следовательно, привязывают к пунктам государственной опоры.

Если в районе расположения площадки отсутствуют пункты триангуляции и осуществить привязку сети не представляется возможным, то на одной из сторон сети определяют азимут для ориентирования съемки и осей аэродрома по истинному меридиану.

§ 59. Съемка аэродромных площадок

Разбивка основной сетки квадратов. Геодезические работы на выбранном под аэропорт участке начинают с *разбивки направления главной летной полосы.* Это направление выбирают с учетом господствующего направления ветров, наиболее открытых подходов, рельефа площадки и намечают на имеющейся топографической карте. В натуру направление выносят по заданному азимуту и провешивают его при помощи теодолита, закрепляя через 400 *м* точки. Опираясь на эти точки, разбивают на всей площадке основную сетку квадратов 400×400 *м*. Одновременно выполняют линейные промеры сторон и угловые измерения (с точностью теодолитного хода) для определения координат всех точек сетки.

После закрепления вершин квадратов постоянными знаками по ним прокладывают нивелирные ходы IV класса.

Съемка в масштабе 1 : 5000. Основная сетка квадратов является плановой и высотной опорой при съемке площадки и прилегающей территории в масштабе 1 : 5000 с сечением рельефа через 0.5—1,0 *м*. На тех участках, где сетка квадратов не разбивается (в застроенных частях, на прилегающей к площадке территории), основой съемки служит сеть теодолитных и нивелирных ходов.

Площадку снимают методом мензульной съемки, дающей возможность наиболее тщательно изобразить рельеф. При

резко выраженном рельефе может быть применена тахеометрическая съемка с полевой корректурой рисовки рельефа.

На участках со сложной ситуацией и значительной застройкой целесообразно составлять план фотограмметрическими методами. Аэросъемочные маршруты прокладывают параллельно направлению главной летной полосы, включая в район съемки, кроме площадки аэропорта, участок жилого городка, районы подходов, места прохождения подъездных дорог и подземных коммуникаций, участки водозаборных сооружений, выпусков ливнестоков и др.

Съемка в масштабе 1 : 2000 и 1 : 1000. Для составления рабочего проекта аэропорта производят съемку летного поля в масштабе 1 : 2000 и зоны застройки в масштабе 1 : 1000 методом нивелирования поверхности по квадратам. Съемочным обоснованием при выполнении этой работы служит сетка основных квадратов 400×400 *м*, опирающаяся на пункты полигонометрии или аналитической сети. Внутри основных квадратов разбивают пикетажную сетку со сторонами 40×40 *м* для съемки в масштабе 1 : 2000 и 20×20 *м* — в масштабе 1 : 1000 и закрепляют ее колышками со сторожками. Точки 200-метровых квадратов закрепляют столбами. Кроме вершин сетки, в натуре отмечают и плюсовые точки — характерные точки перегиба рельефа. Все вершины пикетажной сетки нумеруют.

Одновременно с разбивкой пикетажной сетки ведут съемку ситуации. К сетке привязывают линейными засечками, способом перпендикуляров, полярным способом существующие в натуре элементы ситуации.

Вслед за разбивкой квадратов и съемкой ситуации производят нивелирование поверхности. На равнинных участках с одной станции нивелируют точки, расположенные в 200-метровом квадрате.

Результаты нивелирования записывают на специально заготовленных для каждого 400-метрового квадрата планшетках, на которые предварительно с абрисной книжки переносят схему пикетажной сетки с номерами вершин и полюсовыми точками. Одновременно в каждом квадрате стрелкой показывают направление ската местности для последующего интерполирования горизонталей.

В залесенной местности отметки вершин пикетажной сетки определяют из нивелирных ходов, проложенных по прорубленным визиркам.

Съемка оврагов может быть выполнена тахеометрическим способом. При этом, если овраги занимают небольшой участок, то можно продолжать разбивку пикетажной сетки и на этом участке, фиксируя все перегибы рельефа плюсовыми точками и определяя их отметки геодезическим нивелированием. Расстояние до точек получают по результатам разбивки пикетажной сетки.

Когда овраги занимают значительные территории, разбивку сетки и нивелирование по квадратам доводят до границ этой территории, а съемку последней выполняют тахеометрическим методом, опираясь на имеющиеся в натуре пункты съемочного обоснования в виде основных квадратов и специально проложенных ходов.

Нивелирование площадки летного поля выполняют особенно тщательно. Необходимо обращать особое внимание *на устранение систематических ошибок в отметках рельефа,* являющихся следствием того, что пикетные колья забиваются не вровень с земной поверхностью. На больших площадях эти ошибки дают значительное искажение баланса земляных работ.

По окончании полевых работ составляют план в масштабе 1 : 2000 (для полосы застройки 1 : 1000). По координатам на планшеты наносят пункты геодезической основы и точки съемочного обоснования в виде сетки основных квадратов. На сторонах основных квадратов строят пикетажную сетку. Пользуясь этой сеткой, по полевым абрисам наносят на план всю ситуацию и геологические выработки. Из нивелирных планшеток выписывают отметки вершин сетки и всех плюсовых точек, по которым рисуют горизонтали с сечением через 0,25—0,5 *м*.

Готовые планшеты корректируют и проверяют в поле.

§ 60. Трассирование. Съемка подходов

Трассировочные работы. Предварительное направление трасс намечают по имеющимся на район изысканий картам или фотопланам, а их окончательное положение выбирают при обследовании местности.

Отметим некоторые особенности работ по съемке примыканий трасс.

При трассировании подъездной железнодорожной ветки устанавливают и согласовывают раздельный пункт примыканий этой ветки к магистрали. Место примыкания снимают в крупном масштабе (1 : 1000); на плане показывают все путевое хозяйство, в том числе и центры стрелочных переводов, искусственные сооружения, постройки. По поперечникам снимают рельеф и определяют отметки головок рельсов и лотков водоотводных сооружений.

В местах примыканий канализации и водопровода определяют отметки лотков и верха труб в колодцах примыкания и в соседних колодцах, измеряют диаметр труб и размеры колодцев. Для проектирования оголовка ливнесточного коллектора снимают участок местности в крупном масштабе, охватывая самые низкие отметки оврага, куда намечен выпуск ливневых вод, или доводя съемку до уреза воды, если выпуск запроектирован в реку.

При съемке участка водозабора, кроме рельефа и ситуации

прилегающей местности, тщательно снимают берега водоема для проектирования укрепительных мероприятий и промеряют глубины по поперечникам через 20—40 *м* для изображения рельефа дна водоема; устанавливают водомерный пост и ведут наблюдения за изменением уровня воды для определения отметок высокого и меженного горизонтов.

Все трассы должны быть по возможности привязаны в плановом и высотном отношениях к пунктам геодезической основы. Стремятся ходы по различным трассам связать между собой, чтобы получить замкнутые полигоны, которые являются надежным средством для контроля полевых измерений.

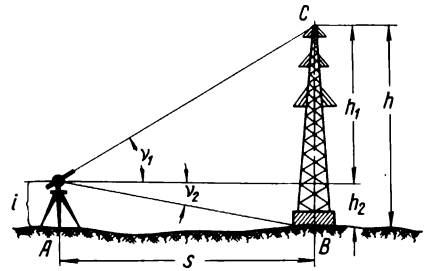


Рис. 160. Определение высоты близкого препятствия

Определение высоты препятствий в зоне подходов. При изысканиях летного поля в зонах подходов определяют высоты существующих зданий, сооружений и других высоких препятствий, которые могут мешать нормальному выполнению взлетно-посадочных операций. Определение высоты препятствия проводят методом геодезического нивелирования.

Если препятствие расположено вблизи полосы безопасности, то для измерения углов наклона теодолит устанавливают в одной из точек площадки с известной отметкой, находящейся на расстоянии s от препятствия.

Из рис. 160 видно, что высота препятствия

$$h = h_1 - (-h_2).$$

Так как

$$h_1 = s \operatorname{tg} \nu_1;\ h_2 = s \operatorname{tg} \nu_2,$$

то

$$h = s(\operatorname{tg} \nu_1 - \operatorname{tg} \nu_2). \qquad (X.2)$$

Обозначим отметку точки стояния инструмента через H_A, тогда отметка верхней точки препятствия C будет

$$H_C = H_A + i + s \operatorname{tg} \nu_1, \qquad (X.3)$$

где i — высота инструмента, установленного в точке A.

Если известна отметка точки B у основания препятствия, то отметка верхней точки также может быть определена по формуле

$$H_C = H_B + s(\operatorname{tg} \nu_1 - \operatorname{tg} \nu_2). \qquad (X.4)$$

Средняя квадратическая ошибка определения превышения по формуле (X.2) будет

$$m_h^2 = m_s^2(\operatorname{tg}\nu_1 - \operatorname{tg}\nu_2)^2 + \frac{s^2}{\rho^2}\left\{\frac{m_{\nu_1}^2}{\cos^4\nu_1} + \frac{m_{\nu_2}^2}{\cos^4\nu_2}\right\}.$$

Считая точность измерения углов ν_1 и ν_2 одинаковой, т. е. $m_{\nu_1} \approx m_{\nu_2} = m_\nu$, получим

$$m_h^2 = s^2\left\{\left(\frac{m_s}{s}\right)^2(\operatorname{tg}\nu_1 - \operatorname{tg}\nu_2)^2 + \left(\frac{m_\nu}{\rho}\right)^2\left(\frac{1}{\cos^4\nu_1} + \frac{1}{\cos^4\nu_2}\right)\right\}. \quad (X.5)$$

Например, при $s = 200$ *м*; $\frac{m_s}{s} = \frac{1}{2\,000}$; $\nu_1 = +8°$; $\nu_2 = -2°$; $m_\nu = \pm 0',5$ найдем, что $m_h = \pm 4{,}5$ *см*.

Для определения высот удаленных препятствий применяется другой способ. На местности выбирают базис с таким расчетом, чтобы из его конечных точек были хорошо видны вершины препятствий, высоты которых следует определить. Базис в плановом отношении привязывают к геодезической основе площадки и передают на конечные его точки отметки. С концов базиса методом прямой засечки определяют расстояние до препятствия, т. е. измеряют горизонтальные углы β_A и β_B (рис. 161) и одновременно измеряют вертикальные углы на верхнюю точку препятствия ν_A и ν_B. Этих данных достаточно, чтобы, зная длину базиса и отметки точек A и B, дважды вычислить отметку верхней точки C. Согласно формуле (X.3) имеем

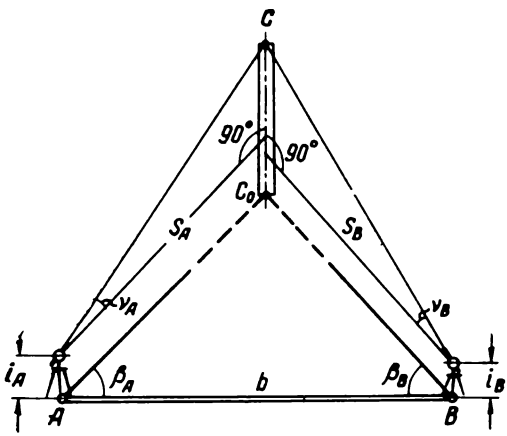


Рис. 161. Определение высоты дальнего препятствия

$$H_C' = H_A + i_A + h_A, \quad (X.6)$$

где

$$h_A = s_A \operatorname{tg}\nu_A,$$

и

$$H_C'' = H_B + i_B + h_B, \quad (X.7)$$

где

$$h_B = s_B \operatorname{tg}\nu_B.$$

Расстояния s_A и s_B находят из решения треугольника ABC_0:

$$s_A = \frac{b \sin \beta_B}{\sin (\beta_A + \beta_B)};$$

$$s_B = \frac{b \sin \beta_A}{\sin (\beta_A + \beta_B)}.$$

С учетом этого формулы для превышений будут:

$$h_A = \frac{b \sin \beta_B}{\sin (\beta_A + \beta_B)} \operatorname{tg} \nu_A; \qquad (X.8)$$

$$h_B = \frac{b \sin \beta_A}{\sin (\beta_A + \beta_B)} \operatorname{tg} \nu_B. \qquad (X.8')$$

Вычислив величины h_A и h_B по формулам (X.6) и (X.7), дважды определяют отметку вершины препятствия и из них образуют среднее значение.

Точность определения высоты препятствий изложенным способом зависит от точности измерения базиса, горизонтальных и главным образом вертикальных углов. Логарифмируя и затем дифференцируя формулу (X.8), получим

$$\frac{dh}{h} = \frac{db}{b} + \operatorname{ctg} \beta_B d\beta_B - \operatorname{ctg} (\beta_A + \beta_B) d\beta_B - \\ - \operatorname{ctg} (\beta_A + \beta_B) d\beta_A + \frac{d\nu_A}{\frac{1}{2} \sin 2\nu_A}.$$

Приняв $m_{\beta_A} \approx m_{\beta_B} \approx m_\beta$; $m_{\nu_A} \approx m_{\nu_B} = m_\nu$, будем иметь

$$m_h^2 = h^2 \left\{ \left(\frac{m_b}{b} \right)^2 + \left(\frac{m'_\beta}{\rho'} \right)^2 [(\operatorname{ctg} \beta_B - \operatorname{ctg} (\beta_A + \beta_B))^2 + \right.$$

$$\left. + \operatorname{ctg}^2 (\beta_A + \beta_B)] + \left(\frac{m'_\nu}{\frac{1}{2} \rho' \sin 2\nu} \right)^2 \right\}. \qquad (X.9)$$

При $\frac{m_b}{b} = \frac{1}{2\,000}$; $m_\beta = \pm 0',5$; $m_\nu = \pm 0',5$; $\beta_A = \beta_B = 80°$; $\nu = 4°$; $h = 75$ *м* получим $m_h = \pm 0{,}17$ *м*.

Так как высота препятствия определяется дважды, то можно ожидать, что ошибка среднего результата будет в $\sqrt{2}$ раза меньше.

В рельефной местности высоты препятствий могут быть определены способом вертикальной засечки. В этом способе на местности выбирают две точки — M (рис. 162) и более высокую N, с которых хорошо видна вершина препятствия C и которые лежат в одном створе с ней. Расстояние между точками M и N и их отметки должны быть известны.

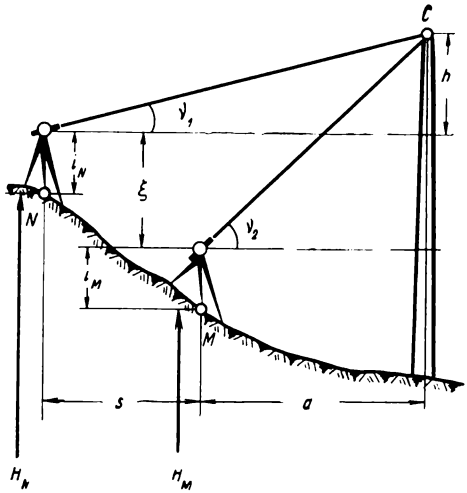


Рис. 162. Способ вертикальной засечки

Тогда, измерив углы наклона ν_1 и ν_2, получим

$$h = (s + d)\operatorname{tg}\nu_1. \quad \text{(X.10)}$$

Так как

$$d = \frac{h+\xi}{\operatorname{tg}\nu_2},$$

то

$$h = \frac{s\operatorname{tg}\nu_1\operatorname{tg}\nu_2 + \xi\operatorname{tg}\nu_1}{\operatorname{tg}\nu_2 - \operatorname{tg}\nu_1} \quad \text{(X.11)}$$

или

$$h = \frac{s\sin\nu_1\sin\nu_2 + \xi\sin\nu_1\cos\nu_2}{\sin(\nu_2 - \nu_1)}. \quad \text{(X.12)}$$

Точность определения высот этим способом подсчитывают по общей формуле

$$m_h^2 = \left(\frac{\partial h}{\partial s}\right)^2 m_s^2 + \left(\frac{\partial h}{\partial \xi}\right)^2 m_\xi^2 + \left(\frac{\partial h}{\partial \nu_1}\right)^2 \frac{m_{\nu_1}^2}{\rho^2} + \left(\frac{\partial h}{\partial \nu_2}\right)^2 \frac{m_{\nu_2}^2}{\rho^2}, \quad \text{(X.13)}$$

где

$$\frac{\partial h}{\partial s} = \frac{\sin\nu_1\sin\nu_2}{\sin(\nu_2 - \nu_1)};$$

$$\frac{\partial h}{\partial \xi} = \frac{\sin\nu_1\cos\nu_2}{\sin(\nu_2 - \nu_1)};$$

$$\frac{\partial h}{\partial \nu_1} = \frac{s\sin^2\nu_2 + \xi\sin\nu_2\cos\nu_2}{\sin^2(\nu_2 - \nu_1)};$$

$$\frac{\partial h}{\partial \nu_2} = \frac{s\sin^2\nu_1 + \xi\sin\nu_1\cos\nu_1}{\sin^2(\nu_2 - \nu_1)}.$$

При $s=400$ *м*; $\xi=8$ *м*; $\nu_1=0°,5$; $\nu_2=1°,5$ и $m_s=\pm0{,}20$ *м*; $m_\xi=\pm0{,}10$ *м*; $m_{\nu_1}=m_{\nu_2}=\pm0',5$ получим $m_h=\pm0{,}24$ *м*.

Весьма рациональным способом определения высот препятствий является наземная стереофотограмметрическая съемка. Базис выбирают примерно перпендикулярно направлению воздушных подходов. Длина базиса B должна составлять не менее $^1/_{20}$ расстояния до наиболее удаленных препятствий. Отметка одной из станций должна быть известна.

Измерив на стереокомпараторе параллакс p и аппликату z, вычисляют высоту препятствия относительно направления оптической оси фотокамеры:

$$Z = \frac{B}{p} z = \frac{Y}{f} z \qquad (X.14)$$

и отстояние

$$Y = \frac{B}{p} f, \qquad (X.15)$$

где f — фокусное расстояние камеры.

Точность способа может быть подсчитана по приближенной формуле

$$m_Z = \frac{Y}{f} m_z. \qquad (X.16)$$

При $Y=2$ *км*; $f=200$ *мм*; $m_z=\pm 0{,}01$ *мм* получим $m_Z=\pm 0{,}10$ *м*.

Определив высоты препятствий и расстояния до них и используя имеющуюся на район изысканий карту или фотопланы, а также результаты полевого обследования, составляют план и профиль воздушных подходов летной полосы.

§ 61. Разбивка и закрепление осей летного поля

Перенесение на местность сооружений аэропорта осуществляется на основании следующих документов рабочего проекта:

1) генерального плана аэропорта в масштабе 1 : 2000;
2) разбивочного чертежа летного поля в масштабе 1 : 5000;
3) проекта вертикальной планировки в масштабе 1 : 2000;
4) планов и продольных профилей подземных коммуникаций;
5) рабочих чертежей на отдельные сооружения, узлы, пикеты.

Перед разбивкой аэропорта проверяют в поле геодезическую сеть, созданную на площадке в процессе изысканий, и восстанавливают уничтоженные или поврежденные знаки. Особенно внимательно проверяют высотную основу, учитывая ее весьма ответственное значение. В схему контрольных нивелирных ходов по возможности включают всю сеть летного поля.

Выборочно проверяют отметки земли по квадратам 40×40 *м*. Если пикетажная сетка в процессе изысканий по каким-либо причинам не закреплялась или не сохранилась, то восстанавливают

разбивку и закрепление пикетажной сетки и проверяют все черные отметки летного поля.

В плановом отношении рекомендуется проверять координаты тех пунктов, от которых будут выноситься в натуру основные точки и оси сооружений. Проверку следует проводить при помощи угловых измерений, как наиболее легко выполнимых.

Одновременно с полевой проверкой геодезической основы проверяют и проектные аналитические данные, согласно которым со-

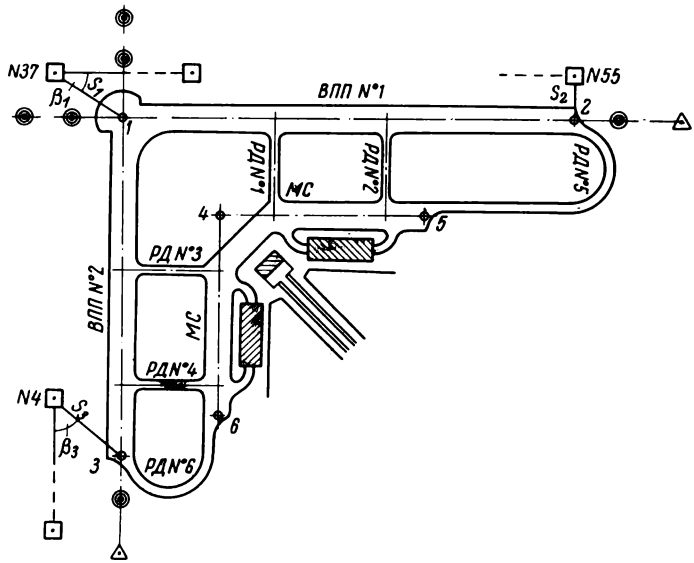


Рис. 163. Основные оси летного поля

оружения аэропорта должны разбиваться на местности. По данным привязки вычисляют координаты конечных точек сооружений. Зная эти координаты, путем решения обратной задачи определяют длины сооружений, углы между их осями и сравнивают их с проектными значениями, проверяют элементы разбивки кривых и т. д.

Перенесение проекта аэропорта в натуру начинают с разбивки на местности продольных осей взлетно-посадочных полос, которые являются основой для разбивки всех сооружений летного поля. Разбивка осей ВПП производится от пунктов геодезической основы согласно схеме привязки. Обычно по заданным полярным координатам от ближайших пунктов основной сетки квадратов находят на местности начальные и конечные точки полос, между которыми разбивают пикетаж (рис. 163). Работу выполняют при помощи компарированной ленты или оптического

дальномера и 30-секундного теодолита с таким расчетом, чтобы обеспечить относительную предельную ошибку разбивки около 1 : 2000.

Для контроля разбивки основных точек *1, 2, 3* можно измерить в натуре угол при точке *1*, образованный сторонами *1—2* и *1—3*, и сравнить его с вычисленным по координатам.

Ошибка в длине полосы может быть определена по формуле (см. § 15)

$$m_L^2 = \frac{1}{2}(m_1^2 + m_2^2), \qquad \text{(X.17)}$$

где m_1 и m_2 — ошибки определения основных точек *1* и *2*.

При полярном способе разбивки точек

$$m_1^2 = m_{s_1}^2 + s_1^2 \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \qquad \text{(а)}$$

и

$$m_2^2 = m_{\text{исх}}^2 + m_{s_2}^2 + s_2^2 \frac{m_\beta^2}{\rho^2}, \qquad \text{(б)}$$

где $m_{\text{исх}}$ — ошибка взаимного положения пунктов геодезического обоснования, от которых производится разбивка точек *1* и *2*; m_{s_1} и m_{s_2} — ошибка отложения проектных расстояний s_1 и s_2; m_β — ошибка построения полярного угла β.

Подставив значения (а) и (б) в формулу (X.17) и приняв для приближенных расчетов $s_1 \approx s_2$ и $m_{s_1} \approx m_{s_2}$, получим

$$m_L^2 = \frac{1}{2} m_{\text{исх}}^2 + s^2\left(\frac{m_s}{s}\right)^2 + s^2\left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2. \qquad \text{(X.18)}$$

Для наиболее неблагоприятного случая привязки основных точек расстояние s может достигать $200\sqrt{2} = 280$ *м*. При $\frac{m_s}{s} = {}^1/_{4000}$, $m_\beta = \pm 45''$ и $m_{\text{исх}} = \pm 10$ *см* найдем

$$m_L = \sqrt{5^2 + 7^2 + 6^2} = \pm 10{,}5 \text{ см}.$$

Ошибка в азимуте оси полосы

$$m_\alpha = \frac{m_L}{L}\rho, \qquad \text{(X.19)}$$

что при $L = 2500$ *м* составит $\pm 8''{,}4$. Желательно, чтобы предельная ошибка в азимуте полосы не превышала $\pm 30''$.

Вдоль оси каждой полосы разбивают пикетаж по направлению от начальной и конечной точек к середине. Пикетажное наименование основных точек принимают согласно проекту. При подходе к среднему пикету от начала и конца полосы получают некоторую

линейную невязку, которую распределяют на ближайшие пикеты с соответствующей перестановкой кольев.

После разбивки и увязки пикетажа временные знаки заменяют постоянными; на основных точках устанавливают бетонные знаки реперного типа, на пикетах — деревянные однометровые столбы с гвоздями в качестве центров.

Продольную ось ВПП дополнительно закрепляют прочными знаками за пределами полосы; с каждой стороны устанавливают по два знака, отстоящие от полосы и один от другого на 100—150 *м*, как это показано на рис. 163. Если по условиям рельефа между начальной и конечной точками полосы отсутствует взаимная видимость, то необходимо установить на этих точках или лучше на крайних точках крепления небольшие пирамиды-вехи.

Крепление продольной оси ВПП используется для восстановления оси в процессе строительных работ, чтобы разбивать от нее те или иные сооружения на полосе и летном поле. Кроме того, оно дает возможность продолжать ось ВПП в район подходов для разбивки месторасположения посадочных огней и других специальных устройств, обслуживающих взлет и посадку самолетов.

Разбивку осей рулежных дорожек и мест стоянок, как правило, производят от оси ВПП согласно их пикетажным значениям. Разбивка осей зданий и сооружений служебно-технической территории, а также осей подъездных дорог и проездов выполняется от осей МС и от геодезической сети.

По завершении разбивочных работ составляют в масштабе 1 : 5000 исполнительный чертеж разбивки и закрепления осей летного поля и зоны застройки.

§ 62. Разбивочные работы при перемещении земляных масс и планировке летного поля

Метод квадратов. Земляные работы при вертикальной планировке летного поля выполняются в два этапа. На первом этапе земляные массы вчерне перемещают из выемок в насыпи, чтобы получить поверхность, более или менее отвечающую требованиям летного поля. На втором этапе проводят планировочные работы для создания плавной поверхности согласно красным отметкам и уклонам проекта. Каждому из этих этапов соответствует свой порядок выполнения разбивочных работ. Однако метод разбивки остается один и тот же — метод квадратов. Идея этого метода состоит в том, что проектная (красная) поверхность летного поля выносится в натуру по отдельным отметкам, устанавливаемым на местности в вершинах закрепленной сетки квадратов 40×40 *м* (рис. 164).

На первом этапе выполняют следующие виды разбивочных работ:

1) согласно проекту вертикальной планировки на участке производства работ в вершинах квадратов на сторожках подписывают рабочие отметки (насыпь со знаком «плюс», выемку со знаком «минус»);

2) места выемок и насыпей оконтуривают вешками и показывают направления наибольшей глубины выемок и наибольшей высоты насыпей;

3) в некоторых характерных точках насыпи устанавливают визирки, верх которых соответствует отметке насыпи.

После завершения грубого перемещения земляных масс, когда до проектных отметок осталось 10—20 *см*, подчищают выемки и выравнивают насыпи, затем приступают к разбивке квадратов для планировочных работ. При этом в вершинах квадратов по нивелиру устанавливают в натуре красные отметки, забивая колья соответствующей высоты (см. § 17). В местах нулевых работ, где рабочие отметки не превышают ±10—15 *см* и где сразу выполняют планировочные работы, красные отметки могут быть вынесены в натуру в период начальных разбивочных работ.

