

Н. П. БУЛГАКОВ
Е. М. РЫВИНА
Г. А. ФЕДОТОВ

ПРИКЛАДНАЯ ГЕОДЕЗИЯ

*Допущено
Государственным комитетом СССР
по народному образованию
в качестве учебника
для студентов автомобильно-
дорожных, лесотехнических
и гидромелиоративных
специальностей вузов*



МОСКВА "НЕДРА" 1990

ББК 26.1
Б 90
УДК 528(075.8)

Рецензенты:
*кафедра Киевского автомобильно-дорожного института,
канд. техн. наук Г. С. Пичугова*

Булгаков Н. П., Рывина Е. М., Федотов Г. А.

Б 90 Прикладная геодезия: Учеб. для вузов.— М.: Недра, 1990.— 416 с.: ил.

ISBN 5-247-01173-2

Изложены основы инженерной геодезии, показано значение ее в народном хозяйстве. Рассмотрены инженерно-геодезические работы, связанные с изысканиями, проектированием, строительством и эксплуатацией автомобильных дорог, мостовых переходов, тоннелей, аэродромов и наземных сооружений, гидромелиоративных систем, объектов лесного хозяйства. Уделено внимание современным методам производства геодезических работ, особенно цифровому и математическому моделированию местности, автоматизации обработки результатов измерений.

Для студентов автомобильно-дорожных, лесотехнических и гидро-мелиоративных специальностей вузов.

Б 1802020000—255 16—90
043(01)—90

ББК 26.1

УЧЕБНОЕ ИЗДАНИЕ

**Булгаков Николай Петрович
Рывина Елена Марковна
Федотов Григорий Афанасьевич**

ПРИКЛАДНАЯ ГЕОДЕЗИЯ

Заведующий редакцией *Л. Г. Иванова*. Редактор издательства *Н. Т. Куприна*
Технический редактор *Л. А. Мурашова*. Корректор *Г. Л. Петушкова*
ИБ № 7878

Сдано в набор 13.02.90. Подписано в печать 06.08.90. Формат 60×90¹/₁₆. Бумага кн-журн. Гарнитура Литературная. Печать высокая. Усл. печ. л. 26,0. Усл. кр.-отт. 26,0. Уч.-изд. л. 26,4. Тираж 12 480 экз. Заказ 287/1876—8. Цена 1 р. 20 к.

Ордена «Знак Почета» издательство «Недра»,
125047, Москва, пл. Белорусского вокзала, д. 3

Ленинградская типография № 4 ордена Трудового Красного Знамени Ленинградского объединения «Техническая книга» им. Евгении Соколовой Государственного комитета СССР по печати. 191126 Ленинград, Социалистическая ул., 14.

ISBN 5-247-01173-2 © Н. П. Булгаков, Е. М. Рывина, Г. А. Федотов, 1990

Инженерно-геодезические работы являются чрезвычайно важной и неотъемлемой частью комплекса работ по изысканиям, проектированию и строительству автомобильных дорог и сооружений на них, аэродромов, гидромелиоративных систем, объектов лесного хозяйства и лесоинженерного дела. Эти работы во многом определяют как стоимость строительства, так и условия последующей эксплуатации инженерных объектов.

На современном этапе развития научно-технического прогресса происходят фундаментальные изменения технологии и методов проектно-изыскательских работ и строительства инженерных объектов, что, естественно, находит отражение в изменении состава и методов инженерно-геодезических работ, а также в качественном изменении парка используемого геодезического оборудования. Так в проектно-изыскательских и строительных процессах все более широкое применение находят системы автоматизированного проектирования (САПР), автоматизированные системы управления строительством (АСУС) и т. д.

Очевидно инженер-строитель и инженер-мелиоратор на современном этапе должен хорошо владеть как традиционными методами геодезии (последние так или иначе применяются и будут применяться при изысканиях, проектировании и строительстве), а также новыми высокопроизводительными методами инженерно-геодезических работ.