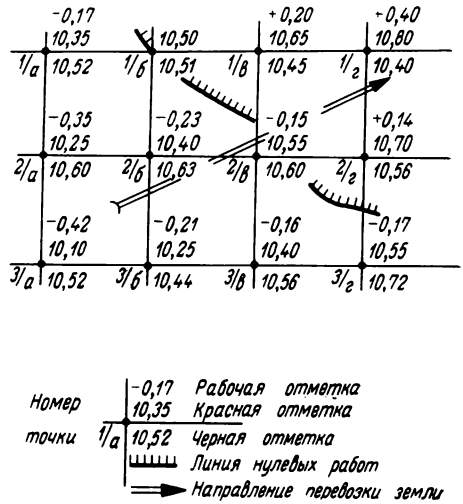


Рис. 164. Метод квадратов

Для окончательной отделки следует при помощи визирок сгущать сеть высотных точек до квадратов 10×10 *м*. После окончания планировочных работ и укатки грунта проводят исполнительное нивелирование летного поля по сетке квадратов 40×40 *м*, по результатам которого составляют исполнительный чертеж вертикальной планировки. На этом чертеже в масштабе 1 : 2000 по сетке квадратов 40×40 *м* показывают проектные красные отметки, фактические красные отметки и отклонения. Последние не должны превышать ±4 *см*. *Поверхность летного поля должна быть ровной, без мелких волн, впадин и бугорков.*

Метод разбивки по квадратам широко распространен в практике аэродромного строительства. Этот метод возник давно, когда земляные работы производились немеханизированными средствами и однажды разбитая сетка сохранялась от начала строительства до завершения работ.

В настоящее время производство земляных работ полностью механизировано. Так как машинные захваты по разработке выемок и отсыпке насыпей располагают по оси наибольшего объема работ и они обычно не совпадают с направлением сторон сетки, то двигающиеся механизмы сбивают колья, установленные на проектные отметки в вершинах квадратов. Поэтому, чтобы определить в той или иной точке поля оставшуюся величину выемки или насыпи, приходится восстанавливать разбивку сетки и повторять нивелирование планируемой части по квадратам или повторно устанавливать в натуре красные отметки. Это значительно снижает практическую ценность метода.

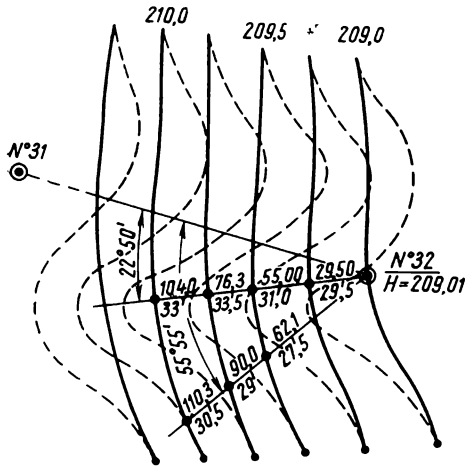


Рис. 165. Тахеометрический метод

Тахеометрический метод. Для перенесения проектов вертикальной планировки в натуру иногда применяют тахеометрический метод *. Сущность этого метода состоит в том, что на местности при помощи тахеометра разбивают плановое и высотное положение характерных точек красных горизонталей и по этим данным перемещают земляные массы.

Тахеометрический метод требует предварительного составления особого разбивочного чертежа (рис. 165). По генплану летного поля выбирают на расстоянии 200—300 *м* одна от другой точки, положение которых легко определить на местности (геодезический пункт, контурная точка) и отметки которых известны. Эти точки используют в качестве постоянных станций для установки инструмента. Затем на красных горизонталях выбирают ряд характерных точек (точки пересечения одноименных красных и черных горизонталей — места нулевых работ, точки изгибов красных горизонталей, точки, где красные и черные горизонтали отходят одна от другой на наибольшее расстояние, — места наибольших объемов насыпи и выемки и др.) и соединяют эти точки прямыми линиями с ближайшей станцией. Графическим способом определяют полярные координаты каждой такой характерной точки: расстояние от станции и горизонтальный угол от некоторого постоянного направления. По расстоянию и разности отметок красной горизонтали и станции находят вертикальный угол со станции

* Строительство аэродромов. Под ред. Ф. Я. Спасского, ЛКВВИА, 1950.

на каждую из характерных точек, используя для этого существующие тахеометрические таблицы.

По этим данным характерные точки красных горизонталей разбивают на местности. Для высотной установки точек на вертикальном круге инструмента устанавливают вычисленный вертикальный угол и дают указания реечнику поднимать или опускать рейку до совпадения щитка на ней, фиксирующего высоту инструмента, с проекцией средней нити тахеометра. В этом случае пятка рейки будет соответствовать отметке красной горизонтали; эту точку и закрепляют на местности.

Если расстояние от инструмента до точки брать не более 100—150 *м*, то при тех небольших углах наклона местности, которые в основном имеют место на аэродромных площадках (не больше 2,5—3°), тахеометрический метод обеспечивает среднюю точность порядка ±3—4 *см*, что и требуется для земляных работ.

Установленные описанным способом в натуре точки легко проверить при помощи нивелира. *Отсчеты по рейке на точках, принадлежащих одной красной горизонтали, должны быть одинаковыми.*

Преимущества тахеометрического метода разбивки заключаются в том, что имеется возможность красные отметки в натуре устанавливать вдоль направлений разработки грунта машинами и тем самым обеспечивать большую сохранность точек разбивки и создавать более надежный контроль планирования поверхности.

Недостатки метода очевидны: большая затрата труда и времени на составление разбивочных чертежей; требуется большая тщательность в отложениях углов и расстояний.

§ 63. Разбивка поперечников для устройства земляного корыта

Разбивка корыта. Взлетно-посадочные полосы обычно имеют двухскатный профиль с поперечным уклоном 0,006—0,008. По краям полосы располагаются пологие лотки с дождеприемными колодцами для стока воды (рис. 166). Места стоянок и рулежные дорожки могут иметь и односкатный уклон. Для устройства искусственного покрытия на ВПП, МС и РД строят земляное

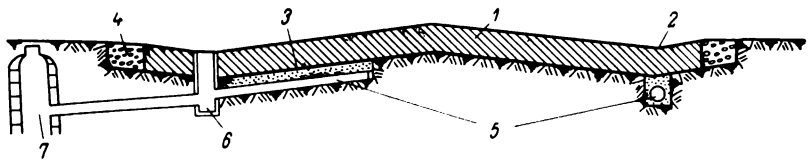


Рис. 166. Разрез взлетно-посадочной полосы:

1 — покрытие; *2* — лоток; *3* — дно корыта; *4* — переходная полоса; *5* — подполосный дренаж; *6* — дождеприемный колодец; *7* — колодец водосточного коллектора

корыто, поперечный уклон которого в основном соответствует уклону покрытия.

Разбивка корыта производится от продольной оси по поперечникам через 20 *м*, при этом установленные на оси пикеты дополнительно закрепляются за пределами полосы створными плоскостями (рис. 167). Знаки крепления используют для восстановления продольной оси. Они образуют закрепленную параллельную ось, от которой разбиваются точки подземных коммуникаций и других сооружений. Поэтому ошибки в положении знаков крепления не должны превышать в среднем ±1 *см*.

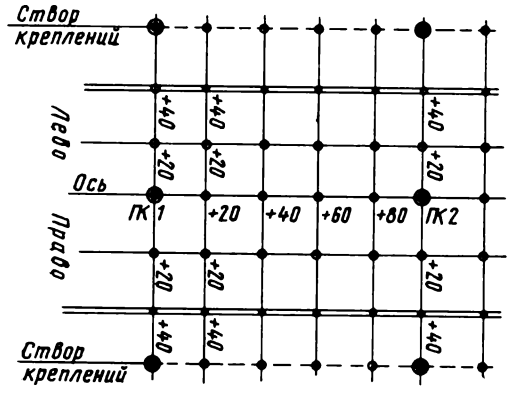


Рис. 167. Закрепление рабочих поперечников

Часть знаков крепления (через три пикета) устанавливают ниже глубины промерзания и используют в качестве рабочих реперов.

Одновременно с разбивкой поперечников осевые и плюсовые точки устанавливают на уровень красных отметок дна корыта.

После производства земляных работ, когда корыто вчерне готово, восстанавливают разбивку поперечников и повторно устанавливают в натуре красные отметки для окончательной зачистки корыта. При этом на участках с одинаковым продольным уклоном можно применить способ выноса в натуру проектной плоскости наклонным лучом (см. § 17) или использовать автоматический прибор ПУЛ (см. § 45).

По поперечникам на спланированной и укатанной части корыта производят исполнительную съемку, при этом, кроме плюсовых точек через 20 *м*, берут отметки дна лотков по бокам корыта. На основании этой съемки составляют исполнительный чертеж корыта в масштабе 1 : 1000 (рис. 168).

Отклонение от проектных отметок поверхности дна корыта допускается на отдельных участках в пределах ±3 *см* при условии отсутствия бессточных впадин.

Разбивка подполосного дренажа. Для отвода ливневых вод с поверхности искусственного покрытия по краям его устраивают пологие лотки, вдоль которых располагают дождеприемные колодцы. Для отвода вод, попавших под покрытие, по дну корыта делают подполосный дренаж.

Так как дно корыта хорошо спланировано и имеет уклон от оси к краям, достаточный для стока воды, то при устройстве подполосного дренажа делают только плановую разбивку; глубину воронок и собирателей измеряют от поверхности корыта. Дренажная система отводит воду из корыта в дождеприемные колодцы, а оттуда она поступает в канализационный коллектор.

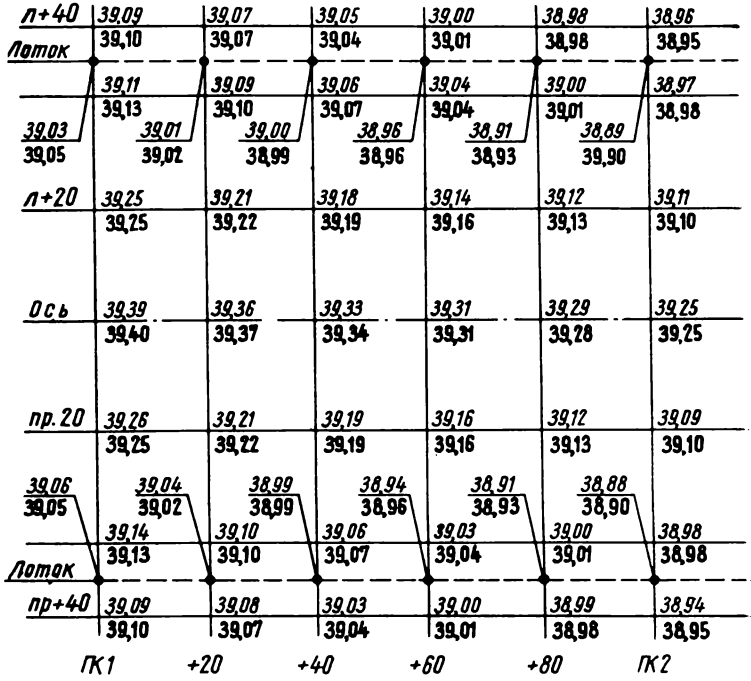


Рис. 168. Исполнительный чертеж корыта

Дренаж может быть устроен также на пониженных местах летного поля. Разбивка этого дренажа производится в зависимости от его расположения, или от оси полосы, или от сетки основных квадратов. Соблюдение уклонов дрен обеспечивается нивелированием, как и при строительстве подземных коммуникаций.

§ 64. Геодезические работы при бетонировании искусственных покрытий

Разбивка основания. Обычно на полосах и дорожках летного поля устраивают цементно-бетонное покрытие, укладываемое в корыте на песчаную подушку. Бетон укладывают в виде отдельных плит.

Перед бетонированием восстанавливают продольную ось полосы и выполняют контрольное нивелирование по рабочим реперам, установленным вдоль корыта. Затем по поперечникам через 20 *м* разбивают в плане и по высоте точки для устройства песчаной подушки.

Разбивка опалубки для бетонных плит. На готовом песчаном основании размечают места установки опалубки для бетонирования плит. При механизированной укладке бетона в качестве опалубки устанавливают особой формы рельсы, по которым передвигается бетоно-укладочная машина — финишер. В местах, где применение финишера затруднено, например на лотках и закруглениях, каждую плиту бетона укладывают в специально приготовленную опалубку. Высота опалубки равна проектной толщине бетонного покрытия; ее внутренние размеры соответствуют длине и ширине плиты.

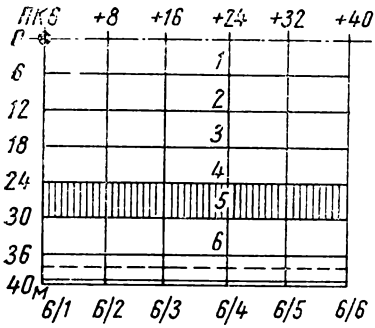


Рис. 169. Разбивка рядов для бетонирования

При разбивке закрепляют плановое положение четырех углов плиты, причем колья по высоте устанавливают на проектную отметку верха песчаного основания. На эти колья соответственно укладывают опалубку и закрепляют ее. В процессе бетонирования плиты верхний срез опалубки устанавливают по нивелиру, добиваясь, чтобы отметки вершин четырех углов отличались от проектных не больше чем на ±2—3 *мм*.

При сооружении полосы из готовых железобетонных плит или другого стандартного покрытия разбивка точек для установки плит проводится аналогично. Для контроля отметки углов каждой установленной плиты проверяют нивелированием.

Установка рельсов финишера. Применяемый для механизированной укладки и отделки бетона финишер состоит из ряда последовательно расположенных брусьев, которые трамбуют, уплотняют, точно выравнивают по отметке рельсов бетон и затем заглаживают его лентой, создавая ровную, слегка шероховатую поверхность.

Точность укладки бетона финишером зависит от точности установки рельсов, или, как их называют, рельс-форм, являющихся в данном случае опалубкой.

Плановая разбивка отдельных рядов плит проводится от основной или параллельно закрепленной продольной оси полосы, при этом рельс-формы устанавливают по теодолиту параллельно этой оси на расстоянии, кратном ширине плиты (рис. 169).

Высотную установку рельсов на проектную отметку выполняют при помощи нивелира, при этом дают некоторый, определяемый из опыта запас на осадку основания после прохождения финишера (3—5 *мм*).

При работе финишер, как правило, сначала проходит бетонируемый участок (10—15 *м*) прямо и обратно с включенным только трамбующим брусом для уплотнения бетонной массы. Затем в третий проход включают все рабочие механизмы, и уложенный бетон строго выравнивается по отметкам рельсов финишера.

Вслед за финишером на законченном участке производят контрольное нивелирование углов плит, и результаты записывают в журнал. Рейку при этом ставят непосредственно на бетон около рельс-формы. Отметки бетонной поверхности не должны отличаться от проектных в среднем более чем на ±5 *мм*. При обнаруживании расхождений, превышающих ±10 *мм*, финишер возвращают назад, установку рельсов подправляют и уровень не застывшего еще бетона доводят до проектной отметки.

Финишер имеет возможность идти по краю уже готового ряда плит. В этом случае только заменяют колеса с ребордами плоскими колесами. Если одно колесо идет по бетону, а второе — по рельс-форме, то разбивку и установку на красную отметку делают только одной линии рельсов, проверяя одновременно отметки кромки участка с уложенным бетоном. Если бетонируется ряд между двумя ранее уложенными рядами плит, рельс-формы с которых уже сняты, то проводится только контрольное нивелирование по уложенному бетону.

Одновременно с установкой рельсов финишера производится плановая разбивка температурных и усадочных швов.

Опыт показывает, что при тщательном контроле за установкой рельс-формы финишер укладывает бетонную поверхность достаточно точно.

После окончания работ по бетонированию и заливки швов выполняют исполнительное нивелирование бетонной поверхности ВПП, РД и МС по проектным поперечникам (по плитам). Полученные исполнительные отметки выписывают на один из экземпляров рабочих чертежей под соответствующими проектными отметками и указывают разности.

Хорошим «контролером» точности работ по укладке бетонного покрытия является дождь. Если после дождя вода на полосе не задерживается, значит, укладка и отделка поверхности бетона сделаны хорошо.

§ 65. Разбивка подземных коммуникаций летного поля

Подземные сети на летном поле обычно расположены параллельно осям полос и разбиваются от этих осей. Разбивка выполняется на основании плана и профиля коммуникации (рис. 170),

при этом для ряда узловых точек, расположенных друг от друга на расстоянии 250—300 *м*, приходится пересчитывать пикетажное наименование по трассе в пикетажное наименование по оси по-

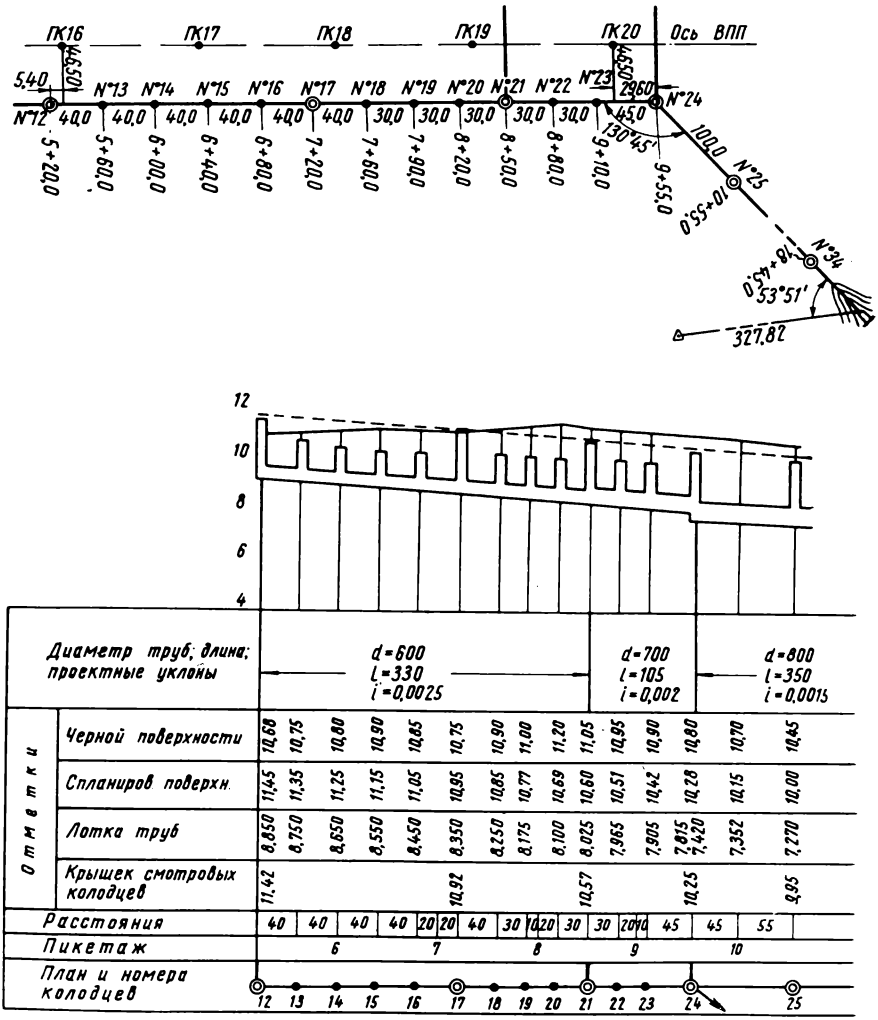


Рис. 170. План и профиль ливневого коллектора

лосы. Согласно пикетажу, от ближайших пикетов полосы разбивают узловые точки сети с точностью в среднем порядка 1 : 2000. Между этими точками согласно проекту разбивают все колодцы, пикеты.

Водостоки, расположенные на значительном расстоянии от оси полосы, разбивают от пунктов основных квадратов, а за пределами летного поля — от знаков, поставленных в период изысканий. При разбивке центры колодцев и пикеты закрепляют кольями с выносом крепления на 4—5 *м* за зону земляных работ в обе стороны от оси.

При разбивке коммуникаций неизбежны некоторые продольные и поперечные сдвиги отдельных колодцев. Продольные сдвиги меняют расстояние между колодцами и тем самым изменяют уклоны водостоков. Однако, если эти сдвиги не превышают 0,3—0,5 *м*, то практически проектные уклоны остаются без изменения.

Поперечные сдвиги ломают прямолинейную ось коллектора, чем значительно затрудняют нормальную укладку труб. Кроме того, большие поперечные сдвиги изменяют скорость течения воды, вследствие чего несколько уменьшается расчетный расход коллектора. Поэтому к соблюдению прямолинейности коллектора предъявляются бо́льшие требования, чем к продольным сдвигам колодцев. Отклонение положения оси траншей от прямой линии не должно превышать ± 10 *см*.

Для производства земляных работ выполняют детальную разбивку коммуникации. На колодцах и пикетах строят обноски и, применяя способ визирок, зачищают дно траншеи согласно проектным отметкам (см. § 55).

На законченных участках проводят исполнительную съемку траншеи водостока, проверяют ее прямолинейность и совпадение оси с проектом трассы. Дно траншеи нивелируют. Отметки определяют на пикетах и колодцах. Расхождения между полученными и проектными отметками не должны превышать ± 2—3 *см* при условии, чтобы не создавалось обратных уклонов. Это требование соблюдается особенно тщательно при строительстве водосточных коллекторов малых диаметров, когда трубы кладут непосредственно на дно траншеи. Водосточные трубы диаметром 600 *мм* и более делают железобетонными и укладывают на бетонную подушку.

Трубы диаметром 300—500 *мм* обычно допускается укладывать с минимальным уклоном 0,003—0,002, диаметром 600—1000 *мм* — с уклоном 0,001—0,0008, диаметром 1500 *мм* и более — с уклоном 0,0005—0,0004.

Согласно исследованиям ряда авторов (В. А. Климкович, Д. Н. Кавунец и др.), чтобы обеспечить точность гидравлических расчетов, уклон i построенных лотков самотечных трубопроводов не должен отличаться от проектного в среднем на 10%, т. е.

$$m_i \leqslant 0{,}1i. \qquad \text{(а)}$$

При установке в натуре проектных отметок лотка через $l_м$ превышение между двумя соседними точками будет

$$h = li. \qquad \text{(б)}$$

Чтобы задать уклон с точностью m_i, ошибка определения превышения между этими точками не должна превышать величины

$$m_h = lm_i \qquad \text{(в)}$$

или с учетом (а)

$$m_h = 0{,}1il. \qquad \text{(г)}$$

Отсюда ошибка установки в натуре проектных отметок в каждой из соседних точек, расположенных на расстоянии l друг от друга, не должна превышать

$$m_H = \frac{m_h}{\sqrt{2}}$$

или

$$m_H = \frac{0{,}1il}{\sqrt{2}}. \qquad \text{(X.20)}$$

При установке точек по лотку через 20 *м* по формуле (X.20) получим:

i	0,005	0,003	0,001	0,0005
$m_{H\ (мм)}$	7,1	4,2	1,4	0,7

Из примера видно, что способ визирок не может обеспечить требуемой точности установки проектных отметок на уклонах, меньших 0,003, и для этой цели следует применять геометрическое нивелирование.

В глубоких и широких траншеях нивелирование выполняют по дну с передачей отметок через 2—3 пикета на бровку для привязки к реперам. Проектные отметки дна неглубоких траншей (2—2,5 *м*) можно выносить с поверхности земли, применяя 4-метровые рейки. Однако в этом случае при уклонах водосточного коллектора 0,001 и меньше рейки необходимо держать в отвесном положении по выверенному круглому уровню.

Так как ошибка вынесения проектных отметок соседних точек на малых уклонах не должна превышать 1—2 *мм*, то, чтобы обеспечить такую точность, в верхний срез примерно установленного по рейке кола завинчивают шуруп. Ввинчивая или вывинчивая шуруп отверткой, согласно указанию наблюдателя, добиваются, чтобы отсчет по рейке, установленной пяткой на головку шурупа, был равен вычисленному отсчету по проектной отметке, т. е. чтобы отметка головки шурупа была равна проектной отметке. Этот способ получил название способа маяков. По установленным отметкам (маякам) строят небольшую опалубку и укладывают бетон.

Плановое положение труб при укладке проверяют по нитяному отвесу, который передвигается по проволоке, соединяющей центры двух соседних обносок.

При устройстве колодцев обращают внимание, чтобы *верх крышки колодца соответствовал проектной отметке спланированной поверхности летного поля и не был выше ее.* Рама дождеприемника устанавливается строго на проектную отметку бетонного покрытия полосы. Особенно опасно установить раму выше этой отметки, ибо тогда она будет преграждать доступ ливневых вод с поверхности полосы в колодец.

После окончания укладки труб и строительства колодцев производят исполнительную съемку водостоков: измеряют расстояние между колодцами и привязывают их к пунктам геодезической сети и к ближайшим точкам ситуации; определяют диаметры уложенных труб и нивелируют лотки и крышки колодцев. На основании этих данных составляют исполнительный план и профиль каждого водосточного коллектора в масштабе 1 : 2000. Расхождение проектных отметок с найденными отметками лотков в колодцах допускают не больше ±5 *мм*.

Таким же образом выполняют разбивочные работы при строительстве водопроводных линий. Однако так как водопровод — сооружение напорного типа, не требующее высокой точности установки по высоте, то трубы укладывают непосредственно на дно траншеи, предварительно зачищенное по отметкам, установленным при помощи визирок.

Кабельные сети в пределах аэропорта укладывают после окончания работ по вертикальной планировке. Плановую разбивку трассы и колодцев производят от оси полосы или от пунктов геодезической основы. Глубину траншеи назначают от спланированной поверхности и укладывают кабель без дополнительных высотных отметок.

В местах пересечения подземными коммуникациями взлетно-посадочных полос и рулежных дорожек необходимо своевременно, до укладки бетонного покрытия, разбить и построить строго на проектных отметках водосточные и водопроводные сети и заложить трубы для кабеля.

После окончания строительства оформляют всю исполнительную документацию по летному полю, подземным коммуникациям, по зданиям и сооружениям, а также уточняют все данные на оставшуюся геодезическую основу.

РАЗДЕЛ ТРЕТИЙ

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ИЗЫСКАНИЯХ И СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПРОМЫШЛЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

Глава XI

ИЗЫСКАНИЯ ПРОМЫШЛЕННЫХ ПЛОЩАДОК

§ 66. Выбор и съемка площадок для строительства промышленных объектов

Важнейшая задача изысканий при строительстве промышленных предприятий — выбрать в заданном районе строительную площадку, наиболее полно удовлетворяющую условиям нормальной эксплуатации предприятия и требующую минимальных затрат на подготовительные работы и освоение. Площадку выбирают по возможности в слабопересеченной, малопригодной для сельского хозяйства местности с благоприятными для строительства геологическими и гидрогеологическими условиями.

Размеры площадки и ее конфигурация должны допускать расположение основных цехов установок и коммуникаций в соответствии с ходом технологического процесса и схемой внутризаводского транспорта, с учетом перспектив расширения производства.

Расположение площадки должно допускать удобное присоединение к ближайшим железнодорожным и автодорожным магистралям без большого объема земляных работ и возведения больших мостовых переходов, которые не только удорожают строительство, но и удлиняют сроки освоения площадки.

Рельеф площадки должен быть спокойным, с уклонами в одну сторону или от середины к краям, обеспечивая быстрый сток поверхностных вод. Желательно иметь общее направление горизонталей вдоль длинной стороны площадки. Чтобы вертикальная планировка не требовала большого объема земляных работ, минимальные уклоны местности должны составлять 0,003—0,005, максимальные 0,06—0,08.

Грунты площадки должны выдерживать давление 1,5 $кГ/см^2$, чтобы при строительстве зданий и сооружений можно было обойтись без устройства дорогостоящих фундаментов. Уровень грунтовых вод должен быть ниже отметок дна подвалов и галерей. Участок не должен затопляться высокими паводковыми водами.

При выборе площадки учитывают специфику предприятия, раз-

мещение баз строительных материалов, источников снабжения водой, энергией и т. д.

Важным требованием при выборе промышленной площадки является наличие вблизи участка с благоприятными условиями для размещения жилого поселка.

Выбор площадки начинают в камеральных условиях. На основании изучения топографических карт заданного района и материалов аэрофотосъемки выявляют территории, которые по размерам и расположению могут быть использованы для размещения промышленных сооружений и жилого поселка.

Иногда составляют так называемые аналитические карты, на которых разными цветами или различной штриховкой поднимают те элементы карты, которые имеют первоочередное значение при выборе площадки. Например, поднимают горизонталь затопления местности высокими водами и одним тоном закрашивают затопляемые участки; отдельным цветом выделяют места с неблагоприятными геологическими условиями. Рельеф местности по горизонталям разделяют на участки с примерно одинаковой крутизной (до 0,03; 0,03—0,06; 0,06—0,10; более 0,10), и каждый из этих участков шраффируют или раскрашивают по-своему. Аналитические карты дают наглядное представление о местности и облегчают правильный выбор площадки и размещение подъездных дорог и внешних коммуникаций.

Одновременно изучают экономические условия района, пути сообщения, карьеры строительных материалов и выявляют возможности снабжения строительства электроэнергией, водой, стройматериалами.

Путем сравнения вариантов выбирают наиболее выгодные из них для полевого обследования. В натуре в первую очередь уточняют инженерно-геологические и гидрогеологические условия площадок; обследуют возможные подходы подъездных железных и шоссейных дорог, намечаемые выпуски канализационных коллекторов; определяют примерные расходы на подготовительные работы по освоению площадки; согласовывают возможность отвода территории и присоединения трасс.

После полевого обследования и уточнения всех вопросов выбирают одну или две площадки, на которых должны быть проведены предварительные изыскания, дающие материал для окончательного выбора места строительства.

На предварительной стадии изысканий намеченную площадку и часть прилегающей к ней территории снимают в масштабе 1 : 2000 с сечением рельефа через 1 *м*. Дополнительно по имеющимся планам и картам, обновленным и дополненным на местности, составляют ситуационный план района строительства в масштабе 1 : 10 000—1 : 25 000. На этот план наносят контуры площадок промышленного предприятия, жилого поселка, водо-

заборных и очистных сооружений, существующие шоссейные и железные дороги, реки, населенные пункты, лесные массивы, карьеры и месторождения строительных материалов, подсобные предприятия, а также намечают трассы подъездных дорог, водоводов, выпусков канализации и др.

Одновременно с топографической съемкой производят геологическую разведку площадки.

Для составления рабочих чертежей территорию основных сооружений снимают в масштабе 1 : 1000—1 : 500 с сечением рельефа через 0,5 *м* и проводят на ней детальные инженерно-геологические и гидрогеологические обследования.

Промышленные площадки снимают методами, изложенными в § 7. Для предварительных изысканий наиболее целесообразно масштаб аэросъемки выбрать 1 : 7000—1 : 10 000 с тем, чтобы можно было использовать аэроснимки одновременно для составления карты района строительства в масштабе 1 : 10 000 и подробного плана промышленной площадки в масштабе 1 : 2000.

Съемка рельефа требуется не на всей территории, покрытой аэрофотосъемкой. На значительную часть прилегающей территории достаточно иметь лишь фотопланы в масштабе 1 : 10 000 или даже уточненные фотосхемы.

При окончательных изысканиях площадки основных сооружений и участок жилого поселка снимают в масштабе 1 : 1000—1 : 500, при этом *масштаб 1 : 500 принимают для застроенных территорий с густой сетью подземных коммуникаций.* Съемка может быть выполнена как фотограмметрическими, так и геодезическими методами. При слабо выраженном рельефе часто производят нивелирование поверхности по квадратам 10×10 *м* или 20×20 *м* с последующей полевой корректурой.

Независимо от метода съемки на площадке должен быть с большой тщательностью изображен рельеф, закоординированы углы капитальных зданий и сооружений и узловые точки коммуникаций, занивелированы полы зданий и складских площадок, бровки дорог, колодцы и т. д.

§ 67. Построение опорных сетей

Триангуляция. Приступая к съемке территории площадки, необходимо составить план производства геодезических работ на всех стадиях изысканий и запроектировать такую геодезическую основу, чтобы она по точности могла удовлетворять требованиям съемки в самом крупном масштабе и перенесения главных осей сооружения в натуру. Тогда при последующих работах можно будет полностью использовать опорные сети, построенные на более ранних стадиях, лишь несколько сгустив их.

Геодезическую основу проектируют на всю территорию, зани-

маемую промышленными объектами, жилым поселком, подсобными предприятиями и временными постройками.

Площадь крупных промышленных комбинатов вместе с жилыми поселками и подсобными предприятиями составляет 30—40 *км*^{2}, а иногда и больше. Съемка в масштабе 1 : 2000—1 : 5000 ведется на несколько большей территории, охватывающей и подходы к площадке. Естественно, что главной геодезической основой для съемки таких территорий могут быть сети государственной триангуляции или светодальномерной полигонометрии.

При отсутствии такой основы приходится создавать местную триангуляцию 4 класса, покрывая снимаемую территорию сплошной сетью примерно равносторонних треугольников с длиной сторон 2—4 *км*.

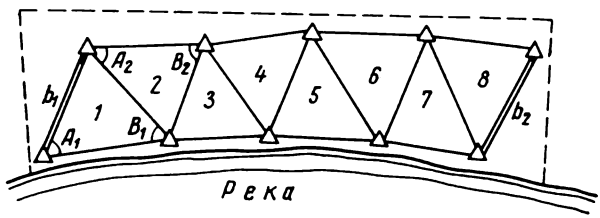


Рис. 171. Ряд треугольников

Если территория съемки представляет собой вытянутую полосу шириной 3—4 *км*, то наиболее целесообразно главную геодезическую основу построить в виде цепи равносторонних треугольников, опирающихся в начале и в конце на измеренные базисы (рис. 171). Как известно, средняя квадратическая ошибка в логарифме связующей стороны такой цепи, уравненной за условие фигур, равна

$$m^2_{\lg s_k} = m^2_{\lg b} + \frac{2}{3} m''^2 \sum_1^k (\delta_A^2 + \delta_B^2 + \delta_A \delta_B), \qquad \text{(XI.1)}$$

где $m_{\lg b}$ — средняя квадратическая ошибка в логарифме базисной стороны; m'' — средняя квадратическая ошибка измеренного угла; δ_A и δ_B — перемены логарифмов синусов связующих углов A и B при изменении углов на $1''$.

Для равносторонних треугольников в единицах шестого знака логарифма выражение $(\delta^2_A + \delta^2_B + \delta_A \delta_B) \approx 4$ и

$$m^2_{\lg s_k} = m^2_{\lg b} + \frac{8}{3} m''^2 k, \qquad \text{(XI.2)}$$

где k — число треугольников, считая от базисной стороны.

В ряде, уравненном между двумя базисными сторонами с твердыми азимутами, средняя квадратическая ошибка в логарифме стороны может быть подсчитана по приближенной формуле

$$m^2_{\lg s} = \frac{1}{2} m^2_{\lg b} + 0{,}37 m''^2 \frac{8(N-k)k}{N}, \qquad \text{(XI.3)}$$

где N — количество всех треугольников ряда. Приняв для наиболее слабой стороны, расположенной в середине ряда, $k = \frac{N}{2}$, получим

$$m^2_{\lg s\,\frac{N}{2}} \approx \frac{1}{2} m^2_{\lg b} + \frac{3}{4} m''^2 N. \qquad \text{(XI.4)}$$

Для ряда, состоящего из треугольников, отличающихся от равносторонних, ошибку наиболее слабой стороны подсчитывают по формуле (XI.1) дважды от начального и конечного базисов, а затем определяют среднее весовое ее значение по формуле

$$m_{\text{ср}} = \frac{m_1 m_2}{\sqrt{m_1^2 + m_2^2}}. \qquad \text{(XI.5)}$$

От ошибки логарифма стороны в единицах шестого знака к относительной ошибке переходят по формуле

$$\frac{m_s}{s} = \frac{m_{\lg s}}{0{,}434 \cdot 10^6}. \qquad \text{(XI.6)}$$

Для ряда, приведенного на рис. 171, при средней квадратической ошибке измерения базисов $\frac{m_в}{в} = \frac{1}{200\,000}$ и ошибке измерения углов $m = \pm 2''$ ошибка в логарифме средней стороны ряда в соответствии с формулой (XI.4) будет $m_{\lg s} = \pm 5{,}1$ ед. 6-го знака логарифма, или

$$\frac{m_s}{s} = \frac{5{,}1}{0{,}434 \cdot 10^6} \approx \frac{1}{85\,000},$$

что при длине сторон около 3 *км* будет составлять 3,5 *см*.

Средняя ошибка передачи дирекционного угла в цепи треугольников

$$m^2_{\alpha_k} = m^2_{\alpha_0} + \frac{2}{3} m^2 k, \qquad \text{(XI.7)}$$

где m_{α_0} — ошибка дирекционного угла выходной стороны.

При наличии твердых дирекционных углов, между которыми уравнивается ряд, m_α дирекционного угла связующей стороны с номером k будет

$$m^2_{\alpha_k} = \frac{m^2_{\alpha_0}}{2} + \frac{m^2}{25}(5k + 12). \qquad \text{(XI.8)}$$

Для средней стороны ряда при $k=\frac{N}{2}=4$ и при $m_{\alpha_0}=\pm 2''$, $m=\pm 2''$

$$m_{\alpha_4}=\sqrt{2+\frac{4}{25}\cdot 32}=\pm 2'',7.$$

При съемке территории шириной 5—6 *км* приходится строить сдвоенные сети треугольников (рис. 172). В этом случае

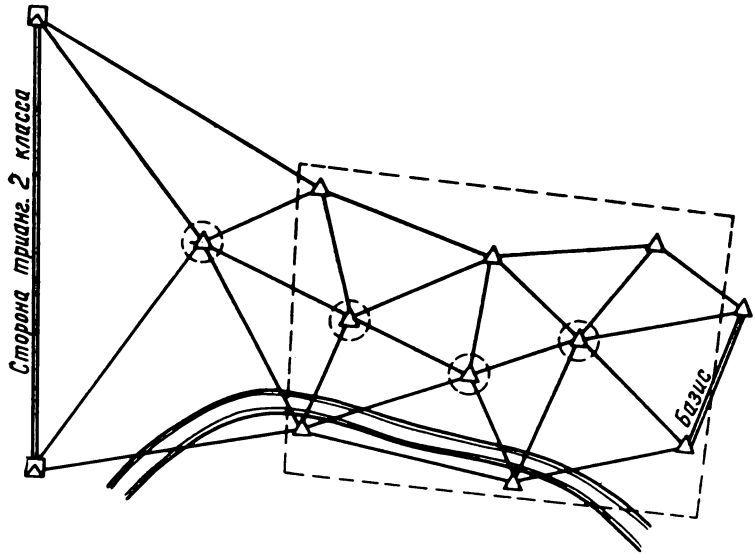


Рис. 172. Сдвоенные треугольники

средняя ошибка в логарифме стороны в фигуре (центральной системе) с номером k будет [21]

$$m^2_{\lg s_k}=m^2_{\lg b}+(2r+3)\,m''^2\delta^2, \qquad \text{(XI.9)}$$

где r — число фигур сдвоенной цепи треугольников (число центральных систем) или число центральных точек в фигурах цепи, заключенных между исходной стороной b и стороной s_k; δ — среднее значение перемен логарифмов связующих углов, вычисляемое по формуле

$$\delta=\frac{\sum_1^n(\delta_A^2+\delta_B^2+\delta_A\delta_B)}{3n}, \qquad \text{(XI.10)}$$

в которой n — число треугольников, участвующих в передаче длин сторон от исходной стороны b до стороны s_k.

Средняя ошибка передачи дирекционных углов может быть подсчитана по формуле

$$m^2_{\alpha_k} = m^2_{\alpha_0} + \frac{2}{3} m''^2 \left(\frac{4}{3} r + 1\right). \qquad \text{(XI.11)}$$

При уравнивании сети между двумя базисами и твердыми дирекционными углами величины средних ошибок в самом слабом месте — середине сети будут примерно в 1,5 раза меньше, чем подсчитанные по формулам (XI.9) и (XI.11).

Подсчеты показывают, что триангуляция 4 класса, построенная в качестве главной геодезической основы на территории промышленной площадки, по точности удовлетворяет требованиям съемки в масштабе 1 : 500—1 : 1000 и перенесения проекта в натуру.

Проект триангуляции составляют по карте и уточняют его во время рекогносцировки местности. При этом стремятся придать фигурам сети формы, дающие наименьшую величину обратного веса, и выбрать для пунктов места, геологически устойчивые и с благоприятными условиями для наблюдений при минимальной высоте знаков. Кроме того, принимают во внимание ряд специфических требований.

Для обеспечения сохранности на местности пунктов триангуляции в течение продолжительного времени и использования их для разбивочных работ и исполнительных съемок эти пункты по возможности не нужно назначать в местах будущей постройки основных сооружений.

Проектируемая сеть должна располагаться с учетом удобства привязки ее к пунктам существующей государственной или городской триангуляции, а при возможности и использования одной из сторон существующей сети (если она удовлетворяет по точности) в качестве исходной при построении новой сети.

Сеть проектируют с учетом максимального использования ее в последующих разбивочных работах, в частности при построении строительной сетки. Поэтому, если известно направление основных осей сооружения (осей проездов, красных линий застройки), то стремятся расположить триангуляционный ряд примерно параллельно этим осям.

Опорную сеть на промышленной площадке обычно вычисляют в двух системах координат: государственной и строительной (условной). При вычислении координат в государственной системе в величины базисов вводят поправки за проектирование на поверхность эллипсоида Красовского и за редуцирование на плоскость в проекции Гаусса — в трехградусной зоне.

Уравнивают триангуляцию обычно по методу условных измерений с применением двухгруппового способа Урмаева.

Весьма перспективным методом построения главной основы площадок является светодальномерная полигонометрия, заменяющая триангуляцию, с длинами сторон 2—3 *км* и средними квадратическими ошибками измерения углов $\pm 2''$.

В зависимости от размеров промышленной площадки могут развиваться с надлежащей точностью и такие виды обоснования, как полигонометрия, прокладываемая при помощи точных малых светодальномеров или короткобазисным способом, метод бездиагональных четырехугольников и др. (см. § 6).

Нивелирные сети. Высотной опорой на промышленной площадке обычно являются нивелирные сети III и IV классов. При проектировании этих сетей точность и густота пунктов рассчитываются не только для обеспечения основой съемочных работ на всех стадиях изысканий, но и главным образом для обеспечения требований разбивочных работ.

Точность нивелирного хода может быть подсчитана по формуле*

$$m_h = \varepsilon \sqrt{L}, \qquad \text{(XI.12)}$$

где L — длина нивелирного хода в километрах;

ε — совместное влияние случайных и систематических километровых ошибок,

$$\varepsilon^2 = \eta^2 + \sigma^2 l; \qquad \text{(XI.13)}$$

здесь η — средняя квадратическая случайная ошибка на 1 *км* хода; σ — средняя квадратическая систематическая ошибка на 1 *км* хода; l — длина участка в километрах, в пределах которого влияние систематической ошибки сохраняет свое постоянство.

Согласно Положению о государственных опорных сетях, предельная величина ε для нивелирования III класса принята ± 10 *мм* и для нивелирования IV класса ± 20 *мм*.

На крупных площадках высотную основу составляют замкнутые полигоны нивелирования III класса, уравниваемые совместно. Между пунктами этих основных полигонов прокладывают нивелирные ходы IV класса. Густота этих нивелирных ходов зависит от метода и масштаба съемки. Для обеспечения высотными данными разбивочных работ нивелирные ходы прокладывают вдоль всех рядов строительной сетки.

Нивелирную сеть привязывают к государственным высотным пунктам и уравнивают обычно, как свободную, по способу полигонов. Нивелирные ходы IV класса увязывают между реперами III класса.

---

*А. С. Чеботарев. Оценка точности результатов нивелирования. Тр. ЦНИИГАиК. Вып. 85, М., Геодезиздат, 1951.

§ 68. Разбивка геодезической строительной сетки

Назначение и точность. Для перенесения проекта промышленного сооружения в натуру обычно строят частную систему прямоугольных координат. При этом, чтобы упростить расчет координат точек проекта и создать наиболее простые условия разбивки сооружения на местности, направление координатных осей этой частной системы принимают строго параллельным направлению главных осей сооружений и осей проездов.

Начало частной системы выбирают за пределами площадки с таким расчетом, чтобы имелась возможность выразить положение всех точек сооружений только положительными значениями абсцисс и ординат.

При рабочем проектировании в этой системе задают прямоугольные координаты всех исходных точек проекта. Чтобы по этим координатам можно было разбить сооружение в натуре, необходимо иметь закрепленные координатные оси. Для ускорения разбивочных работ и повышения их точности на местности строят и закрепляют не только координатные оси, но и систему линий, параллельных осям абсцисс и ординат, образующих сетку квадратов или прямоугольников (рис. 173), вершины которых закреплены постоянными бетонными знаками. Так, построенная и закрепленная на местности система геодезических пунктов называется строительной сеткой и служит основой для перенесения в натуру проектов промышленных сооружений.

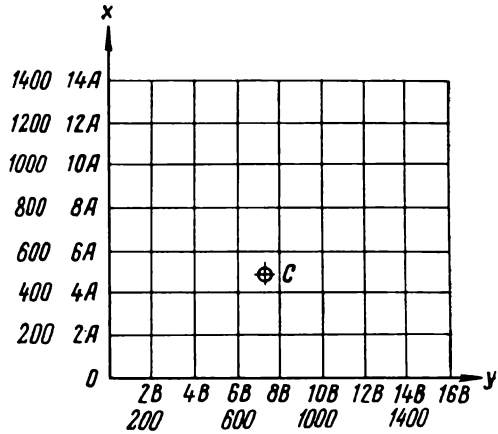


Рис. 173. Система координат строительной сетки

Размещение знаков строительной сетки увязывают с генеральным планом предприятия, чтобы обеспечить сохранность максимального количества знаков в процессе производства строительных работ.

Помимо обеспечения разбивок, строительная сетка служит геодезической основной для исполнительных съемок построенных сооружений. По точности строительная сетка как опорная разбивочная сеть должна удовлетворять требованиям точности перенесения в натуру исходных осей сооружений и как съемочная основа — требованиям исполнительной съемки масштаба 1 : 500.

Современные предприятия с их тесной технологической связью между различными сооружениями, рассчитанными на полную механизацию и автоматизацию производственных процессов, с их сложной сетью межцеховых коммуникаций, сборностью конструкций требуют повышенной точности разбивочных работ не только в пределах одного цеха, одной установки, но и на всей площадке в целом. Практика показывает, что для обеспечения необходимой точности разбивки исходных осей сооружений ошибки во взаимном положении соседних пунктов строительной сетки со сторонами 200 *м* не должны превышать в среднем ± 2 *см*, т. е. составлять не больше 1 : 10 000; прямые углы сетки должны быть построены с точностью порядка $\pm 20''$.

Ошибки в положении пунктов строительной сетки как обоснования съемок в масштабе 1 : 500 относительно главной основы не должны превышать 0,2 *мм* в масштабе съемки, т. е. ± 10 *см*. При этом *для съемочного обоснования важно выдержать с надлежащей точностью общее расположение пунктов строительной сетки; для разбивочной основы очень важно в первую очередь выдержать высокую точность взаимного положения соседних пунктов*, от которых производится разбивка сооружения; точность же относительно главной основы может быть значительно ниже. Поэтому при расчете геодезической основы для строительной сетки крупных площадок следует исходить из требований точности масштаба 1 : 500. Однако система построения и уравнивания сетей должна быть такова, чтобы ошибки исходных данных и ошибки измерений по возможности в меньшей степени нарушали взаимное положение соседних пунктов сетки.

При построении строительной сетки на местности обычно используют принцип перехода от общего к частному. Вначале по периметру площадки создают опорные сети 1-го порядка, разбивая при необходимости площадку на ряд полигонов. Внутри этих полигонов развивают сети 2-го порядка, покрывая, таким образом, всю площадку системой опорных пунктов, которые используются в дальнейшем для определения отдельных пунктов строительной сетки.

Для вынесения в натуру проектных отметок значения горизонта инструмента, определенные по ближайшим реперам, не должны отличаться между собой больше чем на 3—4 *мм*, т. е. необходимо, чтобы ошибки в превышениях между соседними пунктами строительной сетки как реперами не превышали 2—3 *мм*, а предельные ошибки в отметках реперов, наиболее удаленных от основных ходов III класса, — величины ± 30 *мм*.

Имея в натуре строительную сетку, можно очень быстро и с высокой точностью произвести разбивку, а затем и исполнительную съемку любого сооружения площадки. Это дает возможность строить отдельные сооружения независимо одно от другого,

а коммуникации — по частям. Так как оси каждого сооружения разбивают на местности непосредственно от пунктов строительной сетки, то ошибки не накапливаются и поэтому взаимный сдвиг строящихся сооружений в плане и по высоте будет незначительным.

Проектирование и перенесение в натуру исходных направлений. Основное требование, предъявляемое к строительной сетке, — строгая параллельность координатных осей сетки соответственным осям сооружений и проездов. Для выполнения этого требования необходимо при проектировании сетки иметь принципиальное решение о расположении на площадке всех основных зданий, проездов, подземных коммуникаций, т. е. иметь предварительный генеральный план строящегося объекта.

Одновременно с выбором направлений координатных осей решается вопрос о длине сторон строительной сетки (о густоте пунктов сетки). Для большинства промышленных предприятий необходимая точность разбивочных работ и исполнительных съемок обеспечивается при длине сторон сетки 200 *м*. И лишь в редких случаях при перенесении в натуру предприятий или установок, состоящих из многих, отдельно расположенных небольших сооружений, может возникнуть необходимость создать сетку со сторонами 100 *м*. В местах, где это удобно для разбивочных работ, строительная сетка может проектироваться в виде различных прямоугольников (200×150 *м* и др.).

При проектировании строительной сетки стремятся, чтобы закрепленные точки (вершины квадратов) по возможности не попадали в зону земляных работ и не уничтожались. В случае необходимости отдельные линии сетки можно смещать в ту или иную сторону на величину, кратную 10 *м*.

Одну из вершин строительной сетки принимают за начало координат. Как уже отмечалось, начало выбирают на краю площадки или вне ее, чтобы все сооружения могли быть заданы положительными значениями абсцисс и ординат. Надо стремиться совместить начало частной системы с каким-нибудь пунктом триангуляции, ибо тогда значительно облегчается разбивка строительной сетки на местности и упрощается переход от условной системы координат к государственной.

Пунктам строительной сетки присваивают порядковую нумерацию, а координаты линий сетки подписывают или обычным порядком, или стометровый отрезок по оси абсцисс обозначают буквой *A*, а по оси ординат — буквой *B* (см. рис. 173). В последнем случае координаты некоторой точки *C* будут равны: $4A+82{,}00$ и $7B+26{,}50$, что означает: $x=482{,}00$ и $y=726{,}50$. Этот способ наименования координат имеет то преимущество, что наличие букв А или В сразу указывает, берется отрезок по оси абсцисс или ординат.

Для перенесения проекта строительной сетки в натуру предварительно намечают на местности исходное направление. Если на площадке или вблизи нее существуют инженерные сооружения, как, например, железная и автомобильная дороги, линия электропередач, и они нанесены на генеральный план, то от осей этих сооружений по графическим данным, взятым по плану, можно разбить в натуре исходное направление.

Наиболее часто для разбивки исходного направления используют имеющуюся на площадке геодезическую сеть. На генплане выбирают геодезические пункты, расположенные в разных концах площадки (рис. 174), и вблизи них намечают для вынесения в натуру пункты сетки, расположенные на одном направлении (пункты *A*, *B* или *A*, *C*) и имеющие между собой взаимную видимость. Затем графическим путем определяют координаты этих пунктов сетки в геодезической системе.

По координатам пунктов сетки и геодезических пунктов путем решения обратной задачи вычисляют полярные координаты β и *s*, по которым и находят на местности от геодезических пунктов положение исходного направления сетки.

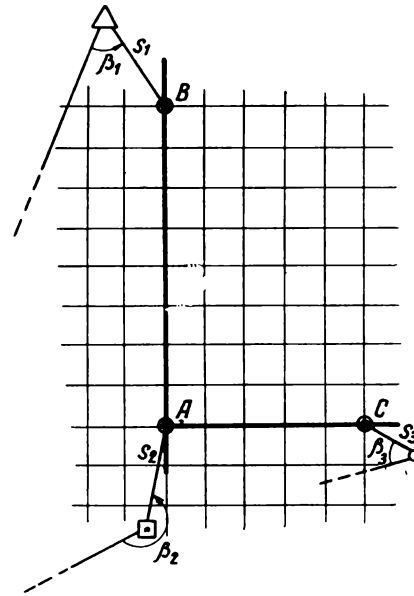


Рис. 174. Разбивка исходного направления

Так как для перенесения на местность исходного направления координаты точек сетки определяют по генплану графическим путем, то точность такого перенесения составляет около 0,2—0,3 *мм* в масштабе плана. Однако это не играет существенной роли, ибо на величину этой ошибки передвинется на местности весь комплекс запроектированных сооружений.

Конечно, таким способом нельзя выносить в натуру сетку при расширении или реконструкции предприятия; здесь смещения проектируемой части относительно существующей недопустимы. В этих случаях строительную сетку необходимо разбивать, как продолжение старой сетки, созданной при строительстве существующего предприятия. Если знаки старой сетки не сохранились, то следует продолжить на местности основные оси существующих цехов или установок, с которыми технологически связаны вновь

строящиеся сооружения, и уже от этих осей, как исходных направлений, разбивать строительную сетку.

При вынесении исходного направления весьма опасны грубые ошибки. Поэтому для контроля следует выносить на местность три точки сетки (на рис. 174 — *A*, *B*, *C*) так, чтобы они образовали два направления. По величине угла между этими направлениями, который должен быть равен 90°, можно судить о точности выполненной работы. Три точки могут образовать и одно направление; тогда при разбивке на местности они должны лежать в одном створе.

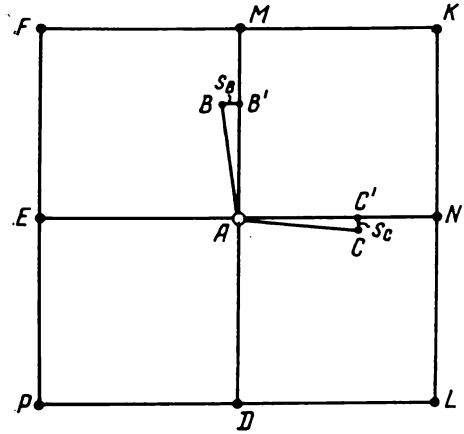


Рис. 175. Осевой способ

При разбивке исходного направления в натуре измерения производят с точностью порядка 1 : 1000—1 : 2000. Найденные на местности исходные точки закрепляют деревянными или бетонными знаками.

Способы детальной разбивке строительной сетки. После закрепления исходного направления приступают к детальной разбивке строительной сетки, т. е. к построению на местности сетки квадратов с принятой длиной сторон и к закреплению вершин этих квадратов.

Отечественная геодезическая практика выработала несколько способов детальной разбивки строительной сетки. Наиболее широкое применение из них имеют два: осевой способ и способ редуцирования.

При осевом способе, опираясь на закрепленные исходные направления, строят на местности две строго перпендикулярные координатные оси. Так как исходные направления *AB* и *AC* (рис. 175) вынесены в натуру с небольшой точностью, то угол *BAC* может значительно отличаться от прямого. Измерив этот угол оптическим теодолитом 2—3 приемами и вычислив величину отклонения его от прямого, исправляют положение точек *B* и *C* линейными поправками s_B и s_C, чтобы направления *AB* и *AC* стали строго перпендикулярными. Поправки определяют из выражений:

$$\left.\begin{aligned} s_B &= AB\,\frac{\Delta\beta''}{2\rho''} \\ s_C &= AC\,\frac{\Delta\beta''}{2\rho''} \end{aligned}\right\}, \qquad \text{(XI.14)}$$

где $\Delta\beta = 90 - \beta$ и β — измеренное значение угла *BAC*. Расстояния *AB* и *AC* берут с плана, по которому проектировалась строительная сетка.

Новые точки *B'* и *C'* закрепляют и вдоль исправленных направлений откладывают отрезки, равные стороне сетки. Измерения производят точными приборами с учетом всех поправок. Знаки устанавливают по теодолиту в створе линий *AM, AN, AD* и *AE* (точку *A* в этом способе обычно выбирают в середине площадки).

В конечных пунктах *M, N, E* и *D* строят прямые углы и по периметру продолжают разбивать стороны сетки. Вследствие накопления ошибок измерений углы в точках *F, K, L* и *P* не будут равны строго 90°, а стороны сетки — принятой длине. Величины этих невязок характеризуют точность работы и могут быть уменьшены некоторым перемещением ближайших точек сетки.