Инженер должен знать и уметь работать как с традиционными видами инженерно-геодезической информации — (топографическими картами и планами), так и с новыми ее видами (цифровыми и математическими моделями ситуации и рельефа местности), на базе которых осуществляется системное автоматизированное проектирование на уровне САПР.

При выполнении изысканий линейных инженерных объектов (автомобильных дорог, лесовозных дорог, каналов, трубопроводов и т. д.) для проектирования на уровне САПР исходная инженерно-геодезическая информация собирается на широкой полосе варьирования конкурентноспособных вариантов, что требует резкого увеличения объемов геодезических работ. В связи с этим инженер-строитель и инженер-мелиоратор должен владеть не только традиционными методами геодезических работ и приборами (ориентирование и измерение длин линий мерными лентами, измерение вертикальных и горизонтальных углов теодолитами, измерение превышений между точками местности нивелирами, выполнение топографических съемок и т. д.), но и

различными видами аэросъемок, наземными фототеодолитными съемками, методами электронной тахеометрии и т. д., а также методами автоматизированной обработки результатов полевых измерений. Эти виды инженерно-геодезических работ позволяют максимально сократить объемы трудоемких полевых работ за счет увеличения объемов камеральных работ при широком использовании средств автоматизации и вычислительной техники. Для выполнения перечисленных выше инженерно-геодезических работ широко применяют аэрофотосъемочное оборудование, фототеодолитные комплекты, электронные тахеометры, регистрирующие нивелиры, свето- и радиодальномеры, стереофотограмметрическое оборудование с автоматической регистрацией измеренных координат точек местности, ЭВМ, графопостроители и другие средства автоматизации.

Современный строительный процесс требует широкого использования геодезических методов разбивки инженерных сооружений, исключающих грубые просчеты; методов оперативного контроля строительных работ и геодезического управления работой строительных машин и механизмов. Для этой цели при строительстве инженерных объектов широко применяют лазерную технику: лазерные визиры, лазерные теодолиты и нивелиры, лазерные управляющие системы и т. д.

Инженерно-геодезическое обеспечение проектно-изыскательских работ и строительства автомобильных дорог, мостов, тоннелей, аэродромов, гидромелиоративных систем, объектов лесного хозяйства и лесоинженерного дела имеет свои специфические особенности. Методы инженерно-геодезических работ в изысканиях, проектировании и строительстве указанных объектов нашли отражение в учебнике.

Изложение материала в учебнике построено таким образом, чтобы максимально облегчить самостоятельную работу студентов при изучении основ инженерной геодезии.

Главы 1, 4, 5, 6 и 19 написаны д-ром техн. наук Н. П. Булгаковым, главы 2, 7, 8, 9, 11, 12, 20 и 21 — канд. техн. наук Е. М. Рывиной, главы 3, 10, 13, 14, 15, 17, 18 — д-ром техн. наук Г. А. Федотовым, глава 16 — Г. А. Федотовым и Н. П. Булгаковым.

§ 1. ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОДЕЗИЯ, ЕЕ СОДЕРЖАНИЕ, ЗАДАЧИ И ЗНАЧЕНИЕ В НАРОДНОМ ХОЗЯЙСТВЕ

Геодезия в переводе с греческого означает землеразделение. Геодезия — одна из древнейших наук о Земле, которая возникла, исходя из практических потребностей человечества, связанных с измерениями земной поверхности для строительства различных сооружений, ведения сельского хозяйства, учета земель, создания карт и планов.

Современная геодезия представляет собой сложную многогранную науку, опирающуюся на последние достижения фундаментальных наук — математику, физику, астрономию, географию. Ее основной целью является изучение фигуры, размеров и гравитационного поля Земли, составление планов и карт, решение инженерных задач на местности в интересах народного хозяйства и обороны страны. Геодезия имеет большое значение при исследовании структуры и внутреннего строения Земли, перемещения земных полюсов, береговых линий морей и океанов, деформаций земной коры и др. Она подразделяется на ряд самостоятельных дисциплин — высшую геодезию, геодезию (топографию), космическую геодезию, морскую геодезию, картографию, фототопографию, инженерную (прикладную) геодезию и др.