Таким образом, получают на площадке четыре полигона с разбитыми сторонами сетки. Затем вместо временных деревянных знаков устанавливают постоянные железобетонные знаки, прокладывают по ним полигонометрические ходы, уравнивают их и вычисляют окончательные координаты постоянных пунктов сетки.

Между соответствующими пунктами основных полигонов аналогично разбивают и закрепляют заполняющие пункты сетки и прокладывают по ним полигонометрические ходы (2-го порядка). После уравнивания этих ходов вычисляют координаты всех пунктов сетки внутри полигона.

Если площадка небольшая и разбивку вершин сетки производят с высокой точностью, то полученные в результате уравнивания координаты пунктов сетки будут незначительно отличаться от проектных. Однако так как в процессе разбивки сетки очень трудно с надлежащей точностью учитывать все поправки в отложенные линии, а также правильно распределять в натуре полученные угловые и линейные невязки, то на крупных площадках происходит значительное смещение пунктов сетки от их проектного положения. В результате этого фактические координаты этих пунктов могут намного отличаться от запроектированных.

Когда разности координат равны 5 *см* и больше, то при привязке проектов сооружений к строительной сетке и при разбивке этих сооружений на местности приходится учитывать точные (дробные) координаты пунктов сетки, что создает известные неудобства в работе. Это один из главных недостатков осевого способа. Второй недостаток этого способа в том, что до построения на местности строительной сетки и получения точных координат ее пунктов нельзя составлять разбивочные чертежи сооружений.

Для проектирования и разбивки на местности больших предприятий целесообразнее иметь такую строительную сетку, которая давала бы возможность с точностью, достаточной для практических целей, принять фактические координаты пунктов равными

проектным. В этом случае после нанесения сетки на генеральный план (до построения ее на местности) можно привязывать к ней проектные оси сооружений. Но для этого необходимо переносить проект строительной сетки в натуру и закреплять его с такой точностью, чтобы отклонениями фактических координат сетки от проектных можно было пренебречь. Такое построение сетки выполняется способом редуцирования.

В этом способе сетка создается следующим образом. Опираясь на вынесенное в натуру исходное направление, с точностью 1 : 1000—1 : 2000 разбивают согласно проекту на всей площадке строительную сетку и закрепляют ее временными знаками.

Имея приближенно разбитую сетку, создают на площадке триангуляцию и прокладывают полигонометрию, в результате чего определяют точные координаты всех закрепленных временными знаками пунктов сетки. Сравнивая эти координаты с проектными, находят величины редукций, на которые и смещают, или, как говорят, редуцируют, каждый пункт приближенно разбитой сетки. После редуцирования пункты сетки закрепляют постоянными железобетонными знаками. По этим знакам проводят контрольные измерения, чтобы убедиться в правильности выполненного редуцирования, и затем принимают координаты пунктов равными проектным.

Так как величины редукций обычно не превосходят 2—3 *м* и могут быть отложены на местности с ошибкой не более ±3 *мм*, то точность построения строительной сетки способом редуцирования в основном будет зависеть от точности определения координат временных (приближенно намеченных) знаков, т. е. от точности построения триангуляции и проложения полигонометрии.

§ 69. Геодезические работы при развитии строительной сетки

Построение главной основы. Главной основой строительной сетки на большой площадке является триангуляция или заменяющая ее светодальномерная полигонометрия. Пункты основы стремятся располагать по углам площадки и между ними увязывают полигонометрические ходы 1-го порядка, прокладываемые по периметру строительной сетки. Координаты заполняющих пунктов сетки определяют путем развития сетей 2-го порядка.

Как уже указывалось, ошибка m в положении пунктов строительной сетки относительно главной основы в среднем не должна превышать ±10 *см*. Чтобы надежно контролировать построения сетки и существенно не искажать результаты непосредственных измерений, согласно исследованиям § 5 пункты главной основы необходимо определять со средними квадратическими ошибками не более

$$m_{тр} = \frac{m}{K^2 Q} = 3{,}5 \text{ см}, \qquad \text{(XI.15)}$$

где коэффициент повышения точности K принят равным 1,5 ($Q=1{,}28$). При длине стороны сети 4 *км* это составит относительную ошибку $\frac{1}{110\,000}$.

Ошибки пунктов в середине ходов 1-го порядка

$$m_{\text{I}} = \frac{m}{KQ} = 5{,}2 \text{ см}, \qquad \text{(XI.16)}$$

т. е. средний сдвиг конечной точки может составить $\pm 10{,}4$ *см*, а предельная невязка хода ± 21 *см* (в относительной мере при длине хода 4 *км* около 1/20 000).

Ошибки заполняющих сетей строительной сетки

$$m_{\text{II}} = \frac{m}{Q} = 7{,}8 \text{ см}, \qquad \text{(XI.17)}$$

т. е. предельные невязки ходов 2-го порядка могут доходить до ± 31 *см*, что при длине ходов 3 *км* составит предельную относительную ошибку порядка 1/10 000.

В зависимости от размеров и конфигурации площадки, на которой развивается строительная сетка, могут применяться разные формы триангуляционных сетей. На площадках с ровным рельефом, когда местность просматривается с земли по направлениям сторон и диагоналей, пункты триангуляции располагают по углам площадки, образуя геодезический четырехугольник (рис. 176, *а*). Если точки местности в середине площадки имеют более высокие отметки, чем по краям, и видимость по диагоналям и некоторым сторонам отсутствует, то в средней части строят дополнительный пункт, получая сеть в виде центральной системы (рис. 176, *б*) или ряда треугольников (рис. 176, *в*).

На сильно вытянутых площадках или при сложном рельефе приходится строить и более сложную сеть в виде сдвоенных четырехугольников (рис. 176, *г*) или сдвоенных центральных систем (рис. 176, *д*). При этом либо усложняют сеть, т. е. увеличивают число пунктов, наблюдаемых с земли, либо сооружают более высокие знаки и поднимают столик на 6—8 *м* над землей, сохраняя более простую форму сети.

Триангуляционные пункты, как правило, совмещают с закрепленными на местности временными точками сетки, причем один из пунктов принимают за начало условной системы координат. Две противоположные стороны сети, расположенные в наиболее благоприятных для непосредственных измерений условиях, выбирают в качестве базисов. Дирекционный угол одного из базисов принимают равным 0°0′0″ или 90°0′0″.

Ошибка в логарифме стороны цепи триангуляции, состоящей

из геодезических четырехугольников и центральных систем, может быть подсчитана по формуле

$$m^2_{\lg s_k} = m^2_{\lg b} + 0{,}5m^2_{\beta}\sum_{1}^{k}(\delta^2_A + \delta^2_B + \delta_A\delta_B). \qquad \text{(XI.18)}$$

где $m_{\lg b}$ — средняя квадратическая ошибка измерения базиса (в единицах 6-го знака логарифмов); m_β — средняя квадратическая ошибка измерения угла.

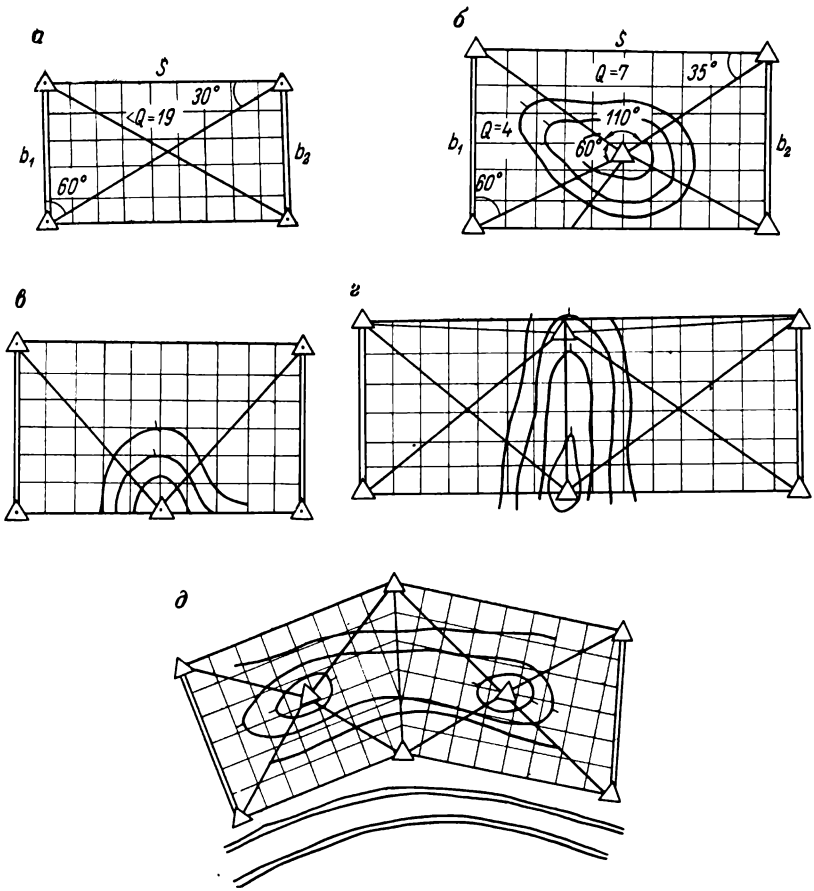


Рис. 176. Типы фигур триангуляции

При угловых измерениях особое внимание обращается на то, чтобы свести к нулю элементы центрировки и редукции. Если по условиям местности нет видимости с центра знака или луч проходит очень близко к поверхности земли (ближе 2 *м*) и прихо-

дится поднимать инструмент, то перед наблюдениями необходимо центр знака выносить на столик.

Базисные стороны измеряют точными светодальномерами или инварными проволоками с относительной ошибкой в среднем 1 : 200 000.

Развитие заполняющих сетей. При определении координат строительной сетки вытянутыми ходами полигонометрии (1-го или 2-го порядка) точность этих ходов может быть рассчитана по известной формуле

$$M^2 = \mu^2 L + \lambda^2 L^2 + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} L^2 \frac{n+3}{12}, \qquad \text{(XI.19)}$$

где M — общая средняя квадратическая ошибка конечной точки хода, вычисленная по предварительно уравненным углам; μ — коэффициент случайного влияния при линейных измерениях; λ — коэффициент систематического влияния при линейных измерениях; $\lambda = (1/30 \div 1/40)\mu$; m_β — средняя квадратическая ошибка измерения углов; n — число сторон хода; L — длина вытянутого хода.

Приняв по принципу равных влияний величину продольного сдвига конечной точки m_t примерно равной величине поперечного сдвига m_w, получим

$$m_t = m_u = \frac{M}{\sqrt{2}}$$

или

$$\sqrt{\lambda^2 L^2 + \mu^2 L} = \frac{M}{\sqrt{2}}; \qquad \text{(XI.20)}$$

$$\sqrt{\frac{m_\beta^2}{\rho^2} L^2 \frac{n+3}{12}} = \frac{M}{\sqrt{2}}. \qquad \text{(XI.21)}$$

Задавшись в этих формулах длиной хода L, можно подсчитать по ним необходимую точность угловых измерений (среднее значение m_β) и допустимую величину коэффициента случайного влияния и, следовательно, определить, какой мерный прибор следует использовать (примерно можно принять для инварных проволок $\mu = 0{,}0003$, для стальных проволок $\mu = 0{,}0008$, для шкаловых лент при измерении линий по кольям с постоянным натяжением $\mu = 0{,}002$). Наоборот, при наличии тех или иных линейных приборов и теодолитов можно определить предельную длину хода L.

Следует отметить, что на строительных площадках часто не бывает благоприятных условий для линейных измерений. Вследствие срочности работ приходится в строго заданных направлениях

производить промеры по изрытой местности, по высокой траве, а в зимний период — по глубокому снегу. В таких условиях точное измерение линий шкаловыми лентами по земле становится просто невозможным, а применение подвесных мерных приборов требует большого числа исполнителей. Поэтому везде, где есть возможность, следует применять электрооптические дальномеры, короткобазисную полигонометрию, точные оптические дальномеры. Координаты заполняющих пунктов сетки с достаточной точностью могут быть определены способом бездиагональных четырехугольников, развитием цепочек микротриангуляции или ходов геодезических засечек.

Для регулярного контроля за стабильностью уравнений проволок, эталонирования лент и рулеток, а также для определения коэффициентов дальномеров на площадке сооружают полевой компаратор длиной 120 или 240 *м*. Иногда устраивают компаратор в виде равностороннего треугольника со сторонами по 120 *м* и используют его не только для контроля мерных приборов, но и для исследования теодолитов.

На конечных точках полевого компаратора устанавливают фундаментальные железобетонные знаки на глубину 3—4 *м*. Над поверхностью земли знак выводят в виде бетонного столба высотой 1—1,2 *м*. Сверху в бетон закладывают металлический целик с риской посередине, выступающий над поверхностью бетона на 30—35 *мм*. Сверху знак закрывают крышкой; вокруг него ставят ограду.

Полевой компаратор располагают на ровной местности, в устойчивых грунтах с низким уровнем грунтовых вод. Это место не должно застраиваться, чтобы компаратором можно было пользоваться и в процессе строительства предприятия, и при геодезических работах в дальнейшем.

Уравнивание сетей. На крупных площадках, где в качестве главной основы строительной сетки построена триангуляция, уравнительные вычисления начинают со строгого уравнивания последней (чаще способом условий). Полигонометрические ходы по периметру сетки (1-го порядка) строго уравнивают между пунктами триангуляции, а заполняющие ходы (2-го порядка) — между точками ходов 1-го порядка. Так как эти ходы обычно вытянутые, с равными сторонами, то применяют способ уравнивания А. С. Чеботарева (с использованием таблиц). В данном случае этот способ еще упрощается тем, что направления полигонометрических ходов совпадают с координатными осями строительной сетки и отпадает необходимость в вычислении продольных и поперечных сдвигов (они равны невязкам по осям координат).

При создании на промышленной площадке обоснования строительной сетки в виде системы основных полигонов для их строгого уравнивания целесообразно применять электронные

вычислительные машины, дающие значительную экономию во времени*.

При развитии заполняющих сетей тригонометрическими методами (микротриангуляцией, бездиагональными четырехугольниками, угловыми засечками) наблюдаемые пункты совмещают с вершинами строительной сетки. Как известно, такая правильная форма сети несколько упрощает ее уравнивание. Однако на больших площадках, особенно при построении сплошных сетей, объем уравнительных вычислений становится весьма значительным и может задержать на продолжительное время редуцирование сетки. Для быстрейшего решения задачи рекомендуется такие сети уравнивать на ЭВМ способом необходимых неизвестных (косвенных измерений)**, используя в качестве предварительных координат пунктов их значение из проекта строительной сетки. Это упрощает уравнивание и позволяет непосредственно определить линейные элементы редукции (как поправки в координаты временных знаков).

Редуцирование строительной сетки. Так как предварительная разбивка строительной сетки производится с точностью порядка 1 : 1000—1 : 2000, то естественно, что полученные после уравнивания координаты пунктов сетки будут значительно отличаться от проектных, причем на больших площадках разность может доходить до 2—3 *м* и больше. Чтобы найти проектное положение точек сетки, по координатам приближенно разбитых точек сетки и их проектным координатам определяют путем решения обратной задачи угловые и линейные элементы редукции и откладывают их от временных знаков.

Так, например, если координаты некоторого пункта сетки получились равными $x'=600{,}471$ и $y'=399{,}783$, а их проектные значения $x=600{,}000$ и $y=400{,}000$, то элементы редукции будут равны:

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{y-y'}{x-x'} = \frac{+0{,}217}{-0{,}471} = -0{,}4607;$$

$$\alpha = 155°15',8,$$

линейная величина редукции

$$s = \frac{-0{,}471}{\cos 155°15',8} = \frac{+0{,}217}{\sin 155°15',8} = 0{,}518\ м.$$

---

* Купчинов И. И., Лебедев Н. Н. и др. Уравновешивание нивелирных, теодолитных, полигонометрических и тригонометрических сетей на ЭЦВМ «Урал». М., Недра, 1965.

** С. Г. Бронштейн. Уравновешивание сетей четырехугольников при разбивке строительной сетки. «Геодезия и картография», № 11, 1968.

А. С. Сафонов. Программы. Уравнивание строительных геодезических сетей, определяемых методом четырехугольников без диагоналей и угловыми методами. М., Госстрой СССР, Гипротис, 1969.

По вычисленным элементам редукции составляют схематический чертеж (рис. 177), по которому и редуцируют пункты сетки на местность. На этом чертеже для каждого временного знака сетки выписывают его элементы редукции: дирекционный угол α направления на проектное положение знака и расстояние до него. Чтобы найти это направление на местности, дополнительно указывают дирекционный угол α_1 на одну из соседних закрепленных точек сетки, выписывая его из ведомости вычисления полигонометрических ходов (на рис. 177 дирекционный угол $\alpha_1 = 89°58',5$).

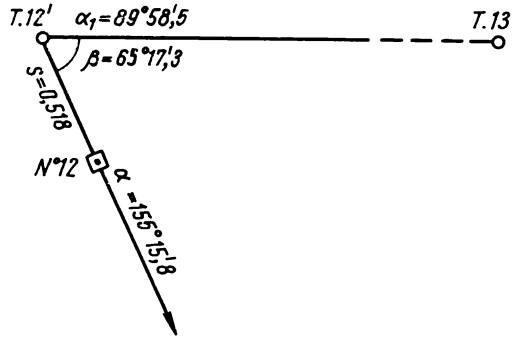


Рис. 177. Редуцирование пункта

Разность между указанными дирекционными углами дает полярный угол ($\beta = 65°17',3$), который и выписывают на чертеже.

Установив теодолит над временным знаком $T.12'$ и поставив на лимбе отсчет, равный 89°58′,5, т. е. дирекционному углу стороны $T.12'—T.13'$, визируют на веху, стоящую на временном знаке $T.13'$. Затем, поворачивая алидаду, устанавливают ее на отсчет 155°16′ (дирекционный угол редукции, округленный до целых минут) и закрепляют полученное направление шпилькой. Проверив правильность построения углового элемента редукции путем измерения полярного угла (в нашем примере он должен быть равен 65°17′), вдоль этого направления откладывают по рулетке линейный элемент, равный 0,518 *м*. Найденную точку закрепляют колышком с гвоздем и окапывают.

Линейные элементы редукции откладывают по горизонтальному проложению, поэтому в наклонных местах следует вводить поправку за наклон (со знаком плюс).

После редуцирования пунктов строительной сетки их закрепляют постоянными железобетонными знаками. Так как эти пункты одновременно являются и высотными точками (грунтовыми реперами), то их закладывают ниже глубины промерзания (2—2,5 *м*) (см. рис. 159). Пункты, попадающие в зону земляных работ, могут быть закреплены деревянными знаками.

При закреплении центр редуцированных пунктов выносят на пересечение нитей. После бетонирования пересечение нитей тщательно проектируют на головку знака и кернуют его. Если сохранился временный знак, то для контроля проверяют расстояние между знаками: оно должно быть равно линейному элементу

редукции. Знак окапывают или ставят вокруг него небольшую ограду.

Контрольные измерения на пунктах строительной сетки. Закрепив сетку постоянными знаками, приступают к контрольным измерениям. Основная задача этих измерений — *проверить правильность редуцирования пунктов сетки и получить данные о точности ее построения.*

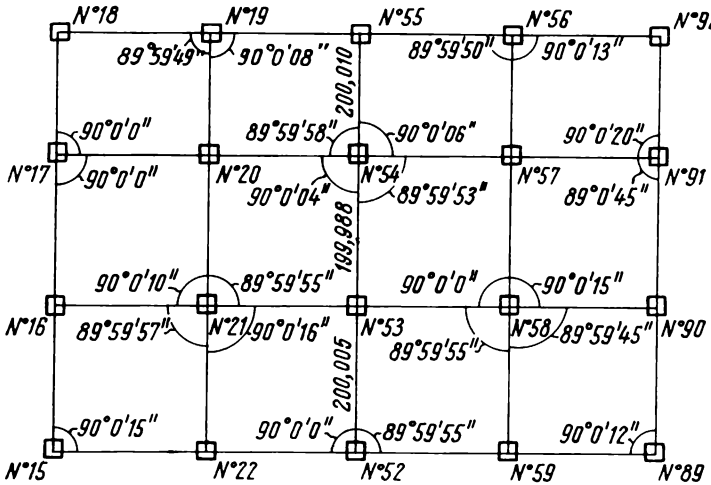


Рис. 178. Схема контрольных измерений на строительной сетке

Контрольные линейные измерения производят выборочно. Обычно проверяют длину отдельных сторон сетки в наиболее слабых ее местах (между ходами 2-го порядка). Контрольные угловые измерения выполняют оптическим теодолитом Т2 (одним приемом) на пунктах, расположенных в шахматном порядке (рис. 178), с таким расчетом, чтобы охватить все стороны сетки.

Под влиянием неизбежных ошибок измерений контрольные промеры будут несколько отличаться от теоретических. При достаточно точной работе величина этих отклонений обычно не превышает в среднем 10—15 *мм* в длинах сторон сетки и 10—15″ в прямых углах.

Если в результате контрольных измерений промахов не обнаружено, то считают, что редуцирование строительной сетки выполнено правильно, и в дальнейшем при разбивке сооружений принимают координаты пунктов сетки, равные проектным, а углы между сторонами — прямым.

Сгущение сетки в процессе строительства. Как бы удачно ни была запроектирована строительная сетка, в процессе строительства значительная часть ее пунктов будет уничтожена, так как

они попадают в зону земляных работ. Пользование частью оставшихся пунктов будет затруднено вследствие того, что построенные здания нарушают видимость между соседними знаками и усложняют ориентирование разбиваемых направлений.

Таким образом, по мере возведения на строительной площадке зданий и сооружений эффективность строительной сетки резко падает, и для продолжения разбивочных работ, особенно по межцеховым коммуникациям, и для проведения исполнительных съемок возникает необходимость в построении дополнительной основы. На этой же основе будут в дальнейшем выполнены все геодезические работы в процессе эксплуатации предприятия.

Опыт показывает, что наиболее удобно дополнительные пункты располагать на обочинах внутризаводских дорог. Знаки, установленные на обочинах, легко разыскать, и ими можно пользоваться даже во время интенсивного движения транспорта. Места установки дополнительных знаков увязывают с расположением подземных коммуникаций вдоль дорог.

Сетки сгущения разбивают на два порядка, при этом ходы 1-го порядка проектируют по возможности вытянутыми между пунктами триангуляции. Полигонометрические ходы рассчитывают на ту же точность, что и основные ходы строительной сетки. Можно развивать также настенную полигонометрию, устанавливая знаки в цоколях постоянных зданий.

Глава XII

РАЗБИВКА ПРОМЫШЛЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

§ 70. Основные разбивочные работы

Разбивка главных осей. *Главные (или исходные) оси промышленных сооружений разбивают на местности от пунктов строительной сетки.* Для разбивки на основании рабочих чертежей проекта (выкопировки из генплана с данными геодезической привязки и чертежей фундамента) составляют схематический чертеж, на котором в произвольном масштабе показывают ближайшие пункты строительной сетки с их координатами, оси разбиваемого сооружения с координатами или расстоянием до сторон сетки. На чертеже также даются размеры сооружения, чтобы при необходимости можно было проконтролировать данные привязки (рис. 179).

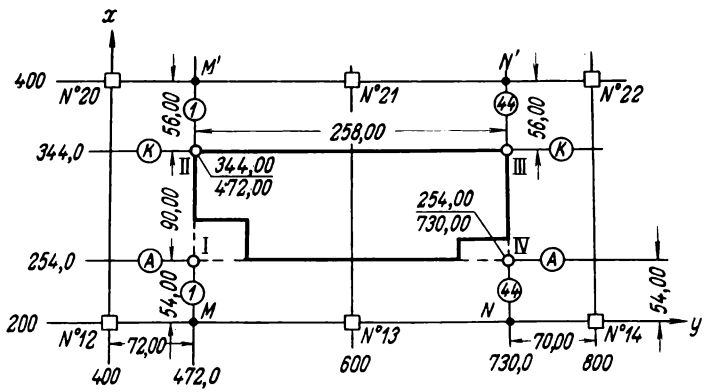


Рис. 179. Схема разбивки главных осей

Точки, фиксирующие положение главных осей (на рис. 179 *I*, *II*, *III*, *IV*), разбивают от пунктов строительной сетки, как правило, способом прямоугольных координат, определив для этого разности абсцисс и ординат этих точек и ближайших пунктов сетки.

Установив теодолит на пункте № *12*, в створе стороны сетки № 12—№ 13 откладывают $\Delta y_1 = 72{,}00$ *м*. В найденную точку переносят теодолит и при двух положениях круга строят угол, равный 90°. Вдоль полученного направления $M - M'$ откладывают расстояние $\Delta x_1 = 54{,}00$ *м* и находят на местности положение точки *I* (*A*/*1*). Отложив от последней вдоль этого же направления проектное расстояние между осями $A - A$ и $K - K$, равное 90,00 *м*, получают на местности точку *II* (*K*/*1*). Аналогично от пункта сетки № *14* находят положение точек *IV* (*A*/*44*) и *III* (*K*/*44*). При этом необходимо помнить, что бо́льшую координату откладывают по стороне сетки, а меньшую — по перпендикуляру к ней (см. § 19).

Для контроля разбивочных работ привязывают точки *II* и *III* соответственно к пунктам сетки № *20* и № *22*. На сооружениях небольших размеров можно измерить стороны или диагонали и сравнить результаты с проектными значениями.

Так как при разбивке главных осей определяется лишь общее положение сооружения на площадке и его ориентирование относительно соседних сооружений, то ошибки измерений допускают в среднем до 1 : 4000—1 : 5000. Углы строят при двух положениях круга теодолитом Т30 или Т20.

Учитывая трудности непосредственных линейных измерений на площадке в процессе строительства, для разбивки главных осей могут быть применены оптические дальномеры. В этом случае рейку устанавливают в створе измеряемой линии над точкой, находящейся примерно на заданном в проекте расстоянии от инструмента, и определяют по дальномеру точное расстояние до нее. Взяв разность между измеренным и проектным значением расстояния, откладывают эту разность рулеткой в ту или другую сторону от рейки в створе линии и закрепляют найденную точку. Для контроля переносят рейку в эту точку и проверяют расстояние.

После закрепления точек *I*, *II*, *III* и *IV* устанавливают на каждой из них теодолит и проверяют взаимную перпендикулярность осей. Отклонение от прямого угла допускают не более $+60''$. При бо́льших отклонениях необходимо несколько переместить ближайшую точку. Следует иметь в виду, что *взаимная перпендикулярность главных осей является одним из основных требований*, предъявляемых к их разбивке, ибо перекос этих осей приведет в дальнейшем к перекосу всех остальных осей сооружения.

Проектирование и построение обноски. Оси сооружения (цеха, установки) должны быть разбиты одна относительно другой с ошибкой порядка ± 1—2 *мм*. Для обеспечения такой точности по периметру сооружения устраивают специальную деревянную обноску, которая создает благоприятные условия для линейных измерений и закрепления разбитых осей.

Проектируют обноску по генеральному плану, располагая

ее стороны параллельно осям сооружения. При вытянутой форме сооружения, что наиболее часто имеет место на практике, обноску проектируют в виде прямоугольника, ограждающего сооружение со всех четырех сторон на некотором расстоянии от исходных осей (рис. 180, *а*). Небольшие выступы фундамента в расчет не при-

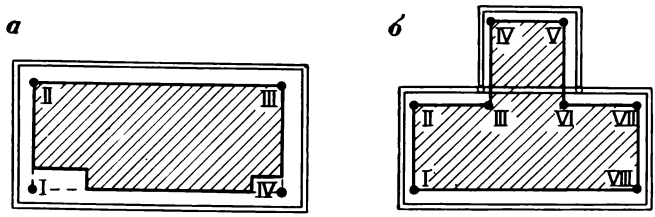


Рис. 180. Проектирование обноски

нимают. Обноску вокруг сооружения более сложной конфигурации (рис. 180, *б*) проектируют в виде прямоугольника, к которому примыкают обноски остальных частей.

Расстояние между наружной гранью фундамента и обноской назначают с таким расчетом, чтобы последняя не попадала в зону земляных работ, когда будут рыть котлован под фундамент. При глубине котлована h и одинарном откосе расстояние от фундамента до обноски будет равно h метров плюс запас на навалы земли 3—5 *м* или более в зависимости от глубины котлована и методов производства земляных работ.

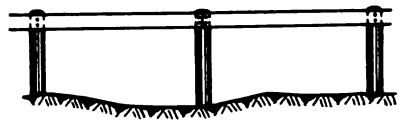


Рис. 181. Сплошная обноска

Обноска может быть построена сплошная или несплошная — створная. Если обноска сплошная, то примерно через 3 *м* по всему периметру сооружения на принятом расстоянии от крайних осей вкапывают в землю столбы, которые обрезают под одну отметку и к ним заподлицо с обрезом горизонтально пришивают строганые доски (рис. 181).

Створная обноска состоит из отдельно стоящих столбов, каждая пара которых закрепляет какую-либо ось (створ). Столбы устанавливают вне зоны земляных работ, параллельно соответствующим осям сооружения, и обрезают под одну отметку (рис. 182). Расстояние между столбами обноски принимают равным расстоянию между осями колонн (обычно 6 *м*).

Высота обноски должна быть около 0,5—1,2 *м*, чтобы по ней удобно было производить измерения и устанавливать над ней

штатив теодолита. Иногда сплошную обноску поднимают на высоту 2—2,5 *м*, чтобы она не мешала движению транспорта. Однако это следует допускать только при строительстве зданий, не требующих высокой точности разбивочных работ.

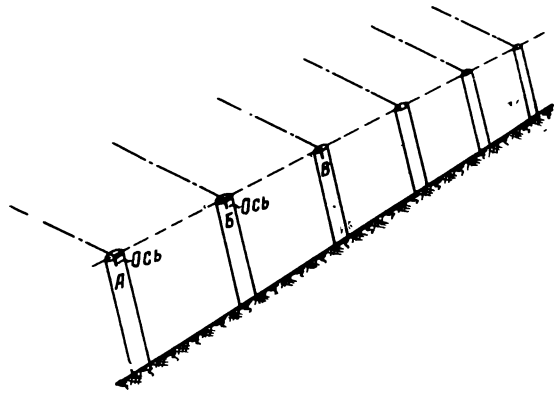


Рис. 182. Створная обноска

На местности с большим наклоном разность отметок крайних точек сооружений значительных размеров может доходить до нескольких метров. В этом случае обноску строят уступами (рис. 183).

Обноску разбивают от закрепленных точек осей. Для створной обноски отложение на местности проектных расстояний и установка столбов в намеченных точках выполняются с повышенной точностью, чтобы при детальной разбивке оси попадали на срезы столбов и последние не пришлось переставлять.

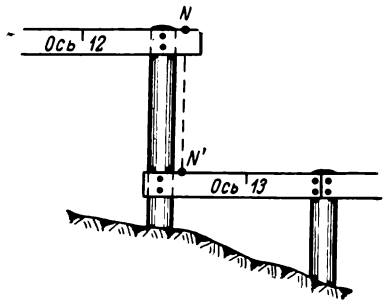


Рис. 183. Обноска с уступами

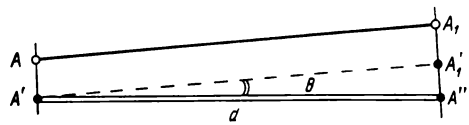


Рис. 184. Допускаемая непараллельность обноски

Независимо от вида обноски она должна удовлетворять следующим основным требованиям.

1. *Стороны обноски должны быть соответственно параллельны продольным и поперечным осям сооружения.* Если не соблюдать это условие, то расстояния между соседними осями, отложенные по обноске, будут систематически меньше проектных.

Пусть обноска $A' - A''$ (рис. 184) построена не параллельно оси $A - A_1$ и составляет с ней некоторый угол Θ. Тогда разность между расстоянием d на обноске и проекцией этого расстояния на ось $A - A_1$ будет

$$\Delta d = d - d\cos\theta = 2d\sin^2\frac{\theta}{2}, \qquad \text{(XII.1)}$$

т. е. аналогична поправке за наклон линии местности.

При разбивке осей по обноске средняя квадратическая относительная ошибка линейных измерений составляет 1 : 10 000—1 : 25 000. Чтобы обеспечить такую точность, влияние ошибки за непараллельность стороны обноски осям сооружений, как одной из систематических ошибок, не должно превышать 1 : 50 000. Из формулы (XII.1) следует, что для этого

$$2\sin^2\frac{\theta}{2} \leqslant \frac{\Delta d}{d} \leqslant \frac{1}{50\,000} \qquad \text{(XII.2)}$$

или

$$\theta \leqslant \rho' \sqrt{\frac{2}{50\,000}} \leqslant 22', \qquad \text{(XII.3)}$$

где $\rho' = 3438'$.

Следовательно, если обноска служит только в качестве горизонтальной плоскости для откладывания по ней проектных расстояний, то могут быть допущены значительные отступления от строгого соблюдения первого требования. Однако если обноска используется как закрепленная параллельная ось и от нее откладывают перпендикулярные направления или отмеряют расстояния, то естественно, что она должна быть построена с той же точностью, с какой разбиваются основные оси.

2. *Обноска должна быть прямолинейной*, чтобы при измерениях по ней мерный прибор с достаточной точностью укладывался в створе. Допустимая ошибка укладывания мерного прибора в створе (ошибка вешения) вычисляется по формуле [63]

$$\Delta l_в = 2\frac{\varepsilon^2}{l}, \qquad \text{(XII.4)}$$

где ε — величина отклонения концов мерного прибора от створа; l — длина мерного прибора.

Относительная ошибка

$$\frac{\Delta l_в}{l} = 2\frac{\varepsilon^2}{l^2}, \qquad \text{(XII.5)}$$

откуда

$$\varepsilon = l\sqrt{\frac{1}{2}\cdot\frac{\Delta l_в}{l}}. \qquad \text{(XII.6)}$$

Приняв для нашего случая $l = 20$ *м* и $\frac{\Delta l_в}{l} = \frac{1}{50\,000}$, получим среднюю величину ошибки $\varepsilon = \pm 6{,}3$ *см*.

При уложении 8-метровой инварной ленты ε не должно превышать ±2 *см*. Поэтому столбы обноски необходимо устанавливать по теодолиту.

3. *Обноска должна быть горизонтальной*, чтобы при откладывании по ней линий поправками за наклон можно было пренебречь.

Как известно, поправка за наклон местности может быть подсчитана по формуле

$$\Delta l_h = \frac{h^2}{2l}.$$

Отсюда величина разности отметок двух точек h, при которой пренебрегают поправкой за наклон, равна

$$h = l\sqrt{2\frac{\Delta l_h}{l}}. \qquad \text{(XII.7)}$$

В данном случае l — это расстояние между соседними столбами обноски. Если $l = 6$ *м* и $\frac{\Delta l_h}{l} = \frac{1}{50\,000}$, то получим $h = \pm 3{,}8$ *см*. Следовательно, отметку для среза столбов под один уровень необходимо выносить нивелиром.

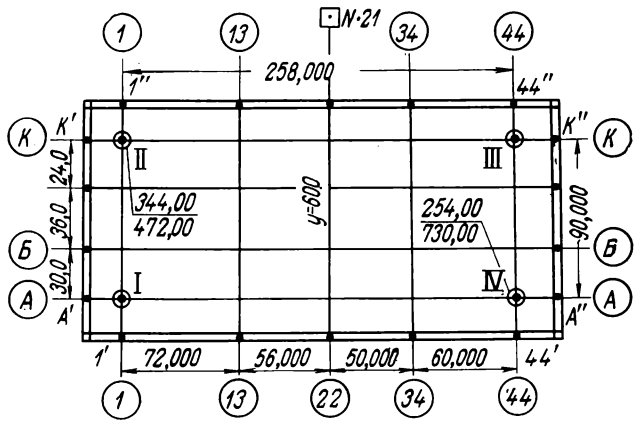


Рис. 185. Разбивочный чертеж

Разбивка основных осей по обноске. Для разбивки по обноске основных осей на основании генплана сооружения и рабочих чертежей фундамента составляют специальный разбивочный чертеж (рис. 185), на котором выписывают все расстояния между осями. При этом тщательно проверяют проектную документацию: суммируют расстояния между отдельными осями и сумму

сравнивают с общими размерами сооружения, а также с разностью координат главных осей, ранее закрепленных на местности.

На построенную обноску путем проектирования коллимационной плоскостью выносят главные оси, устанавливая теодолит в закрепленных на местности точках *I*, *II*, *III* и *IV*. При этом учитывают, что на точность проектирования ближних к инструменту точек влияет главным образом ошибка центрирования, на точность дальних точек — ошибка визирования.

Приняв положение одной продольной исходной оси и одной поперечной за твердое, неизменное (на рис. 185 *А—А* и *I—I*), откладывают от них по обеим параллельным сторонам обноски согласно разбивочному чертежу проектные расстояния, фиксируя на обноске продольные и поперечные оси.

Линейные измерения по обноске производят инварной лентой или компарированной стальной рулеткой со средней квадратической ошибкой 1 : 10 000—1 : 25 000 в зависимости от типа сооружения и требуемой точности монтажа технологического оборудования. Натяжение мерному прибору сообщают динамометром. В процессе измерений вводят поправки за компарирование и температуру, причем, если суммарная величина этих поправок больше 0,5 *мм* на пролет (на одно уложение мерного прибора), то целесообразно при помощи измерителя и масштабной линейки вводить поправку в каждый пролет. При меньшей величине поправки последнюю вводят суммарно, после нескольких уложений прибора. Следует обратить внимание на правильный учет знака поправки (см. § 17). На обноске оси фиксируют острым карандашом и подписывают.

В местах, где обноска имеет уступы (см. рис. 183), при откладывании расстояний приходится проектировать некоторую точку *N* при помощи теодолита с уступа на уступ.

Таким образом, откладывая последовательно мерный прибор и фиксируя разбивочные оси, приходят к конечной оси, вынесенной ранее на обноску в качестве исходной. Вследствие ошибок измерений конечная ось, разбитая по обноске, как правило, не будет совпадать с одноименной осью, вынесенной теодолитом. Если величина этого несовпадения не превышает точности разбивки главных осей и, следовательно, грубые ошибки отсутствуют, то за окончательную принимают ось, полученную в результате *измерений по обноске, так как эти измерения дают большую точность во взаимном положении осей сооружения,* что особенно важно для строительно-монтажных работ.

Однако, когда сторона обноски сооружений достигает 400 *м* и больше и вследствие этого в разбивочных работах происходит значительное накопление ошибок, целесообразно при помощи теодолита выносить на обноску следы пересекаемых сторон сетки

(на рис. 185 вынесена сторона $y=600{,}00$ *м*) и использовать их для увязки измерений по обноске.

Закончив разбивку осей, производят контрольные измерения расстояний между каждыми двумя соседними осями путем трехкратного отсчитывания по шкалам мерного прибора. После введения в измеренные расстояния поправок за компарирование и температуру их сравнивают с проектными данными. Разности не должны превышать ± 1 *мм*. В противном случае несколько перемещают намеченные оси так, чтобы распределить разности на ближайшие пролеты.

Измерения по обноске необходимо производить мерными приборами, компарированными на плоскости. Если вести измерения приборами, компарированными на весу, то в разбивку осей будет внесена систематическая ошибка. Разность между длиной дуги и стягивающей ее хордой может быть найдена по формуле

$$\Delta l = \frac{l^3 p^2}{24P^2}, \qquad \text{(XII.8)}$$

где l — длина мерного прибора в *м*; p — вес 1 *пог. м* мерного прибора в *кг*; P — натяжение в *кГ*.

Для рулетки сечением $10\times 0{,}2$ *мм* вес $p=0{,}0156$ *кг*; при $l=20$ *м* и $P=10$ *кГ* получим $\Delta l=0{,}8$ *мм*. Для инварной ленты сечением $6\times 0{,}5$ *мм* $p=0{,}0243$ *кг*, что при $l=24$ *м* и том же натяжении дает $\Delta l=3{,}3$ *мм*.

При измерениях по створной обноске мерный прибор будет провисать. Наибольшее расстояние l между столбами, при котором ошибкой за провисание Δl можно пренебречь, т. е. когда $\Delta l \leqslant 0{,}1$ *мм*, равно

$$l = \sqrt[3]{\frac{24\Delta l P^2}{p^2}} \qquad \text{(XII.9)}$$

и составит для инварной ленты 8 *м*, для стальной рулетки — 10 *м*.

Следовательно, расстояние между столбами не должно превышать 8—10 *м*. Если это расстояние больше, необходимо при измерениях по обноске устанавливать вровень с соседними столбами переносные подпорки.

Закрепление осей. Окончательное положение оси на обноске фиксируют небольшим гвоздем, обводят масляной краской и подписывают ее номер. При сплошной обноске особо важные оси дополнительно закрепляют грунтовыми знаками, деревянными или железобетонными. Знаки устанавливают рядом с обноской на глубину 1,2—1,5 *м* и для большей сохранности закрывают сверху крышками. Оси с обноски переносят на эти знаки при помощи теодолита и фиксируют на металлических центрах накернованной точкой, на деревянных знаках — гвоздем.

После закрепления осей в нескольких местах сплошной обноски могут быть сделаны проемы для проезда транспорта. В процессе строительства необходимо следить за состоянием обноски, периодически проверять от надежных знаков ее неподвижность.

Сдача разбивки. Завершив работы по разбивке и закреплению основных осей, составляют исполнительный чертеж, на который наносят:

а) пункты строительной сетки, от которых по координатам разбивались главные оси, с указанием порядка разбивки последних;

б) обноску с расположением осей и с указанием расстояний между ними по результатам контрольных измерений;

в) знаки крепления осей.

Чертеж предъявляют комиссии, принимающей разбивку сооружения в натуре.

Перенесение креплений осей внутрь зданий. Разбитые на обноске и закрепленные вне здания основные оси сооружения по мере возведения стен теряют свое практическое значение. Поэтому для продолжения разбивочных работ при строительстве фундаментов под оборудование и монтаже последнего приходится знаки крепления основных осей переносить внутрь зданий.

Перенесение знаков производят в то время, когда еще возможно прямое визирование между точками, закрепляющими оси на противоположных сторонах обноски, т. е. пока не начали укладывать стены.

В зависимости от размеров сооружения и от требуемой точности установки оборудования оси внутри зданий закрепляют различными знаками. В небольших зданиях иногда бывает достаточно забетонировать в стены с внутренних сторон скобы и накернить на них положение осей. Наиболее часто оси внутри зданий закрепляют металлическими знаками, забетонированными в построенные части фундамента с учетом возможности установки над ними теодолита. Основные оси сооружений, требующих высокой точности геодезических работ, закрепляют фундаментальными глубинными знаками.

Одновременно с плановыми знаками в здание переносят и высотные знаки — реперы. Последние устанавливают в наиболее устойчивых фундаментах или совмещают с фундаментальными плановыми знаками.

§ 71. Детальная разбивка фундаментов

Разбивка котлованов. Первым этапом детальных разбивочных работ является разбивка котлованов под фундаменты зданий и оборудования. При детальной разбивке фундамента строят небольшую обноску, положение которой на местности опре-

деляют от основных осей способом линейной засечки или прямоугольных координат. На готовую обноску способом створов с основной обноски переносят продольную и поперечную основные оси фундамента и закрепляют их на двух сторонах обноски (рис. 186). От этих осей рулеткой с точностью до миллиметра откладывают проектные расстояния до всех граней и контуров фундамента (бровки котлована, контура основания фундамента, обреза фундамента и т. д.), закрепляют их гвоздями и подписывают номера осей.

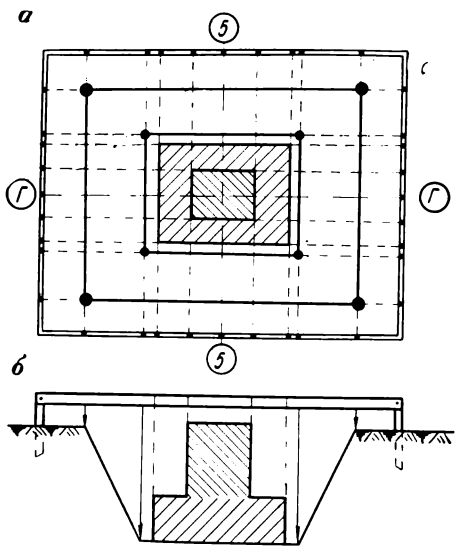


Рис. 186. Детальная разбивка фундамента:
а — план; *б* — разрез

Соединив одноименные точки на обноске тонкой проволокой, получают контур той или иной части сооружения. Для обозначения на местности границ котлована пересечения соответствующих проволок (осей) проектируют отвесом на землю и закрепляют колышками.

При строительстве глубоких котлованов вначале вынимают и отвозят грунт и уже затем строят обноску.

Когда котлован вчерне вырыт, на дно его передают от ближайших реперов отметки. Если откосы котлована пологие, эта передача осуществляется несколькими постановками нивелира. Когда откосы крутые и поставить на них инструмент невозможно, отметки передают при помощи двух нивелиров и рулетки (рис. 187).

На бровке котлована прикрепляют к кронштейну рулетку и

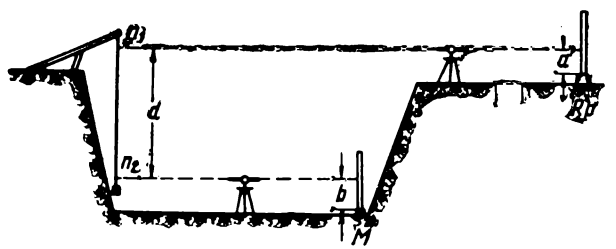


Рис. 187. Передача точек на дно котлована

опускают ее на дно, подвесив на конце груз, равный натяжению при ее компарировании. Между ближайшим репером и кронштейном, соблюдая принцип равенства плеч, устанавливают нивелир; второй нивелир ставят в котловане, посередине между рулеткой и точкой, на которую передают отметку. На репере и точке в котловане устанавливают рейки и по ним берут отсчеты. Затем одновременно оба нивелировщика отсчитывают по рулетке.

Отметка точки M в котловане будет

$$H_M = H_{Rp} + a - d - b, \qquad \text{(XII.10)}$$

где H_{Rp} — отметка репера; a и b — отсчеты по рейкам, установленным соответственно на репере и в котловане; $d = n_2 - n_1$ — разность отсчетов по рулетке нижнего и верхнего нивелиров (нуль рулетки вверху).

Для контроля можно передать отметку от другого репера, несколько изменив при этом подвеску рулетки. При выполнении земляных работ достаточно передать отметку на дно котлована с ошибкой ± 1 *см*.

Чтобы передать отметку с повышенной точностью, в величину отрезка рулетки d вводят поправки за компарирование и за температуру, а также более строго соблюдают равенство плеч для верхнего и нижнего нивелиров.

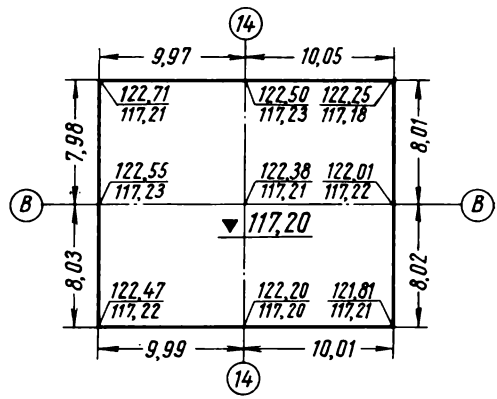


Рис. 188. Исполнительный чертеж котлована

В общем случае точность этого способа передачи отметок определяется по формуле

$$m_{H_M}^2 = m_{H_{Rp}}^2 + 2m_a^2 + m_d^2, \qquad \text{(XII.11)}$$

где принято, что ошибки отсчетов по рейке $m_a \approx m_b$.

От точки в котловане (как рабочего репера) устанавливают в натуре проектные отметки для окончательной зачистки дна.

Когда котлован готов, приступают к исполнительной съемке его. От продольной и поперечной осей промеряют расстояния до бровки и проводят исполнительную нивелировку дна по сетке 5—8 *м*. На основании этих данных составляют исполнительный чертеж котлована (рис. 188). На этом чертеже указывают размеры котлована от основных осей и выписывают отметки поверхности земли до вскрытия котлована и исполнительные отметки дна. В середине указывают проектную отметку, отклонения от которой в среднем не должны превышать ± 2—3 *см*.

Разбивка под опалубку. После окончания рытья котлована и укладки бетонной или щебеночной подготовки устраивают опалубку, которая представляет собой как бы форму будущего сооружения. В эту форму устанавливают арматуру и закладные части и затем заполняют ее бетоном. Внутренняя часть опалубки должна быть построена таким образом, чтобы возводимое сооружение и его отдельные части по своим размерам, плановому и высотному положению в точности соответствовали проекту.

При построении опалубки используют оси, закрепленные на установленной вокруг фундамента обноске. Для фундаментов, строящихся внутри зданий, по окончании монтажа строительных конструкций бывает целесообразно использовать смонтированные колонны для установки на них сплошной деревянной обноски или створной обноски из отдельных металлических уголков, приваренных к колоннам в тех местах, где должны проходить оси.

Для обозначения осей в натуре одноименные точки осей, закрепленные на противоположных сторонах обноски, соединяют тонкой монтажной проволокой. По отвесу эти оси проектируются на отдельные части строящейся опалубки и монтируемой арматуры. Так как при этих работах требуется, чтобы ошибки не превышали ± 5—10 *мм*, то указанный способ перенесения осей вполне обеспечивает эту точность.

В высотном отношении основные плоскости опалубки устанавливают в проектное положение по отметкам, вынесенным нивелиром от ближайших реперов.

Проектные отметки на опалубку выносят способом горизонта инструмента и фиксируют тонкой чертой. Ошибка вынесения отметок относительно рабочего репера не должна превышать в среднем ± 3—4 *мм*.

Если опалубка высоко поднимается над поверхностью земли и заслоняет собой створ между осевыми точками на противоположных сторонах обноски, то до построения опалубки необходимо дополнительно закрепить оси, установив с каждой стороны не менее двух грунтовых знаков, чтобы иметь возможность с надлежащей точностью вынести оси на опалубку, а затем и на фундамент.

При постройке опалубки фундаментов особое внимание обращают на правильную установку в плане и по высоте всех закладных частей и в первую очередь анкерных устройств (анкерных болтов и плит, пробок для колодцев), служащих для закрепления металлоконструкций и оборудования, а в зданиях из железобетонных конструкций — на точную разбивку стаканов для установки железобетонных колонн.

При постройке ленточных фундаментов стен дополнительно следят за разбивкой вводов в здание подземных коммуникаций. На определенной отметке и по назначенному в проекте расстоянию устанавливают в опалубке деревянные пробки несколько большего

диаметра, чем труба коммуникации. При бетонировании фундамента в этих местах остаются отверстия, к которым впоследствии подводят коммуникации.

Установка анкерных устройств. Анкерные устройства, особенно анкерные болты, необходимо разбивать с большой тщательностью. *Средняя величина отклонения центра анкерного болта от проектного положения не должна превышать* ±2 *мм* (предельная ошибка ±5 *мм*). Средняя квадратическая ошибка разбивки осей анкерных устройств относительно основных осей сооружения не должна быть больше ±4 *мм*.

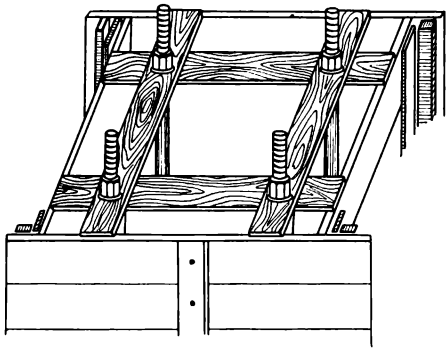


Рис. 189. Крепление легких анкерных болтов

Анкерные устройства устанавливают от осей фундамента, которые для этого выносят теодолитом на верх опалубки и закрепляют там. Если опалубка или обноска находится глубоко в котловане и при выносе осей приходится наклонять трубу теодолита на значительный угол, то для уменьшения влияния инструментальных ошибок вынос осей необходимо выполнять при двух положениях круга теодолита, образуя из них среднее. При этом ось вращения теодолита должна быть тщательно приведена в отвесное положение.

В фундаментах под колонны металлоконструкций и под легкое оборудование устанавливают анкерные болты небольшого диаметра и веса. Опорой для этих болтов являются деревянные шаблоны, построенные сверху опалубки (рис. 189).

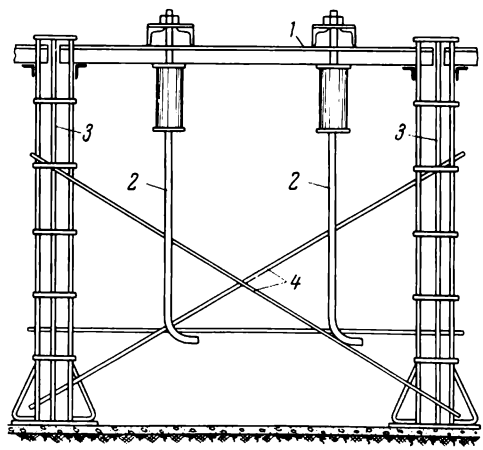


Рис. 190. Крепление тяжелых анкерных болтов

В фундаментах под тяжелые агрегаты закладывают анкерные устройства больших диаметров и большого веса; для удерживания их приходится устраивать специальные монтажные приспособления (рис. 190). Основными частями этих приспособлений являются металлические шаблоны *1*,

служащие для закрепления анкерных устройств *2*, и металлические каркасы *3*, поддерживающие во время бетонирования шаблоны с анкерными устройствами в проектном положении. Стойки каркасов опираются на бетонную подготовку и связываются между собой рамами и балками *4*. После бетонирования каркасы с анкерными устройствами остаются в бетоне, а шаблоны снимаются.

На фундаментах под оборудование анкерные устройства обычно имеют сложную систему расположения в плане и по высоте; при этом каждый болт, каждая опорная плита должны быть установлены с заданной точностью и надежно закреплены. Установка и выверка анкерных устройств являются наиболее кропотливыми и трудоемкими из всех разбивочных работ. Особенно сложна плановая установка анкерных болтов. Каждый болт должен быть установлен в проектное положение достаточно точными промерами от продольной и поперечной осей фундамента в очень неблагоприятных условиях для линейных измерений.

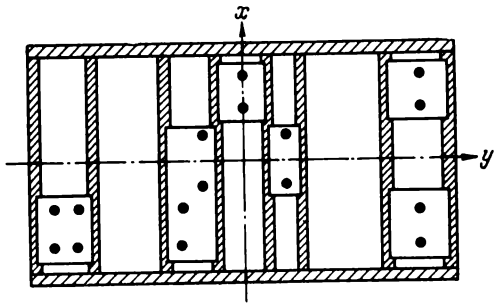


Рис. 191. Кондуктор

Для облегчения этой работы на каждую типичную группу анкерных устройств изготовляют особый шаблон, называемый кондуктором (рис. 191). Кондуктор представляет собой рамное приспособление, сваренное из отрезков швеллера или металла другого профиля, на котором в строгом соответствии с проектом расположения анкерных устройств нанесены оси и просверлены отверстия в местах установки болтов. Для нетяжелых анкерных устройств кондукторы могут быть изготовлены из деревянных брусьев.

При закреплении кондуктора на месте его оси совмещают с соответствующими осями фундамента и верхнюю плоскость устанавливают на точки по отметкам, вынесенным на стойки каркаса.

Если отверстия для анкерных болтов нанесены строго по проекту и если кондуктор с точностью 1—2 *мм* установлен относительно разбивочных осей фундамента, то естественно, что закрепленные в центре отверстий болты будут расположены в плановом отношении с надлежащей точностью. Необходимо только установить их при помощи отвеса вертикально (с ошибкой не более $\frac{1}{1000}$ длины болта) и поднять или опустить до требуемой отметки.