Высшая геодезия занимается определением фигуры, размеров и внешнего гравитационного поля Земли, а также созданием высокоточных астрономо-геодезических, гравиметрических и нивелировочных опорных сетей.

Задачами геодезии (топографии) является изучение сравнительно небольших участков земли с целью изображения их в виде карт, планов и профилей. Разработкой методики и процессов создания и использования различных карт занимается картография, а извлечением информации, содержащейся на картах — картометрия.

Космическая геодезия для измерений на Земле и планетах Солнечной системы использует данные, получаемые из космического пространства искусственными спутниками Земли (ИСЗ), межпланетными кораблями и орбитальными пилотируемыми станциями. Этот вид геодезии находит все большее применение при исследовании природных ресурсов Земли.

В научно-исследовательских целях и в интересах народного хозяйства геодезические работы выполняют под землей или под

водой, на дне рек, озер и морей. В первом случае геодезия относится к маркшейдерскому делу, а во втором — геодезию называют подводной.

Исследование природных ресурсов континентальных шельфов, картографирование морского дна осуществляется морской геодезией.

Фототопография — наука, изучающая методы создания топографических планов и карт по материалам фотосъемки. Она является составной частью фотограмметрии — науки, определяющей формы, размеры и положение объектов по их фотографическим изображениям. Материалы фотосъемки могут быть получены наземным фотографированием местности фототеодолитом, а также аэрофотоаппаратом, устанавливаемым на самолете (вертолете) или искусственном спутнике Земли.

Инженерная геодезия рассматривает геодезические работы, выполняемые при изысканиях, проектировании, строительстве и эксплуатации различных инженерных сооружений и при монтаже технологического оборудования. Она использует методы высшей геодезии, топографии, фотограмметрии и материалы всех видов съемок, в том числе и аэрокосмических.

Геодезические работы выполняют с установленной заданием точностью. Измерения с более высокой точностью, чем это необходимо, требуют излишних затрат сил, средств и времени, а измерения с недостаточной точностью — считаются браком.

При выполнении геодезических измерений необходимо следить за сохранением окружающей среды, не производить излишней рубки леса, не допускать повреждений сельскохозяйственных угодий, загрязнения водоемов. Большое внимание должно также уделяться соблюдению техники безопасности производства работ.

§ 2. ПОНЯТИЕ О ФОРМЕ И РАЗМЕРАХ ЗЕМЛИ

Знание формы и размеров Земли необходимо во многих областях науки и техники, особенно в мореплавании, освоении природных ресурсов и укреплении обороноспособности страны. Для практического использования этих знаний требуется с высокой точностью изображать земную поверхность на картах, планах, разрезах. Задача эта весьма трудная из-за больших размеров и сложности формы Земли. Общая площадь физической поверхности Земли составляет приблизительно 510 млн. км², 71 % ее занимают моря и океаны и 29 % — суша. Суша и дно морей и океанов представляют сложные сочетания возвышенностей и впадин, находящихся между собой в различных случайных сочетаниях. Самая высокая точка над уровнем океана находится