Применение кондукторов в значительной мере ускоряет и повышает точность установки анкерных устройств.

Одновременно с плановым размещением анкерных устройств последние примерно устанавливают по высоте, откладывая соответствующие расстояния от верхней плоскости кондуктора Окончательная установка на проектные отметки выполняется при помощи нивелира и рейки по вычисленному отсчету.

Окончательно установленные анкерные устройства жестко прикрепляют гайками к шаблону и концы их дополнительно приваривают к каркасу или арматуре, чтобы при бетонировании их положение не нарушалось.

Одновременно с анкерными устройствами устанавливают и другие закладные части: трубопроводы внутри фундамента, трубки для электрокабелей, поддерживающие элементы для облицовки и окаймления фундамента и др. Разбивочные работы для этих частей выполняются с несколько меньшей точностью, чем для анкерных устройств. При их установке промеры ведутся как от осей фундамента, так и от уже установленных анкерных устройств.

Так как установка анкерных устройств является очень ответственным этапом, во многом определяющим качество монтажных работ, то до бетонирования фундамента необходимо произвести плановую и высотную выверку установки этих устройств, а также и других закладных частей.

Выверку начинают с контроля основных осей фундамента, проверяют, не сбилась ли обноска и правильно ли вынесены оси на опалубку. От уточненных осей, вдоль которых натягивают струну, при помощи отвеса и рулетки замеряют расстояния до центров анкерных болтов и других закладных частей, а также расстояния между ними. Одновременно нивелированием определяют их отметки.

По данным контрольных измерений вычисляют для каждого анкерного болта отклонения от проектных расстояний вдоль продольной и поперечной осей, а также по высоте и выписывают эти отклонения в особую ведомость.

При установке и выверке закладных частей необходимо строго соблюдать правила техники безопасности; в частности, на время измерений сверху опалубки должен быть сделан настил.

В процессе бетонирования фундамента дополнительно закладывают в него ряд плановых и высотных геодезических знаков, необходимых для монтажных работ и для наблюдений за осадками сооружения.

Исполнительная съемка фундамента. При бетонировании под действием вибраторов происходит некоторое смещение закладных частей и опалубки. Кроме того, вследствие некоторой усадки бетона несколько уменьшаются отметки его поверхности. Поэтому для выявления фактического расположения закладных частей после

бетонирования и определения размеров и отметок отдельных деталей фундамента после распалубки последнего производят исполнительную съемку.

Для съемки основные оси по способу створов выносят непосредственно на бетонную поверхность фундамента и маркируют их тонкой чертой. В местах, где заложены металлические знаки, оси накерновывают на эти знаки. От продольных и поперечных осей непосредственными промерами рулеткой по бетону измеряют расстояния до анкерных устройств и других закладных частей, до граней бетона, выступов, проемов. Одновременно определяют отметки верха анкерных болтов и плит и поверхности бетона около них, закладных трубопроводов, отдельных выступов и проемов, а также характерных мест по обрезу фундамента. У фундаментов стен снимают плановое и высотное положение всех оставленных отверстий для вводов коммуникаций.

Расстояния до закладных частей и отметки определяются с точностью до 1 *мм,* размеры бетонных частей измеряют до 1 *см.* В результате съемки составляют исполнительный чертеж фундамента и ведомость исполнительных данных анкерных устройств, по которым проводят приемку фундамента для монтажных работ.

§ 72. Разбивка коммуникаций на промышленной площадке

На промышленной площадке проходит много коммуникаций: подземных сетей, надземных трубопроводов, дорог. Каждая коммуникация должна быть разбита и построена строго по проекту.

В плане коммуникации разбивают с относительной ошибкой в среднем 1 : 2000. По высоте наиболее точно устанавливаются самотечные трубопроводы (проектные отметки лотков в соседних колодцах задают с ошибкой порядка ±3—5 *мм*). Уклоны напорных трубопроводов задаются с меньшей точностью (точность установки отметок порядка ±1 *см*).

Межцеховые коммуникации в большинстве случаев идут параллельно сторонам строительной сетки и разбиваются от пунктов последней по способу прямоугольных координат.

Чертеж для разбивки в натуре отдельной коммуникации составляют на основании проектного плана и продольного профиля; на этот чертеж (рис. 192) наносят ближайшие пункты строительной сетки и относительно них указывают положение разбиваемого участка коммуникации с углами поворота, пикетами, колодцами. На углах поворота подписывают координаты, между колодцами — расстояния.

От пунктов строительной сетки разбивают только углы поворота трассы или узловые колодцы через 300—500 *м* (на рис. 192 точки *К-1* и *К-9*). Все промежуточные колодцы и пикеты определяются в створе этих точек путем отложения соответствующих

проектных расстояний. Створ задается теодолитом, расстояния откладывают лентой или оптическим дальномером. При разбивке технологических трубопроводов, идущих многими нитками, почти касающимися одна другой, находят положение двух крайних ниток.

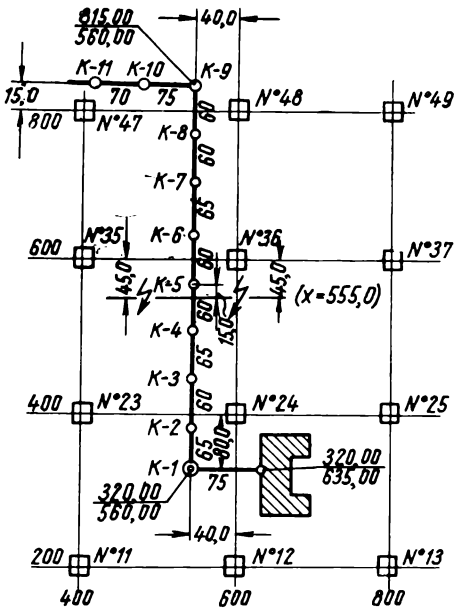


Рис. 192. Разбивка коммуникаций

Несколько отличается разбивка надземных трубопроводов. Здесь разбивают места установки фундаментов под опоры, на которых затем монтируют трубопровод. Чтобы трубопровод занял положение некоторой пространственной прямой, разбивка фундамента под опоры и установка на проектные отметки верхних перекладин, на которые опираются трубы, должны быть выполнены с надлежащей точностью.

Центры фундаментов опор разбивают от строительной сетки таким же способом, как и колодцы подземных коммуникаций. Около каждого фундамента строят небольшую обноску, на которую теодолитом выносят продольную ось трубопровода и поперечную ось опоры. По этим осям строят опалубку и устанавливают анкерные болты.

При исполнительной съемке оси выносят на фундамент и от них измеряют расстояния до центров анкерных болтов, чтобы определить их смещения от проектного положения. Между опорами промеряют расстояния и нивелируют верх анкерных болтов и фундамента опоры.

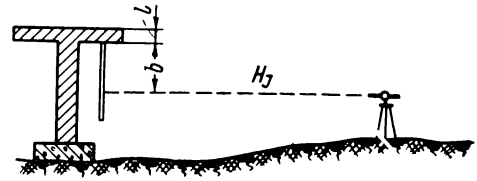


Рис. 193. Определение отметки траверсов надземного трубопровода

Установка и выверка опор трубопровода проводятся способами, изложенными в следующей главе. Если трубопровод идет над землей на высоте 3—5 *м*, то для определения отметки перекладин рейку упирают пяткой в нижнюю плоскость ее (рис. 193). Нивелир ставят между репером и опорой и берут отсчет по рейке. Отметка верха перекладины будет

$$H = H_j + b + l, \qquad \text{(XII.12)}$$

где H_j — горизонт инструмента; b — отсчет по перевернутой рейке; l — толщина перекладины.

Вводы подземных коммуникаций в здания разбиваются от осей стен. Предварительно по исполнительному чертежу фундамента проверяют, оставлено ли в соответствующем месте отверстие. Место ввода обозначают с внешней стороны здания и от ближайшего колодца разбивают трассу. В самотечных коммуникациях увязывают отметки лотка колодца с отметкой низа отверстия, чтобы получить проектный уклон.

Внутрицеховые коммуникации строятся, как правило, после окончания строительства фундаментов. Это дает возможность производить разбивку этих коммуникаций как от осей сооружений, так и от закладных частей и граней фундамента, что в значительной мере облегчает работу.

При исполнительной съемке законченных коммуникаций путем аналитической привязки к пунктам геодезической основы определяют координаты углов поворота коммуникаций, узловых колодцев трубопроводов; центров стрелочных переводов железнодорожных линий и перекрестков автодорог; соединительных муфт, колодцев и мест пересечений с дорогами кабельных сетей. Дополнительно все колодцы привязывают к местным предметам. При съемке внутрицеховых коммуникаций углы поворота, колодцы, вводы привязывают к ближайшим фундаментам.

Одновременно с плановой съемкой коммуникаций производят исполнительную нивелировку и определяют отметки залегания трубопровода, лотков и крышек колодцев, полотна дорог.

Глава XIII

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ МОНТАЖЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И ТЕХНОЛОГИЧЕСКОГО ОБОРУДОВАНИЯ

§ 73. Установка в проектное положение строительных конструкций

Подготовка к монтажу. Промышленные установки и цехи обычно проектируют в виде высоких одноэтажных зданий, оборудованных в верхней части колонн подкрановыми путями для передвижения кранов. Колонны устанавливают стальные или железобетонные, для которых возводят особые фундаменты.

Для установки в проектное положение колонн выполняют ряд подготовительных работ. Колонны нумеруют согласно названию осей и отмечают тонкой чертой осевые метки: в основании — для плановой установки колонны и в вершине — для выверки ее вертикальности. Кроме того, в нижней части наносят горизонтальную черту и от нее рулеткой измеряют расстояния до подкрановых консолей, мест крепления ферм, верха колонны, занося результаты измерений в журнал. Зная эти размеры и определив из нивелирования отметки горизонтальных меток установленных колонн, можно вычислить отметки верхних узлов, не поднимаясь с инструментом на колонны.

В верхней части фундамента колонн закладывают геодезические знаки в виде небольших отрезков балки или швеллера, на которые выносят теодолитом продольные и поперечные оси колонн (рис. 194). Головку знаков выводят на уровень проектной поверхности фундамента.

По материалам исполнительной съемки фундамента устраняют недопустимые отклонения от проекта в расположении закладных частей и др.

Установка металлоконструкций. Каждая колонна ставится на подготовленный для нее фундамент таким образом, чтобы анкерные болты вошли в соответствующие отверстия башмаков и чтобы осевые метки на кромке основания колонны совпали с осями фундамента, закрепленными геодезическими знаками (рис. 195).

При помощи нивелира опорную плиту или опорные детали верха фундамента устанавливают на проектную отметку с ошибкой не более ±2—3 *мм* и одновременно определяют отметку нижней горизонтальной метки колонны, по которой, прибавив соответствующие расстояния, находят отметку подкрановой консоли. Она не должна отличаться от проектной более чем на ±5 *мм*. При бо́льших отклонениях приходится менять высоту основания колонны.

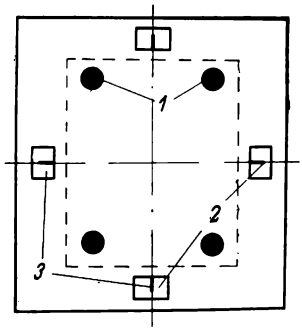


Рис. 194. Фундамент колонны:

1 — анкерные болты; *2* — закладные геодезические знаки; *3* — осевые риски на знаках

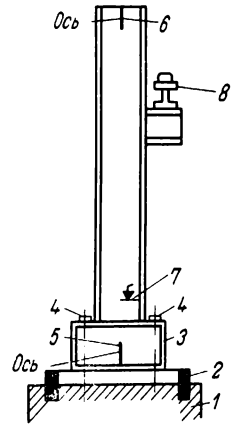


Рис. 195. Металлическая колонна:

1 — фундамент; *2* — геодезический знак; *3* — башмак колонны; *4* — анкерные болты; *5* — нижняя осевая риска; *6* — верхняя осевая риска; *7* — горизонтальная черта; *8* — подкрановый путь

В вертикальном отношении колонны устанавливают при помощи отвесов или по коллимационной плоскости теодолита (см. § 25). Исполнительная съемка вертикальности колонн в поперечном направлении производится способом бокового визирования. В продольном направлении колонны выверяют путем проектирования верхней осевой метки вниз при двух положениях круга теодолита. Величина отклонения проекции верхней точки колонны от осевого знака фундамента не должна превышать 1/1000 высоты колонны.

Установка железобетонных конструкций. Основание колонн заделывают в специальные углубления в фундаменте, называемые стаканами (рис. 196). При строительстве опалубки и исполнительной съемке следят, чтобы не было перекоса стенок стаканов, т. е. чтобы они располагались параллельно продольным или поперечным осям фундамента. Между стенками стакана и проектным

положением граней колонн оставляют зазор шириной 2—3 *см*, который впоследствии заливают цементным раствором.

На фундамент выносят оси колонны, фиксируя их на геодезических знаках и тонкой линией на стакане. Дно стакана доводят до проектной отметки.

Для установки в стаканах колонн в проектное положение совмещают осевые метки на основаниях колонн с продольными и поперечными осями фундамента и, как в металлических колоннах, определяют при помощи нивелирования отметки оснований, горизонтальных меток и подкрановых площадок. Закрепив низ колонны в стакане клиньями или в особом шаблоне, устанавливают колонну в вертикальном положении, опуская тяжелые отвесы вдоль верхней и нижней пары осевых меток в двух взаимно перпендикулярных плоскостях.

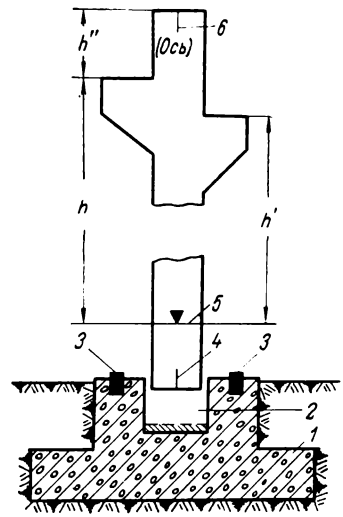


Рис. 196. Железобетонная колонна:

1 — фундамент; *2* — стакан; *3* — геодезические закладные знаки; *4* и *6* — осевые риски; *5* — горизонтальная черта

Исполнительная выверка вертикальности колонн производится при помощи теодолита. При этом продольная ось может быть вынесена непосредственно на верхние площадки монтируемого ряда и относительно нее измерены поперечные отклонения каждой колонны. Выверка продольного наклона колонн вдоль ряда может быть произведена линейными промерами между осевыми метками в основании и верхней плоскости колонн.

Отклонения в расположении отдельных элементов колонн в плане и по высоте по отношению к осям или заданным проектным плоскостям не должны превышать ±5 *мм*.

Для установки строительных конструкций высотных сооружений, требующих большой точности в соблюдении вертикальности осей (2—3 *мм* при высоте сооружения 100 *м* и больше), применяют высокоточные теодолиты и зенит-приборы.

Выверка подкрановых путей. Подкрановые пути должны быть установлены горизонтально, прямолинейно и с соблюдением проектного расстояния между двумя осями ниток, т. е. параллельно.

Проектную ось пути при помощи теодолита выносят на верх колонн и фиксируют через 60—80 *м* на небольших кронштейнах, привареных примерно на 1 *м* выше путей. Между зафиксированными точками натягивают струну (диаметр 0,3—0,5 *мм*) и на

ней подвешивают небольшие остроконечные отвесы, при помощи которых выполняют плановую установку подкрановых балок и подкрановых путей. Эта ось может быть задана на каждой колонне и непосредственно теодолитом.

Обычно требуют, чтобы предельная ошибка в расстоянии между осями смонтированных подкрановых путей не превышала ± 5 *мм*. Так как каждая нитка пути разбивается и устанавливается независимо, то предельная ошибка в положении оси одного пути не должна быть больше $\pm 5 : \sqrt{2} = \pm 3{,}5$ *мм*, а средняя квадратическая ошибка $\pm 1{,}5$ *мм*. Для обеспечения такой точности оси на верх консолей необходимо выносить теодолитом с оптическим отвесом, чтобы ошибка центрирования инструмента не превышала

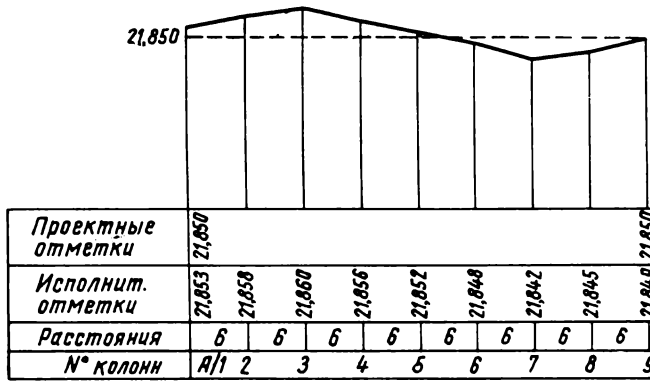


Рис. 197. Продольный профиль подкранового пути

$\pm 0{,}5$ *мм*, а также очень тщательно фиксировать точки. Выгоднее выносить ось только одной нитки пути. Вторую нитку разбивают от первой путем линейных промеров.

Для высотной установки производят нивелирование подкрановых опорных площадок колонн, поднимая инструмент вверх на консоль или на специально устроенную площадку. Отметку передают вверх от ближайшего репера. По результатам этого нивелирования составляют продольный профиль (рис. 197), на основании которого рассчитывают толщину металлических подкладок для каждой стальной колонны или толщину цементной подливки для каждой железобетонной колонны. Плановое смещение подкрановых балок можно регулировать толщиной прокладки.

При плановой выверке смонтированных подкрановых путей в каждом пролете измеряют (шкаловой лентой или компарированной на весу рулеткой) расстояние между осями рельсов, которое

не должно отличаться от проектного более чем на ± 5 *мм*. Если это расстояние больше длины мерного прибора, то промеры производят по настилу вблизи пола между нитями отвесов, опущенных с осей подкрановых путей.

Для повышения точности этих измерений в НИИГАиК В. Ф. Черников разработал особый оптический прибор, представляющий собой систему из горизонтальной и вертикальной зрительных труб. Горизонтальную трубу центрируют и ориентируют по продольной оси подкранового пути. Вертикальная труба при помощи линеек смещается на определенное расстояние в поперечном направлении, ее визирная ось точными уровнями приводится в отвесное положение и проектирует точки пути вниз, на плоскость измерения поперечных расстояний.

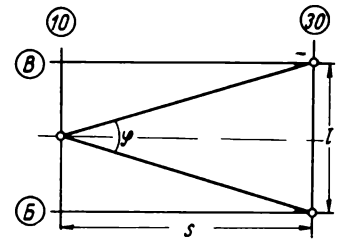


Рис. 198. Параллактический способ измерения подкранового пути

Расстояние между двумя нитками подкранового пути может быть также определено параллактическим способом. Из рис. 198 следует, что

$$\frac{l}{2} = s \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2}$$

или

$$l = 2s \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2}. \qquad \text{(XIII.1)}$$

Если визирные цели на подкрановых путях устанавливать строго в створе поперечных осей колонн, а теодолит — на пересечении поперечной оси с продольной осью пролета, то горизонтальное проложение s будет известно из разбивки основных осей, и для вычисления [по формуле (XIII. 1)] достаточно только измерить параллактический угол φ.

Определим необходимую точность измерений. По теории ошибок

$$m_l^2 = l^2 \left(\frac{m_s}{s}\right)^2 + \frac{l^2}{\sin^2 \varphi} \left(\frac{m_\varphi}{\rho}\right)^2 \qquad \text{(XIII.2)}$$

или приближенно

$$m_l^2 = l^2 \left(\frac{m_s}{s}\right)^2 + s^2 \left(\frac{m_\varphi}{\rho}\right)^2. \qquad \text{(XIII.2')}$$

Приняв среднюю квадратическую ошибку $m_l = \pm \frac{5}{2} = \pm 2{,}5$ *мм* и выразив l и s в миллиметрах, при равном влиянии источников ошибок получим

$$\frac{lm_s}{s} = \frac{2,5}{\sqrt{2}} \text{ и } \frac{sm_\varphi}{\rho} = \frac{2,5}{\sqrt{2}}.$$

Отсюда

$$\frac{m_s}{s} = \frac{2,5}{\sqrt{2}} l \qquad \text{(XIII.3)}$$

и

$$m''_\varphi = \frac{2,5\rho''}{\sqrt{2}\, s}. \qquad \text{(XIII.4)}$$

При $l=24$ *м* и $s=240$ *м*

$$\frac{m_s}{s} = \frac{1}{13\,500} \text{ и } m_\varphi = \pm 1'',5.$$

Если принять $\frac{m_s}{s} = 1/10\,000$ и $m_\varphi = \pm 1''$, то ошибка $m_l = \pm 2,7$ *мм*, что примерно соответствует требуемой точности.

Для высотной выверки нивелируют каждую нитку смонтированного пути, определяя отметки на всех колоннах и в средних точках пролетов. Разность отметок головок рельсов на двух соседних нитках в одном поперечном сечении не должна превышать ± 10 *мм*, а на соседних колоннах одного ряда $\frac{1}{1\,500} L$, где L — расстояние между колоннами (но не больше ± 10 *мм*); при $L=6$ *м* допустимая разность равна $+4$ *мм*.

§ 74. Особенности геодезических работ при монтаже высотных сооружений

Разбивка многоэтажных зданий. При возведении многоэтажных зданий на каждый этаж передаются *система разбивочных осей и отметка монтажного горизонта.*

Основные оси здания разбивают на местности от пунктов полигонометрической сети или знаков красной линии застройки с относительной средней квадратической ошибкой порядка 1/6000—1/8000 и закрепляют их вне зоны строительных работ железобетонными знаками, создающими параллельные разбивочные оси. Проектные расстояния между соседними осями откладывают компарированной рулеткой с ошибкой в среднем ± 1—2 *мм*. Высотную основу создают нивелированием IV класса.

При возведении нулевого цикла оси выносят теодолитом со знаков крепления на обноску и с последней передают створными засечками в котлован, фиксируя их на маячных фундаментных блоках. Между переданными осями путем линейных промеров намечают места монтажа всех блоков фундамента и стеновых панелей подполья. На проектную отметку блоки устанавливают при помощи нивелира.

В простых случаях разбивочные оси проектируют с первого этажа (опорной плиты) на последующие этажи при помощи оптического теодолита и фиксируют на перекрытиях. Для контроля измеряют расстояние между зафиксированными осями. Оно не должно отличаться от проектного более чем на ±3—5 *мм*. От этих осей производят поэтажную плановую установку каркаса здания. Вертикальность конструкций проверяют отвесами или особыми рейками с уровнями. Стенные блоки и панели монтируют при помощи шаблонов и кондукторов. В высотном отношении строительные элементы устанавливают в проектное положение, опираясь на маяки, заданные на перекрытии по нивелиру.

В сложных высотных зданиях развивают особые поэтажные плановые сети в виде микротриангерации, которые имеют на всех этажах единую систему координат. Передача координат с этажа на этаж осуществляется с помощью зенит-приборов строгим вертикальным проектированием пунктов, закрепляющих на опорной плите основные оси (см. § 25). Для контроля и повышения точности сторoны поэтажной основы измеряют и уравнивают. От пунктов этой основы разбивают все строительные конструкции и монтируют элементы здания.

Проектные отметки передают вверх при помощи вертикально подвешенной инварной ленты или рулетки и двух нивелиров, установленных на соответствующих этажах. Для соблюдения проектных размеров здания по высоте применяют принцип *относительной стабильности высотной основы,* развитой на опорной плите (фундаменте), т. е. считают отметки исходных реперов неизменяемыми, несмотря на осадки фундамента, и от этих реперов передают отметки на все этажи и горизонты здания. Высотная установка конструкций на каждом этаже выполняется от рабочих реперов, заложенных в перекрытии.

С особой тщательностью устанавливают в проектное положение элементы лифтовых шахт и выверяют вертикальность лифтовых направляющих.

По окончании монтажа каждого этажа составляют исполнительную схему с указанием величины и направления смещения от проекта осей блоков и панелей.

Разбивка башенных сооружений. При строительстве высоких башен, домен, дымовых труб основное внимание обращают на *соблюдение вертикальности оси сооружения и отсутствие эксцентричности в* положении отдельных поясов и колец. В таких сооружениях закрепляют фундаментальным знаком внутренний центр *О* (рис. 199) и двумя наружными постоянными знаками каждую из радиальных осей, при этом ближний знак устанавливают вблизи фундамента, а дальний — на расстоянии не менее высоты сооружения.

Между знаками точными мерными приборами измеряют рас-

стояния. После возведения фундамента башни на исходном горизонте от знаков крепления восстанавливают центр O и выносят ближайшие знаки на цоколь фундамента.

Для разбивок и наблюдений за устойчивостью весьма высоких железобетонных башен создают точную геодезическую опору в виде кольцевой системы трилатерации или триангуляции.

Вертикальность оси сооружения проверяют по закрепленному центральному знаку O при помощи тяжелого отвеса, опускаемого со средней точки опалубки каждого пояса. На башнях с лифтовым устройством, требующих высокой точности монтажа, для этой цели применяют оптические приборы вертикального проектирования (см. § 25). Прибор устанавливают над центральным пунктом или точкой, закрепленной на перекрытии, и задают вверх оптическую вертикаль, след которой фиксируется на опалубке пояса.

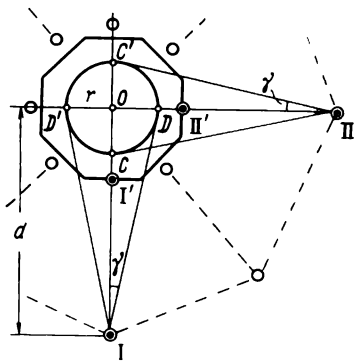


Рис. 199. Разбивка высотного сооружения

Так как высокие башни под воздействием ветра имеют значительные колебания, то точная установка на перекрытиях уровенных зенитприборов сопряжена с большими трудностями и предпочтительнее применять приборы с самоустанавливающейся вертикальной линией визирования.

При разбивке отдельных ярусов башни может быть также использован способ равных углов. Оптический теодолит устанавливают на дальней станции I, приводят его ось вращения строго в отвесное положение и направляют зрительную трубу на ближнюю осевую точку I', замечая отсчет по лимбу горизонтального круга. Затем направляют трубу вверх на разбиваемый ярус и закрепляют ее в этом положении. По радиусу пояса r и расстоянию до центра сооружения d вычисляют горизонтальный угол γ:

$$\operatorname{tg}\gamma = \frac{r}{d}, \qquad \text{(XIII.5)}$$

Прибавив угол γ к отсчету по лимбу и отняв его, задают в правую и левую стороны от оси точки D и D', фиксируя их на опалубке яруса. Построения выполняют при двух положениях круга. Аналогично со второй станции II намечают на опалубке точки C и C'.

В зависимости от точности отложения угла γ и измерения

расстояния d ошибка определения радиуса r может быть подсчитана по формуле

$$m_r^2 = \left(\frac{m_d}{d}\right)^2 r^2 + \left(\frac{m_\gamma}{\rho \cos^2 \gamma}\right)^2 d^2. \qquad \text{(XIII.6)}$$

Наоборот, задавшись требуемой точностью построения радиуса пояса, по этой формуле легко подсчитать необходимую точность измерения расстояния d и угла γ.

При исполнительной съемке законченной башни на станциях *I* и *II* при двух положениях круга измеряют направления на нижнюю осевую точку и правую и левую образующие нижнего, верхнего и промежуточных поясов. По этим данным определяют общий крен башни и точность возведения отдельных ее ярусов. Для этих работ применяют, точные теодолиты и при угловых измерениях весьма тщательно приводят основную ось инструмента в отвесное положение.

§ 75. Установка технологического оборудования в проектное положение

Способы установки и выверки оборудования. Подготовка фундамента к монтажным работам и общие способы установки конструкции в проектное положение рассмотрены в главе IV.

Плановая установка промышленного оборудования в проектное положение производится главным образом струнным и струнно-оптическим способами со средней точностью порядка ±0,5—1 *мм*. Исполнительную выверку установленных агрегатов ведут способом оптического визирования.

Установку узлов и плоскостей на проектную отметку обычно выполняют точным геометрическим нивелированием, а горизонтальность опорных частей — по накладному уровню или гидростатическим приборам.

Вертикальность конструкций выверяется при помощи теодолита или зенит-прибора.

Выверка турбогенераторов. Некоторой спецификой обладают геодезические работы при монтаже турбогенераторов. В процессе исполнительной съемки фундамента уточняют положение основной продольной оси турбогенератора, совмещая ее с осью симметрии анкерных устройств. Ось закрепляют с двух сторон фундамента металлическими знаками A и B (рис. 200). Строго перпендикулярно этой оси закрепляют поперечную ось — ось конденсатора CD.

По результатам высокоточного нивелирования устанавливают фундаментные рамы (с ошибкой не больше 0,2 *мм* на 1 *м* длины) и закрепляют их анкерными болтами.

При установке турбогенераторов добиваются, чтобы оси роторов совпадали с осями статоров и чтобы ось турбины и ось гене-

ратора являлись продолжением одна другой, составляя общую ось турбогенератора, которая в проекции на горизонтальную плоскость давала бы прямую линию, а в проекции на вертикальную

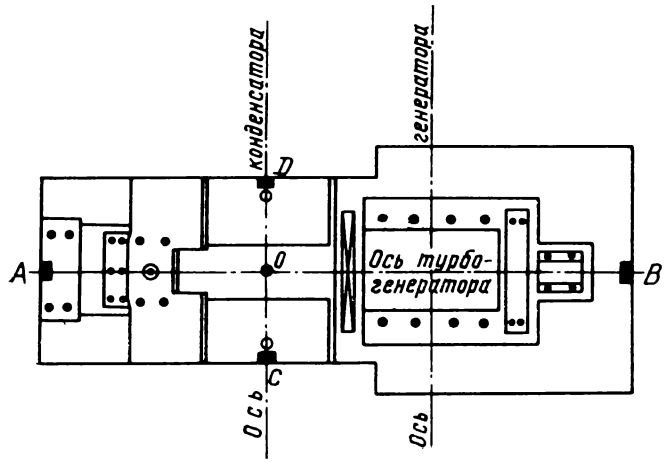


Рис. 200. Оси турбогенератора

плоскость — плавную кривую, соответствующую так называемой упругой линии валов.

Как известно, под влиянием собственного веса оси (валы) горизонтальных турбин и генераторов имеют некоторый прогиб. Вследствие этого при установке ротора в горизонтальное положение уровень на шейках вала будет отклоняться от нульпункта и показывать некоторый подъем шеек от середины вала. По величине этого отклонения можно подсчитать примерную величину стрелки прогиба вала.

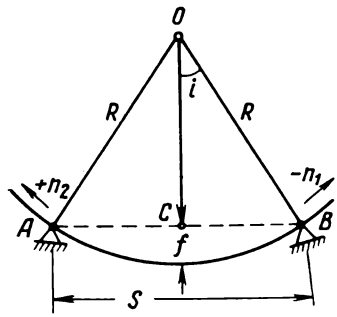


Рис. 201. Наклон оси ротора

Полагая, что ось ротора под влиянием силы тяжести располагается по круговой кривой радиуса R, согласно рис. 201 имеем

$$i'' = \frac{s}{2R}\rho''. \qquad \text{(XIII.7)}$$

Из $\triangle OCB$, где $OC = R - f$; $OB = R$ и $CB = \frac{s}{2}$,

$$R^2 = (R-f)^2 + \left(\frac{s}{2}\right)^2,$$

откуда

$$R = \frac{s^2}{8f} + \frac{f}{2} \approx \frac{s^2}{8f}.$$

Подставляя значение R в формулу (XIII. 7), получим

$$i'' = \frac{4fp''}{s} \qquad \text{(XIII.8)}$$

и стрела прогиба

$$f = \frac{i''s}{4\rho''}. \qquad \text{(XIII.9)}$$

Величина угла i определяется по показаниям накладного уровня на точках опоры вала; *при горизонтальном положении ротора и при отсутствии конусности шеек отклонения уровня в этих точках будут равны между собой по абсолютной величине, но обратны по знаку.*

При цене деления уровня τ и отклонении пузырька уровня от нульпункта на n делений

$$i'' = \tau'' n.$$

С учетом этого формулу (XIII. 9) запишем в виде

$$f = \frac{\tau'' ns}{4\rho''}. \qquad \text{(XIII.10)}$$

Наклон оси ротора равен полуразности отклонений от нульпункта уровня на его шейках, при этом отклонение пузырька влево считается положительным, вправо — отрицательным:

$$i'' = \tau'' \frac{n_1 - n_2}{2}. \qquad \text{(XIII.11)}$$

Вследствие прогибов роторов турбины и генератора при их горизонтальном положении торцовые плоскости соединительных полумуфт не будут между собой параллельны, имея вверху некоторое раскрытие. Для достижения параллельности этих плоскостей крайние концы присоединяемых роторов приподнимают с таким расчетом, чтобы уклоны около соединительных полумуфт были одинаковые.

Монтаж турбогенератора начинают с установки на фундаментную плиту статора турбины. Проверив плановое положение цилиндров и корпусов подшипников по отношению к продольной и поперечной осям фундамента, приступают к выверке (центровке) этих частей по уровню и струне.

При выверке по накладному уровню с ценой деления 10″ осям цилиндров и корпусов подшипников придают продольные уклоны, соответствующие линии валов турбины с предельной ошибкой 0,2—0,3 деления.

Установка осей цилиндров и корпусов подшипников в одной вертикальной плоскости, проходящей через продольную ось фундамента, производится при помощи струны диаметром 0,3—0,5 *мм*, закрепленной в створе оси на уровне осевой линии роторов. Выверку выполняют при помощи нутромера с микрометренным винтом (штихмасса). Изменяя длину штихмасса винтом, измеряют расстояние от оси (струны) до одной и другой сторон расточки (на рис. 202 расстояния *a* и *b*). Если эти расстояния не равны, то домкратами передвигают нижние части турбины вместе с фундаментными плитами, добиваясь равенства этих расстояний с точностью до ±0,1 *мм*. Момент соприкосновения головки штихмасса и струны устанавливают на просвет или электрическим контактом.

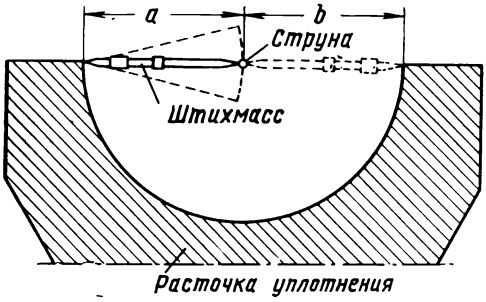


Рис. 202. Выверка цилиндров по струне

При центровке по струне положение последней в процессе работы часто нарушается, а точная установка ее в створе монтажной оси требует значительного времени. Поэтому следует использовать более надежный способ плановой установки агрегатов — оптическую струну или дифракционный способ (см. § 22 и 23).

Закончив выверку статора турбины, надежно закрепляют анкерные болты и приступают к установке ротора. При этом добиваются, чтобы вал ротора располагался на одинаковом расстоянии от стенок расточки уплотнения (выверяют штихмассом) и чтобы полумуфты роторов высокого и низкого давления были расположены концентрично и торцовые плоскости их были параллельны между собой (выверяют штихмассом с индикатором).

Одновременно накладным уровнем выверяют наклон каждой шейки вала. Аналогично устанавливают ротор и статор генератора и проверяют по полумуфтам правильность сопряжения роторов турбины и генератора. Предельные ошибки при этих измерениях допускают не более 0,03 *мм*.

Выверка высокоточных линий. Широкая автоматизация промышленного производства, применение поточных линий требуют значительного повышения точности геодезических работ. Разработанные в МИИГАиК методы особо точных разбивочных работ и изготовленные оригинальные приборы (см. главу IV) с большим успехом применяются на строительстве автоматических конвейеров большого протяжения, ускорителей ядерных частиц, высотных сооружений и др. [3], [41].

Основные оси высокоточных линий и агрегатов закрепляются глубинными планово-высотными знаками трубчатого типа с термоизоляционными колодцами в верхней части (см. рис. 44). Плановая установка отдельных секций производится струнно-оптическим способом с использованием оптического проектирующего прибора или прецизионного ординатометра и способом оптического визирования. Периодическая высокоточная выверка линий выполняется коллиматорным или дифракционным способом. Для высотной установки и выверки используют высокоточное геометрическое нивелирование и микронивелирование.

На сооружениях большого протяжения геодезическая основа создается в виде базовой линии, состоящей из системы опорных пунктов, координатные центры которых введены строго в один створ, параллельный продольной оси сооружения. Пункты базовой линии располагают через 100—200 *м*, их координаты и высоты определяют со средней квадратической ошибкой порядка ±0,3—0,5 *мм*.

Соседние секции направляющих путей (длиною 1—3 *м*) выверяются с ошибкой в среднем ±0,02—0,03 *мм*. Измерения по выверке отдельных секций увязываются между опорными знаками.

Применяемые для выверки автоматических линий створные оптические способы и микронивелирование обеспечивают весьма высокую точность измерений, но требуют очень много времени. Поэтому встает вопрос о развитии высокоточных автоматических способов планово-высотной выверки линий.

Автоматические способы выверки линий. Для этой цели могут быть применены автоматические фотоэлектрические устройства, измеряющие отклонения отдельных точек выверяемой линии относительно опорной (референтной) прямой, задаваемой осью узконаправленного светового пучка.

В способе, основанном на принципе прибора ПУЛ (см. § 45), могут быть непосредственно измерены величины отклонений отдельных точек пути с автоматической регистрацией его длины. Блок-схема такого прибора показана на рис. 203, где *I* — осветительная система, задающая опорную линию, и *II* — приемная регистрирующая система.

При движении прибора вдоль выверяемой направляющей из-за отклонения отдельных точек пути фотоэлектрическое устройство *1* приемной системы *II* смещается относительно опорной линии. Величины этих смещений регистрируются оптико-электронной системой и преобразуются счетно-решающим устройством *2* в электрические сигналы, которые подаются на записывающее устройство *4*. Сюда же приходят сигналы от датчика пути *3*. Таким образом может быть автоматически зафиксирован профиль пути.

В этом способе в качестве опорной прямой, относительно которой ведется регистрация линейных смещений фотоэлектрического

устройства на всем протяжении выверяемой линии, принята пространственная ось равносигнальной зоны, создаваемой осветительным устройством путем двухчастотной или трехчастотной модуляции потока излучения.

Поперечное смещение приемной системы приводит к сдвигу входного зрачка фотоэлектрического устройства относительно равносигнальной зоны и по измеренной разности энергий световых потоков, разделенных равносигнальной зоной, определяют величину смещения.

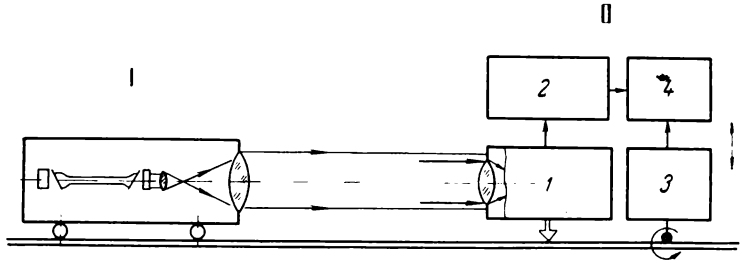


Рис. 203. Блок-схема автоматического прибора ПУЛ

Достоинство способа состоит в относительной простоте осуществления измерений. Однако трудности в создании четкой равносигнальной зоны на значительных расстояниях являются основным препятствием для автоматической выверки этим способом высокоточных линий большого протяжения.

В МИИГАиК разработан автоматический способ выверки линий по принципу последовательного интегрирования.

Примем, что проекция выверяемой линии на горизонтальную и вертикальную плоскости выражается уравнениями кривых

$$\left.\begin{aligned} y &= f(x) \\ z &= \psi(x) \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(XIII.12)}$$

При этом ось x совмещена с опорной прямой.

Тогда для некоторой точки линии с абсциссой x_i отклонения от опорной прямой в плане

$$y_{(x_i)} = \int_0^{x_i} \frac{\partial y}{\partial x}\, dx \qquad \text{(XIII.13)}$$

и по высоте

$$z_{(x_i)} = \int_0^{x_i} \frac{\partial z}{\partial x}\, dx, \qquad \text{(XIII.13)}'$$

где производные $\frac{\partial y}{\partial x}$ (y') и $\frac{\partial z}{\partial x}$ (z') равны тангенсам углов между осью абсцисс (опорной прямой) и касательными к текущим точкам кривых $y=f(x)$ и $z=\psi(x)$.

Так как обычно в установленных линиях отклонения отдельных секций от прямой небольшие и в угловой мере не превышают нескольких минут, то в качестве производных можно брать величины самих углов отклонения, выраженные в радианах.

Уравнения (XIII. 13) лежат в основе способа последовательного интегрирования. Для выверки линии этим способом необходимо:

1) задание опорной прямой (оси x);

2) непрерывное измерение угловых отклонений точек выверяемой линии от опорной прямой;

3) непрерывное измерение расстояния от начала линии до выверяемой точки;

4) последовательное интегрирование угловых отклонений по расстоянию;

5) регистрация полученных результатов интегрирования.

Необходимая точность измерения угловых отклонений и расстояния может быть рассчитана исходя из допустимой ошибки выверки линий.

Из основного уравнения (XIII. 13)

$$m_y^2 = \left(\frac{\partial \int_0^x y'dx}{\partial x}\right)^2 m_x^2 + \left(\frac{\partial \int_0^x y'dx}{\partial y'}\right)^2 m_{y'}^2,$$

или

$$m_y^2 = (y')^2 m_x^2 + x^2 m_{y'}^2. \qquad \text{(XIII.14)}$$

С изменением абсциссы x величина производной y' может принимать любые значения от нуля до максимального отклонения $+\varphi_{max}$, возможного в условиях эксплуатации линии. Приняв для некоторой точки $x=s$ и $y'=\varphi_{max}$, по принципу равных влияний ошибок измерений получим

$$\varphi_{max} m_s = \frac{m}{\sqrt{2}}$$

и

$$sm_{\varphi} = \frac{m}{\sqrt{2}}$$

или

$$\frac{m_s}{s} = \frac{m_\varphi''}{\sqrt{2}\, s\varphi''_{max}}; \qquad \text{(XIII.15)}$$

$$m_\varphi'' = \frac{mp''}{\sqrt{2}\, s}, \qquad \text{(XIII.16)}$$

где m — средняя квадратическая ошибка выверки пути.

Блок-схема прибора, основанного на принципе последовательного интегрирования, приведена на рис. 204, где *I* — передающая система, *II* — приемная система.

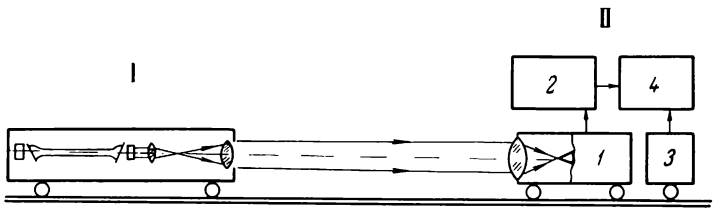


Рис. 204. Блок-схема автоматического прибора последовательного интегрирования

В качестве опорной линии используется излучение оптического квантового генератора, расходимость пучка лучей которого сводится до минимума применением коллимирующей системы. В углоизмерительном фотоэлектрическом устройстве *1* излучение разделяется на две части, энергия которых сравнивается между собой. При угловом повороте входного зрачка устройства *1* относительно оси лазерного пучка возникает разность энергии, которая компенсируется поворотом плоскопараллельной пластинки. Измеряемый при этом угол поворота преобразуется в электрические сигналы и подается в интегратор *2*. Одновременно датчик пути *3* вводит туда пройденное расстояние. Результаты интегрирования передаются в регистрирующее устройство *4*.

Опытные исследования подтвердили высокую точность и надежность этого способа.

Глава XIV

ОРГАНИЗАЦИЯ И ПЛАНИРОВАНИЕ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ

§ 76. Геодезическая служба строительной площадки

Чтобы обеспечить строительство на всех его этапах своевременными и точными разбивочными данными, необходимо иметь на площадке густую и надежную планово-высотную опорную сеть, обоснованный проект геодезических работ, увязанный с генеральным планом и календарным графиком строительства, и четко организованную геодезическую службу.

Топографо-геодезические работы при изысканиях инженерных сооружений выполняются проектно-изыскательскими организациями и трестами инженерно-строительных изысканий. Разбивочные работы по перенесению проекта в натуру производятся геодезическими подразделениями, входящими в состав строительных организаций.

Крупные сооружения строят специализированные строительно-монтажные тресты, которые разделяются на строительные управления и строительные участки.

В соответствии со структурой строительства организуется и геодезическая служба. При управлении треста создается отдел инженерной геодезии, главная задача которого — обеспечить подразделение строительства исходными геодезическими данными в единой для площадки системе координат. Отдел совместно с проектно-изыскательской организацией составляет проект геодезических работ, проектирует разбивочную основу площадки и контролирует точность ее построения. В процессе строительства отдел организует периодические наблюдения за незыблемостью геодезической основы, а при необходимости и сгущает ее.

Отдел инженерной геодезии руководит всеми геодезическими подразделениями строительства, заботится об обеспечении этих подразделений геодезическими кадрами и снабжении их необходимыми инструментами и пособиями, внедряет новые методы работ и новую технику измерений и вычислений. В функции отдела входит также ведение текущего генерального плана и составление

сводного исполнительного генплана строительства, а иногда и проведение ряда съемочных и трассировочных работ для проектирования временных сооружений, подсобных предприятий и др. В соответствии с конкретным содержанием выполняемых работ в состав отдела могут входить: группа основных работ; группа съемок и трассировок; группа генерального плана и камеральной обработки.

В строительных управлениях в составе производственно-технического отдела или непосредственно при главном инженере организуются геодезические отделения, обеспечивающие строительство всеми видами разбивочных работ. В составе геодезического отделения выделяют группу основных разбивочных работ, группу генплана и несколько групп детальных разбивок в соответствии с числом строительных участков.

Для четкой и точной работы геодезических подразделений и повышения ответственности каждого из них за порученное дело составляется Положение о геодезической службе строительства, которое утверждается начальником или главным инженером. В первой части Положения дается структура геодезических подразделений при управлении треста, в строительных управлениях и на участках с указанием, кем отдельные подразделения возглавляются и кому подчиняются в административном и техническом отношениях, а также примерный состав этих подразделений. Перечисляются основные производственные функции геодезических подразделений: отдела, районных отделений, разбивочных групп на участках.

Во второй части Положения излагаются основные требования к точности отдельных видов разбивочных работ при строительстве подземных коммуникаций и дорог, фундаментов зданий и сооружений, монтаже строительных конструкций и оборудования, наблюдения за осадками сооружений, а также приводятся официальные инструкции Главного управления геодезии и картографии и Госстроя, которыми следует руководствоваться при выполнении геодезических работ.

§ 77. Планирование работ

Инженерно-геодезические работы являются составной частью комплексных технических изысканий, проектирования и строительства сооружения и планируются совместно с другими видами изыскательских и строительных работ. Однако наиболее важная часть топографо-геодезических изысканий — крупномасштабная съемка и развитие опорных геодезических сетей, служащие основой для проектирования и перенесения проекта в натуру, — подлежит особому планированию и утверждению.

На эти работы составляют технический проект, в кото-

ром дают обоснования выбора масштаба съемки, высоты сечения рельефа, методов съемки, а также расчеты точности и густоты обоснования.

Главную основу проектируют на весь район работ с учетом последующего развития изысканий и расширения строительства. Съемочное обоснование и съемку в масштабе 1 : 1000—1 : 500 намечают только на участках первоочередной застройки.

Методы развития геодезической основы должны обеспечивать точность в положении пунктов, требуемую для съемок наиболее крупных масштабов, разбивочных работ, исполнительных съемок. При расчетах экономичности отдельных методов необходимо учитывать не только прямые затраты на развитие основы, но и последующие работы по проложению съемочного обоснования, привязке трасс, построению разбивочных сетей и т. д.

Смету на топографо-геодезические работы составляют на основании «Сборника цен на проектные и изыскательские работы для строительства, часть I. Цены на изыскательские работы», 1967. Для каждого вида топографических и геодезических работ (раздел 1) и линейных изысканий (раздел 5) в Сборнике дан состав работ и приведены показатели стоимости единицы измерения применительно к трем категориям сложности. В ценах учтены полевые и камеральные работы, полевое довольствие, стоимость материалов, расходы на организацию и ликвидацию работ.

В смету включают дополнительные расходы, не учтенные Сборником цен (стоимость транспорта, аренда помещений, работа в неблагоприятный период года и др.).

Технический проект на топографо-геодезические работы и смета расходов представляются в территориальный отдел Главного геодезического надзора. После одобрения этих документов выдается разрешение на производство работ.

Топографо-геодезические работы, выполняемые в процессе изысканий, нормируются по Единым нормам выработки*, оплачиваемым сдельно. По каждому виду работ в Единых нормах установлены: категория трудности (I—V); состав работ, состав бригады, квалификация исполнителей; тарифные разряды рабочих; нормы выработки на единицу измерения.

При выполнении работ в неблагоприятный полевой период устанавливается дополнительный коэффициент. При производстве изысканий в процессе строительства встречаются дополнительные препятствия в виде различного рода навалов земли, котлованов, временных складов материалов, строительных зон и т. д., которые

---

* Единые нормы выработки на топографо-геодезические работы. ГУГК, 1966. Единые нормы выработки на проектные и изыскательские работы при строительстве, ч. I. Госстрой, 1958.

сильно задерживают полевые измерения. Вследствие этих препятствий категория трудности повышается.

Иногда на основании Единых норм составляются комплексные нормы выработки на отдельные виды геодезических работ, включающие полевые измерения и камеральную обработку материалов.

Специальных норм на разбивочные работы нет. Нормирование этих работ затруднено тем, что, являясь частью строительного процесса, они выполняются в большинстве случаев небольшими частями, по мере продвижения строительных работ (выносятся на опалубку отдельные оси и передаются проектные отметки, проверяется установка закладных частей и т. д.); часто эти работы повторяются. При необходимости нормировать отдельные виды разбивочных работ используются нормы выработки близких по содержанию геодезических работ, приведенных в Единых нормах.

§ 78. Техника безопасности

На топографо-геодезических изысканиях соблюдаются общие правила техники безопасности, принятые в Главном управлении геодезии и картографии. В труднодоступных и малообжитых районах наибольшую опасность обычно представляют переезды, переходы, переправы. Следует категорически запрещать передвижение по незнакомой местности в ночное время, даже при наличии на район изысканий подробных карт и крупномасштабных аэроснимков. Неоценимую помощь в этих районах оказывают опытные проводники из местного населения.

При выполнении геодезических разбивочных работ соблюдаются правила техники безопасности строительства.

На земляных работах следят за крутизной откосов и правильным креплением стенок, избегают подкопов. Во избежание обвалов нельзя производить геодезические работы в глубоких котлованах, вблизи нависших стенок, на краю незакрепленных крутых откосов и т. д.

Особые меры предосторожности необходимо принимать при выполнении земляных и буровых работ вблизи действующих кабелей. На чертежах разбивки подземных коммуникаций красным цветом показывают места пересечений с временными и постоянными кабельными линиями. Эти места обозначаются в натуре указателями и сдаются по акту производителю работ.

В зимнее время при обогреве грунта электротоком линейные измерения ведут с большой осторожностью, не допуская касания ленты или рулетки к арматуре, находящейся под напряжением. Кроме опасности, это приводит к порче мерных приборов и изменению их длины.

При геодезических работах на железнодорожных путях и ав-

томобильной дороге с двух сторон выставляют особых сигнальщиков для наблюдений за движением.

При разбивке и исполнительной съемке опалубки и закладных частей фундаментов во избежание несчастных случаев не разрешается ходить по арматуре, переходить с опалубки на опалубку по распоркам и т. д. Для измерений и переходов устраивают мостики и деревянные настилы.

Выполняя геодезические работы под эстакадами, на первых этажах зданий и т. д., принимают меры к тому, чтобы строительные работы на верхних этажах были приостановлены или были сделаны защитные приспособления, предохраняющие наблюдателя и рабочих от падающих сверху предметов и материалов. Запрещается работать около открытых глубоких шахт, колодцев и т. п.

При монтаже строительных конструкций и агрегатов следует быть особенно внимательным к сигналам опасности. Нельзя стоять под перемещающимся грузом и работать вблизи вращающихся механизмов без предварительного их ограждения. Одежда должна быть аккуратно застегнута, так как свисающие шарфы, пояса и т. д. легко могут быть захвачены движущимися машинами, что приведет к несчастному случаю.

На действующих подкрановых путях геодезические работы по их выверке могут выполняться, как правило, только в периоды остановки крана и обесточивания линии.

Помосты и полки на высоте, с которых производят геодезические измерения, должны быть ограждены перилами. Переходы по балкам и ригелям разрешаются только опытным верхолазам (со страховкой цепью предохранительного пояса). Для выверки конструкций нельзя посылать рабочих, не приспособленных к работе на высоте, на верхние балки.

При исполнительной съемке колодцев действующих подземных трубопроводов необходимо предварительно убедиться в отсутствии в них опасных газовых скоплений.

Особо строгие правила соблюдаются при геодезических работах в кессонных камерах с большим давлением.

Общие меры безопасности работ на строительной площадке предусматриваются проектом организации строительных и монтажных работ.

ПРЕДМЕТНЫЙ УКАЗАТЕЛЬ

Абрис 69
Автоматическое центрирование 117
Автоматические способы выверки линий 393
Азимутальные параметры трассирования 42
Азимуты сторон трассы 73
Азимуты стремления 42, 50
Аналитические карты 340
Аналитические сети 23, 262
Аналитический расчет проекта 78
Аналитический способ проектирования 77
Аналитическая фотограмметрия 33
Анкерная опора 302
Анкерные устройства 373
Аэровизуальная разведка 48
Аэроизыскания 196
Аэрометоды 49
Аэрорадионивелирование 51
Аэропорты 310
Аэропрофилограф 52
Аэрофотосъемка 32, 36, 262, 293, 318

База прибора 129, 137
Базисные стороны 22, 276, 356
Базовая линия 393
Беспикетный способ трассирования 63, 305
Биссектриса круговой кривой 64, 212
Биссектриса сдвинутой кривой 207
Боковое нивелирование 153
Болплекс 58
Бровка дорожного полотна 213

Ватерпасовка линий 62
Вертикальная засечка 323
Вертикальная планировка 10, 156, 327
Вертикальное проектирование 185, 387
Вертикальные кривые 211, 300
Взлетно-посадочные полосы (ВПП) 311
Визирные цели 182
Вираж автодорог 222
Внутрицеховые коммуникации 379
Водораздельная трасса 41
Водосборная площадь 260
Возвышение наружного рельса 200, 222
Воздушные линии электропередач 302
Воздушная трасса 46
Вольный ход трассирования 44
Восстановление трассы 197, 277, 298
Выбор вариантов трассы 47
— места перехода через водотоки 258
— монтажных осей 114
— промышленных площадок 339
— площадок аэропортов 311
Выверка анкерных устройств 376
— подкрановых путей 383
— пролетного строения моста 289
Вынесение в натуру заданного уклона 89
— — проектной плоскости 90
— — проектных отметок 88, 135
Вынесение пикетных точек на кривую 66
Высотная установка конструкций 135
Высотное обоснование 20
Высотные параметры трассирования 42

Габариты приближений 302
Генеральный план 76, 157, 324
Генеральный разбивочный чертеж 279
Геодезическая подготовка проекта 76
Геодезическая служба строительства 397
Геодезические засечки А. И. Дурнева 26, 262, 357
Геодезические засечки с паралактическими углами 27
Геодезическое обоснование инженерно-топографических съемок 16
Гидрометрические изыскания 258
Гидростатический нивелир 144, 169
Гидростатическое нивелирование 141, 169, 272

Главная летная полоса 311
Главные оси сооружения 76, 82
Главные точки кривой 64
Глубинные марки 164
Глубинный опорный знак 116
Головные сооружения трубопровода 292
График опускания кессона 287
Графический способ проектирования 77
Графо-аналитический способ проектирования 77

Дальномеры оптические точные 23, 357
Двойное геометрическое нивелирование 269
Дежурный план строительства 158
Детальная разбивка кривых способом прямоугольных координат 208
— — способом секущих 210
Детальная разбивка сооружений 82
— — опор моста 281
— — фундаментов 370
Деформация сооружений 163
Дисперсионный анализ превышений 176
Дифракционный прибор 134
Дифракционный способ измерений 133
Длина бассейна 261
Длина мостового перехода 264
Долинная трасса 40
Домер кривой 64, 208
Дополнение к тангенсу 206
Дополнительные углы 62, 304
Дорожно-экономические обследования 194
Дорожные изыскания 194
Дюкер 295

Закладные части фундаментов 373
Закрепление осей 115, 369
— сетки 316, 359
— трассы 69, 199, 294, 304
Земляное корыто 213, 331
— полотно 212
Зенит-приборы 150, 387
Зона влияний ЛЭП 308
Зона застройки аэропорта 310

Журнал закрепления трассы 199
— отступлений от проекта 157
— пикетажный 67

Извилина 45
Изобарическая поверхность 51
Изолированные базисы 48
Изыскания аэропортов 312
— дорог 194
— линий электропередач 302
— магистральных трубопроводов 292
— мостовых переходов 258
— промышленных площадок 339
Изыскательские планы 10, 49
Индикаторный способ 141
Инженерная геодезия 3, 5, 8
Инженерная полигонометрия 94
Инженерно-геологическая съемка 294
— — фотокарта 49
Инженерно-геологическое обследование 258
Инженерно-геодезическое проектирование 6
Исполнительная съемка дорожного полотна 221
— — водостоков 338
— — котлованов 372
— — мостовых опор 288
— — сооружений 114
— — трубопроводов 301
— — фундаментов 376
Исполнительный генеральный план 157
Исполнительные чертежи 328, 332, 370, 377
Исходные оси 76

Кабельные линии 302, 338, 380, 400
Камеральное трассирование 53
Категории трасс 40
Кессонные основания 281
Клотоида 203
Коллиматорный прибор 130
Коллиматорный способ выверки 128
Комбинированная аэросъемка 33
Комбинированный способ геодезической съемки 35
Кондуктор монтажный 375
Короткобазисная полигонометрия 24, 262, 357
Корреляционный анализ превышений 173
Косогорная трасса 41
Красная отметка 88, 213
Кренометр 187
Крены высоких сооружений 185
Кривая строительного подъема 289
Круговая кривая 63
Крупномасштабные съемки 32, 262, 295, 317, 341
Кубическая парабола 203
Кюветы 213

Лазерный высотомер 53
Лекала 217, 221
Летная зона 310
Линейная засечка 112
Линейные измерения на трассе 62
Линия нулевых работ 54
— предельного уклона 53

Магистральные трубопроводы 292
Марка стрелки 236
Математический центр крестовины 236
Межцеховые коммуникации 377
Мензульная съемка 71, 262, 317
Места стоянок (МС) 311
Метод геодезических засечек 26, 262, 357
Метод квадратов 327
Микронивелирование 137, 393
Микротриангуляция 315, 357
Микротрилатерация 93, 387
Монтаж пролетного строения моста 289
Мостовая триангуляция 273
Мультиплекс 57

Наблюдения за деформациями сооружений 163
— — мостовых опор 290
— — подвижных конструкций 171
Наблюдения за кренами сооружений 185
— за оползнями 187
— за опусканием кессонов 283
— за подъемом дна котлована 164
— за трещинами 172
Надземные трубопроводы 300, 378
Наземная стереофотограмметрическая съемка 33, 324, 379
Напряженный ход трассирования 44
Несимметричная серпантина 231
Нивелир-автоматы 255
Нивелирные сети 20, 315, 346
Нивелирование двойное геометрическое 269
— поверхности по квадратам 318
— по льду 269
— трассы 70
— тригонометрическое 271

Обноска 87, 299, 363
Обратные гидростатические отвесы 184
Окончательные изыскания трасс 50
— — магистральных трубопроводов 294
— — линий электропередач 304
— — аэропортов 313
Окончательный исполнительный генеральный план 158
Опалубка 373
Оползни 163, 187
Опорные визирки 299
Опорные пункты трассы 46
Определение высот препятствий в районе воздушных подходов 320
Оптическая вертикаль 150
Оптическая струна 127
Оптический ординатометр 123, 393
Оптический проектирующий прибор 119, 393
Опускные колодцы 281
Осадочная воронка 165
Осадка оснований 163, 290
Осевые метки 381
Осевой способ разбивки строительной сетки 351
Основания мостовых опор 281
Основная сетка квадратов 317
Отгон виража 223
Ошибка визирования 109
— за провисание мерного прибора 63, 369
— за рефракцию 111
— исходных данных 104
— редукции 99, 108
— фиксирования 110
— фокусирования 109
— центрирования 97, 107

Параллактическая полигонометрия 266, 314, 385
Параллельная ось 278, 331, 386
Параметр переходной кривой 201
Параметры трассирования 42
Парки путей 241
Перевычисление координат 95
Передача отметки на дно котлована 371
Перенесение проекта в натуру 59, 77, 81, 155, 324, 347
Переходные кривые 200
— — со смещенным центром 206
Петля 45
Пикетаж 62, 199, 230, 277, 294, 304
Пикетажная сетка 318
Пикетажный журнал 67
Писаный профиль 214
План ливневого коллектора 335
— линии электропередач 307
— трассы 40, 75
— трубопровода 296

Планирование инженерно-геодезических работ 398
Плановые смещения оснований 163, 177, 290
Поверка монтажных осей 117
Поворотная петля 244
Поворотный треугольник 243
Поворотные устройства 242
Подземные коммуникации 334, 377
Подполосный дренаж летного поля 331
Подъем дна котлована 164
Полевое обследование трассы 49
Полевое трассирование 59
Полевой компаратор 357
Полигонометрия 22, 314, 356
Положение о геодезической службе строительства 398
Полуприсыпные обочины 218
Поперечно-водораздельная трасса 41
Поперечный профиль автомобильной дороги 212
— — железной дороги 213
— — трассы 41
Поперечный уклон реки 263
Поправки линейных измерений 87
Построение в натуре проектного угла 85
— — проектных расстояний 86
Предварительные изыскания аэропортов 313
— — дорог 196
— — линий электропередач 302
— — трубопроводов 292
— — трассы 46
Предельные столбики 242
Привязка аэроснимков 48
Привязка к пунктам государственной основы 72, 277, 317
Прибор для съемки кривых по аэроснимкам (ПСКА) 255
Прибор «оптическая струна» 127
Прибор управления лучом (ПУЛ) 256
Примыкание автодорог в одном уровне 233
— — в разных уровнях 233
Принцип относительной стабильности высотной основы 387
— последовательного интегрирования при выверке линий 394
— пренебрегаемого влияния ошибок измерений 84
— равного влияния ошибок измерений 83
— равносигнальной зоны выверки линий 393
Присоединение железнодорожных путей 236
Программа измерения смещений последовательными створами 181
— — — по частям створа 179
Продольный профиль железной дороги 198
— — ливневого коллектора 335
— — линии электропередач 308
— — подкрановых путей 384
— — трубопровода 297
Проект вертикальной планировки 76, 324
— геодезических работ 81, 313, 341, 397
— размещения осадочных марок 165
— сооружения 76
Проектирование коллимационной плоскостью 148
Проектный генеральный план 157
Пролеты ЛЭП 302
Пролетное строение моста 289
Промежуточные опоры ЛЭП 302
Промежуточные станции трубопроводов 292
Промеры глубин 263
Прямая угловая засечка 102, 279

Рабочий проект трассы 50
— репер 118
Рабочие отметки 214, 328
— чертежи 14, 50, 341
Радиовысотомер 51
Радиодальная спираль 203
Разбивка башенных сооружений 387
Разбивка верхнего строения дороги 221
— виража 224
— главных осей 362
— главных точек кривой 63, 206
— земляного полотна 212
— коммуникаций 334, 377
— котлованов 370
— кривых 208
— многоэтажных зданий 386
— осей летного поля 324
— осей по обноске 367
— поперечников для земляных работ 214, 219, 330
— сооружений 6, 81
— центров мостовых опор 277
Разбивочная основа 90
Разбивочные оси 76
Разбивочный чертеж 367
Развитие проектируемой линии 44
Разность эвольвент кривой 246
Район воздушных подходов 311
Районы тяготения дороги 194

Редукционные поправки 91, 276
Редуцирование на плоскость проекции Гаусса 92
— на поверхность относимости 91
— строительной сетки 358
Рихтовка пути 246, 252
Ртутный нивелир МИИГАиК 144
Рубленные пикеты 199
Руководящий уклон 42, 195
Рулежные дорожки (РД) 311

Сваи-оболочки мостовых опор 281
Светодальномерная полигонометрия 22, 25
Светодальномеры 280, 288, 357
Сдвижка круговой кривой 204
Сдвоенные сети треугольников 344
Серпантины 45, 226
Сечение рельефа 14, 262, 317, 341
Симметричные серпантины 227
Ситуационный план мостового перехода 261
Скрытые элементы сооружения 156
Сливная призма 213
Служебно-техническая территория (СТТ) аэропорта 311
Сметы на топографо-геодезические работы 399
Смягчение уклона 195
Согласование трассы 49, 50
Составление исполнительного генплана 159
Специализированные генеральные планы 161
Спираль 45
Сплошная обноска 364
Способ бездиагональных четырехугольников 29, 315, 357
— бокового визирования 153
— вертикального проектирования 185
— визирок 298
— замкнутого треугольника 105
— изолированных базисов 48
— координаты измерения крена 185
— линейной засечки 112
— малых углов створных измерений 178
— маяков укладки трубопровода 337
— оптического визирования 124, 171
— подвижной марки 178
— полярных координат 96
— последовательных створов 125, 181
— прямоугольных координат 101, 208
— прямой угловой засечки 102
— равных углов 388
— секущих 210
— створной засечки 106
— углов измерения крена 186
— эвольвентных разностей 248
Стаканы фундаментов 382
Створная засечка 106
— обноска 364
Створные измерения 177, 291
— точки 62, 304
Стереокамеры 192
Стереомодель местности 55
Стереофотограмметрический способ наблюдений за деформациями 190
Стереофотосхемы 47
Стрелочные переводы 236
— улицы 239
Строительный генеральный план 157
Строительная сетка 93, 347
Струнно-оптический способ 119
Струнный способ 119
Съезды путей 238
Съемки железнодорожных путей 246
— инженерно-топографические 10
— мостовых переходов 261
— пересечений трубопроводов и ЛЭП 295, 306
— подземных коммуникаций 35
— промышленных площадок 340
— трасс 71, 319

Таблицы кривых 64
Тангенс 64, 212
Тахеометрическая съемка 71, 262, 318
Тахеометрический метод вертикальной планировки 329
Текущий исполнительный генплан 158
Теодолитно-нивелирная магистраль 72, 263
Техника безопасности 400
Технические изыскания 194
Технико-экономическое обоснование трассы 49
Топографо-геодезические изыскания 5, 258
Точность гидростатического нивелирования 146
— микронивелирования 139
— наблюдений за осадками 168
— определения расстояний и направлений по плану 78
Точность способа бокового визирования 153
— — линейной засечки 112

— — полярных координат 97
Точность способа последовательных створов 126
— — прямоугольных координат 161
— — прямой угловой засечки 102
— — створной засечки 106
— — эвольвентных разностей 253
Трасса 40
Трассирование в равнинной местности 42
— в горной местности 44
— камеральное 53
— полевое 59
— по топографическим картам 53
— по стереомоделям 55
— электронно - фотограмметрическое 58
Триангуляция 21, 92, 183, 341, **354**
Тригонометрический способ измерения смещений 183
Трубо- и кабелеискатели 37
Угловая диаграмма 248
Угловые измерения на трассе 61
Угол поворота трассы 61
Удлинение трассы 42
Укладка подводных трубопроводов 301
Упругая линия валов 390
Уравнение мерного прибора 87
— переходной кривой 200
— регрессии 176
Уравнивание сетей 357
Установка железобетонных конструкций **382**
— конструкций по вертикали 147
— металлоконструкций 381
— рельс-форм финишера 333
Устойчивость нивелирной основы 172
Уширение проезжей части 222, 224, 227

Фиксированные точки трассы 47
Финишер 333
Фотограмметрический способ наблюдений за деформациями 188
Фотогалсы 263
Фотограмметрическое трассирование 55, 196
Фундаментальный репер 116, 165

Ходовая визирка 299

Центр стрелочного перевода 236
Центровка осей турбогенератора по струне 392
— турбогенератора по уровню 391
Цифровая модель местности 58, 196

Штриховая марка 167
Штихмасс 392

Эволюта 246
Эвольвента 246
Электронно-фотограмметрическое трассирование 58, 196

ЛИТЕРАТУРА

1. Аэронивелирование на изысканиях путей сообщения. М., изд-во АН СССР, 1959.

2. Баранов А. Н. и др. Геодезия в тоннелестроении. Ч. I и ч. II. М., Геодезиздат, 1952—1953.

3. Большаков В. Д. и др. Высокоточные геодезические измерения для строительства и монтажа Большого Серпуховского ускорителя. М., изд-во «Недра», 1968.

4. Большаков В. Д. Теория ошибок наблюдений с основами теории вероятностей. М., изд-во «Недра», 1965.

5. Брайт П. И. Геодезические методы измерений деформаций оснований и сооружений. М., изд-во «Недра», 1965.

6. Брайт П. И. Геодезические методы измерений смещений на оползнях. М., изд-во «Недра», 1965.

7. Бронштейн Г. С. Применение метода геодезических засечек для построения инженерно-геодезических сетей. М., изд-во «Недра», 1969.

8. Видуев Н. Г., Гржибовский В. П. Геодезическое проектирование вертикальной планировки. М., изд-во «Недра», 1964.

9. Видуев Н. Г., Ракитов Д. И. Приложение геодезии в инженерно-строительном деле. М., изд-во «Недра», 1964.

10. Видуев Н. Г. и др. Геодезические измерения при установке машин и оборудования. М., изд-во «Недра», 1967.

11. Гайдаев П. А. Уравнивание геодезической сети 3 и 4 класса. М., изд-во «Недра», 1965.

12. Гайдаев П. А., Большаков В. Д. Теория математической обработки геодезических измерений. М., изд-во «Недра», 1969.

13. Ганьшин В. Н., Купчинов И. И., Лебедев С. М., Лютц А. Ф., Хренов Л. С. Инженерная геодезия. М., изд-во «Недра», 1968.

14. Геодезия. Справочное руководство, под ред. Н. Д. Бонч-Бруевича. Т. VIII, М.-Л., МКХ РСФСР, 1941.

15. Геодезия в городском строительстве. Справочное руководство, под ред. Н. Н. Степанова. Т. I—II, М.-Л., МКХ РСФСР, 1950.

16. Гержула Б. И. Геодезия в промышленном и жилищно-гражданском строительстве. М., Госгеолтехиздат, 1963.

17. Гиршберг М. А. Геодезия. Ч. I. М., изд-во «Недра», 1967.

18. Глотов Г. Ф. Геодезия в строительно-монтажном производстве. М., Стройиздат, 1967.

19. Горинов А. В. Изыскания и проектирование железных дорог. Т. I—II, М., Трансжелдориздат, 1961.

20. Данилов В. В. Точная полигонометрия. М., Геодезиздат, 1953.

21. Дурнев А. И. Новые системы построения геодезических сетей. М., Геодезиздат, 1952.

22. Дурнев А. И. Высшая геодезия. М., изд-во «Недра», 1967.

23 Елисеев С. В. Геодезические инструменты и приборы. М., Геодезиздат, 1959.

24. Закатов. Курс высшей геодезии. М., изд-во «Недра», 1964.

25. Изыскания железных дорог. Справочное руководство. М., изд-во «Транспорт», 1964.
26. Инженерные изыскания аэродромов. Справочное пособие. М., Оборонгиз, 1951.
27. Инструкция о построении государственной геодезической сети СССР. М., изд-во «Недра», 1966.
28. Инструкция по нивелированию I, II, III и IV классов. М., изд-во «Недра», 1967.
29. Инструкция по топографической съемке в м-бах 1 : 5000 и 1 : 2000. М., Геодезиздат, 1954.
30. Инструкция по топографо-геодезическим работам для городского, поселкового и промышленного строительства. СН—212—62. М., Стройиздат, 1962.
31. Кемниц Ю. В. Теория ошибок измерений. М., изд-во «Недра», 1967.
32. Кондрашков А. В. Электрооптические дальномеры. М., Геодезиздат, 1959.
33. Коськов Б. И., Павлов К. П. Руководство по переносу проектов планировки и застройки городов и поселков в натуру. М., Госгеолтехиздат, 1963.
34. Красовский Ф. Н. Избранные произведения. Т. I—IV. М., Геодезиздат, 1953—1956.
35. Кузнецов С. М. Геодезические работы при проектировании и строительстве гидротехнических сооружений. М., Геодезиздат, 1960.
36. Купчинов И. И. Уравновешивание сетей триангуляции и полигонометрии. М., Геодезиздат, 1962.
37. Купчинов И. И., Лебедев С. М. Геодезия при крупном промышленном строительстве. М., изд-во «Недра», 1965.
38. Ларченко Е. Г. Механизация вычислительных работ. М., Геодезиздат, 1956.
39 Лебедев Н. Н. Инженерная геодезия. Ч. V и VI. М., Геодезиздат, 1959 и 1960.
40 Левчук Г. П. Инженерная геодезия. Ч. II—III. М., Геодезиздат, 1958.
41. Левчук Г. П., Гиршберг М. А. Высокоточная выверка направляющих путей автоматических линий большого протяжения. Тр. МИИГАиК, вып. 38. М., Геодезиздат, 1960.
42. Леонтович В. Г. Нивелирование при инженерных работах. М., Геодезиздат, 1959.
43. Ливанов М. М. Инженерно-геодезическая съемка и составление исполнительных планов промышленных предприятий. М., изд-во «Недра», 1966.
44. Литвинов Б. А Основные вопросы построения и уравнивания полигонометрических сетей. М., Геодезиздат, 1962.
45. Лобанов А. Н. Фототопография. Наземная стереосъемка. М., изд-во «Недра», 1968.
46. Лютц А. Ф. Разбивка крупных сооружений. М., «Недра», 1969.
47. Лютц А. Ф. и др. Геодезия в железнодорожном деле. М., Геодезиздат, 1962.
48. Лютц А. Ф. Геодезические работы при изысканиях и строительстве мостовых и туннельных переходов. М., изд-во «Недра», 1966.
49. Маслов А. В., Ларченко Е. Г. и др. Геодезия. Ч. I. М., изд-во «Недра», 1964.
50. Маслов А. В., Горохов Г. И. Геодезия. Ч. III. М., изд-во «Недра», 1964.
51. Панкратьев Ю. Н., Пузанов Б. С., Сердюков В. М. Инженерная фотограмметрия. Изд. Львовского университета, 1964.
52. Попов В. В. Уравновешивание сети полигонов. М., Геодезиздат, 1954.
53. Проворов К. Л. О точности сплошных сетей триангуляции. М., Геодезиздат, 1956.
54. Пятьдесят лет Советской геодезии картографии. М., изд-во «Недра», 1967.
55. Скиридов А. С. Стереофотограмметрия. М., Геодезиздат, 1962.

56. Справочник геодезиста. М., изд-во «Недра», 1966.
57. Справочное руководство по инженерно-геодезическим изысканиям при проектировании и строительстве гидроэлектростанций. М., Геодезиздат, 1960.
58. Стародубов В. Л., Сундаков Я. А. Короткобазисная параллактическая полигонометрия. М., Госгеолтехиздат, 1963.
59. Сундаков Я. А. Геодезические работы при строительстве многоэтажных зданий. М., Геодезиздат, 1956.
60. Тетерин Е. Н. и др. Организация и планирование геодезических и топографических работ. М., изд-во «Недра», 1965.
61. Федоров В. И. Аэрогеодезия и аэроизыскания автомобильных дорог. М., изд-во «Транспорт», 1964.
62. Чеботарев А. С. Геодезия. Ч. I. М., Геодезиздат, 1955.
63. Чеботарев А. С., Селиханович В. Г., Соколов М. Н. Геодезия. Ч. II. М., Геодезиздат, 1962.
64. Чеботарев А. С. Способ наименьших квадратов с основами теории вероятностей. М., Геодезиздат, 1958.
65. Черемисин М. С. Геодезические сети при крупном подземном строительстве. М., Геодезиздат, 1960.
66. Шилов П. И. Геодезия. М., Госгеолтехиздат, 1963.
67. Відуев М. Г., Ракитов Д. І., Подрезан В. В. и др. Інженерна геодезія. Київ. Держбудвидов УРСР, 1959.
68. V. Krumphanzl. Inženýrská geodézie I. Praha. SNTL/SVTL. 1966.
69. T. Lazzarini. Geodexyjne pomiary odkształceń i ich zastosowanie w budownictwie. Warszawa. 1961.
70. К. Груев. Приложна геодезия. София, 1959.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Стр.

Предисловие 3
Введение 5
§ 1. Предмет и задачи курса инженерной геодезии 5
§ 2. Связь курса инженерной геодезии с другими предметами специальности 7
§ 3. Краткий очерк развития инженерной геодезии 8

РАЗДЕЛ ПЕРВЫЙ

ОСНОВНЫЕ ВИДЫ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ

Глава I. **Инженерно-топографические съемки** . 10

§ 4. Изыскательские планы 10
§ 5. Точность геодезического обоснования 16
§ 6. Методы развития обоснования 21
§ 7. Методы крупномасштабных съемок 32
§ 8. Съемка подземных коммуникаций 35

Глава II. **Трассирование линейных сооружений** . 40

§ 9. Общие сведения о трассе и трассировании 40
§ 10. Технология изысканий магистральных трасс . . . 46
§ 11. Аэрорадионивелирование 51
§ 12. Камеральное трассирование 53
§ 13. Полевое трассирование 59
§ 14. Нивелирные и съемочные работы. Привязка трассы . 70

Глава III. **Разбивка инженерных сооружений** . 76

§ 15. Геодезическая подготовка проекта 76
§ 16. Порядок и точность разбивочных работ 81
§ 17. Вынесение в натуру проектных углов, линий, отметок 85
§ 18. Создание разбивочной основы 90
§ 19. Способы основных разбивочных работ 96
§ 20. Способы детальной разбивки 106

Глава IV. **Установка в проектное положение и выверка конструкций** 114

§ 21. Геодезическая подготовка к монтажным работам 114
§ 22. Способы плановой установки и выверки конструкций . . . 118
§ 23. Высокоточные способы выверки прямолинейности 128
§ 24. Высотная установка конструкций 135
§ 25. Способы установки и выверки конструкций по вертикали . . 147

Глава V. **Исполнительные съемки. Составление генеральных планов** . 155

§ 26. Исполнительные съемки 155
§ 27. Виды генеральных планов и их назначение 157
§ 28. Составление исполнительного генерального плана . . . 159

Глава VI. **Геодезические методы измерений деформаций сооружений** 163

§ 29. Наблюдения за деформациями. Измерения осадок оснований . . 163
§ 30. Контроль устойчивости нивелирной основы 172
§ 31. Определение плановых смещений сооружений 177
§ 32. Наблюдения за кренами сооружений и оползневыми процессами . 185
§ 33. Наблюдения за деформациями методом фототеодолитной съемки . 188

РАЗДЕЛ ВТОРОЙ

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ИЗЫСКАНИЯХ И СТРОИТЕЛЬСТВЕ ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Глава VII. **Изыскания и разбивка дорог** . 194

§ 34. Дорожные изыскания 194
§ 35. Восстановление дорожной трассы 197
§ 36. Переходные кривые 200
§ 37. Детальная разбивка кривых 208
§ 38. Разбивка земляного полотна 212
§ 39. Разбивка верхнего строение дороги 221
§ 40. Виражи на автомобильных дорогах 222
§ 41. Серпантины 226
§ 42. Разбивка примыканий и пересечений автодорог 233
§ 43. Разбивка соединений и парков железнодорожных путей 236
§ 44. Съемка железнодорожных кривых 246
§ 45. Автоматизация разбивочных работ на дорожном строительстве . . 255

Глава VIII. **Инженерно-геодезические изыскания и перенесение в натуру проектов мостовых переходов** 258

§ 46. Выбор места перехода через водотоки 258
§ 47. Съемка мостового перехода 261
§ 48. Определение длины мостового перехода 264
§ 49. Передача отметок через большие водотоки 269
§ 50. Мостовая триангуляция 273
§ 51. Разбивка центров мостовых опор 277
§ 52. Детальная разбивка опор моста 281
§ 53. Выверка пролетного строения моста 289

Глава IX. **Изыскания магистральных трубопроводов и линий электропередач** 292

§ 54. Изыскания магистральных трубопроводов 292
§ 55. Разбивочные работы при строительстве трубопроводов . . 298
§ 56. Изыскания линий электропередач 302

Глава X. **Геодезические работы при изысканиях и строительстве аэропортов** 309

§ 57. Изыскания площадок для аэропортов 309
§ 58. Геодезическое обоснование площадки аэропорта 312
§ 59. Съемка аэродромных площадок 316
§ 60. Трассирование. Съемка подходов 318
§ 61. Разбивка и закрепление осей летного поля 323
§ 62. Разбивочные работы при перемещении земляных масс и планировке летного поля 326
§ 63. Разбивка поперечников для устройства земляного корыта . . . 329
§ 64. Геодезические работы при бетонировании искусственных покрытий 331
§ 65. Разбивка подземных коммуникаций летного поля 333

РАЗДЕЛ ТРЕТИЙ

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ИЗЫСКАНИЯХ И СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПРОМЫШЛЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

Глава XI. **Изыскания промышленных площадок** 338
§ 66. Выбор и съемка площадок для строительства промышленных объектов 338
§ 67. Построение опорных сетей 340
§ 68. Разбивка геодезической строительной сетки 346
§ 69. Геодезические работы при развитии строительной сетки 352

Глава XII. **Разбивка промышленных сооружений** . 360

§ 70. Основные разбивочные работы 360
§ 71. Детальная разбивка фундаментов 368
§ 72. Разбивка коммуникаций на промышленной площадке . . 368

Глава XIII. **Геодезические работы при монтаже строительных конструкций и технологического оборудования** 375

§ 73. Установка в проектное положение строительных конструкций . . 379
§ 74. Особенности геодезических работ при монтаже высотных сооружений 379
§ 75. Установка технологического оборудования в проектное положение 384

Глава XIV. **Организация и планирование инженерно-геодезических работ** 387

§ 76. Геодезическая служба строительной площадки . . 395
§ 77. Планирование работ 395
§ 78. Техника безопасности 396
Литература 398
Предметный указатель 400

Курс инженерной геодезии

Левчук Григорий Павлович

Редактор *Г. С. Бронштейн*
Редактор издательства *Л. М. Комарькова*
Техн. редакторы *В. В. Быкова, Л. Д. Агапонова*
Переплет художника *С. Н. Голубева* Корректор *А. А. Сивакова*

Сдано в набор 26/X 1969 г. Подписано в печать 18/II 1970 Т-00686
Формат 60×90¹/₁₆ Печ. л. 25,75 Уч.-изд. л. 25,75 Бумага № 2
Индекс 1-1-1 Заказ 597/2606-15 Тираж 17 000 экз. Цена 1 р. 06 коп.

Издательство «Недра». Москва, К-12, Третьяковский проезд, д. 1/19
Московская типография № 6 Главполиграфпрома Комитета по печати
при Совете Министров СССР. Москва, Ж-88, 1-й Южно-портовый пр., 17.