на высоте 8848 м (гора Джомолунгма), а максимальная глубина океана — около 11 км. Таким образом колебания точек поверхности Земли по высоте могут составлять до 20 км. Математическому описанию физическая поверхность Земли не поддается, что усложняет разработку и составление картографических материалов, а также выполнение необходимых измерений на земной поверхности. Физическая поверхность Земли (поверхность материков, дна морей и океанов) представляет сложную форму, напоминающую сфероид — сплюснутый эллипсоид вращения. Для характеристики фигуры и размеров Земли ближе всего подходит тело, образованное вращением эллипса вокруг малой оси. Такое тело называют земным эллипсоидом. Если эллипсоид вращения имеет наибольшую близость к фигуре Земли, а его центр, плоскость экватора и объем совпадают с земным, то он называется общим земным эллипсоидом. Земных эллипсоидов может быть получено множество, но тот из них, который принят для обработки геодезических измерений и установления системы геодезических координат в одной или нескольких странах называется референц-эллипсоидом. В 1940 г. Ф. Н. Красовским и А. А. Изотовым были определены, а в 1946 г. постановлением правительства СССР утверждены размеры референц-эллипсоида: $a = 6\,378\,245$ м, $b = 6\,356\,863$ м, $\alpha = (a - b)/a = 1/298,3$, где a и b — соответственно большая и малая полуоси эллипсоида, α — полярное сжатие. Центр референц-эллипсоида совмещают с центром масс Земли, а его малую полуось — с осью вращения Земли. Этому эллипсоиду присвоено имя Ф. Н. Красовского. Размеры эллипсоида Красовского довольно близко совпадают с размерами общеземного эллипсоида. Геодезические измерения, выполняемые на физической поверхности Земли, переносят на референц-эллипсоид, а затем на карты и планы.

Для научных и практических целей введены понятия — уровенная поверхность и геоид. Уровенной называют такую поверхность, точки которой имеют одинаковый потенциал силы тяжести. Эту поверхность еще называют эквипотенциальной. На всех точках уровенной поверхности сила тяжести направлена по нормали к ней. Уровенных поверхностей можно провести бесконечное количество; но ту из них, которая совпадает со средней поверхностью Мирового океана, находящегося в спокойном состоянии, продолжена под материками, по предложению в 1873 г. немецкого ученого Листинга, называют основной уровенной поверхностью, а тело, ограниченное этой поверхностью, — геоидом. У нас в стране принято, что основная уровенная поверхность проходит через начальную точку отсчета высот — нуль Кронштадского футштока, который совпадает со средним уровнем Балтийского моря.

Поверхность геоида сложна из-за неравномерного распределения масс внутри Земли, поэтому тоже не поддается математическому описанию. В связи с этим М. С. Молоденским предложена вспомогательная поверхность — квазигеоид, которую можно определить без учета гипотез о строении Земли.

§ 3. СИСТЕМЫ КООРДИНАТ

Положение точек на физической поверхности Земли определяется системой координат. Координаты — это угловые и линейные величины, определяющие положение точек на поверхности Земли или в пространстве. В геодезии применяются различные системы. Рассмотрим некоторые из них.

Геодезические координаты — это геодезическая широта (B), геодезическая долгота (L) и геодезическая высота (H).

Координатными плоскостями, относительно которых определяют положение точек, являются плоскость экватора земного эллипсоида и плоскость начального меридиана. Плоскость экватора проходит через центр эллипсоида перпендикулярно к его оси вращения. Плоскость, проходящая через отвесную линию и параллельно оси вращения Земли, называется плоскостью геодезического меридиана. Меридианом называют линию на поверхности Земли, проходящую через оба полюса, все точки которой имеют одинаковую долготу. Они образуются пересечением плоскостей меридианов земной поверхности. Плоскость начального меридиана проходит через начальный (Гринвичский) меридиан, параллельно малой оси земного эллипсоида.

Геодезической широтой называют угол, образованный нормалью к поверхности земного эллипсоида в данной точке и плоскостью его экватора. Широты, отсчитываемые от экватора к северу, называются северными и имеют знак плюс; широты, отсчитываемые от экватора к югу — южными, со знаком минус. По величине они могут быть от 0 до 90°.

Геодезическая долгота — двугранный угол между плоскостями геодезического меридиана данной точки M и начального геодезического меридиана. Долготы отсчитывают от начального меридиана в направлении с запада на восток от 0 до 360° или в обе стороны от 0 до 180° с указанием соответственно слова «восточная» или «западная».

Геодезической высотой точки M , расположенной на физической поверхности Земли, называется расстояние по нормали от этой точки до ее проекции на поверхности земного эллипсоида.

Геодезические координаты позволяют обрабатывать результаты геодезических измерений в единой для всей поверхности Земли системе координат.

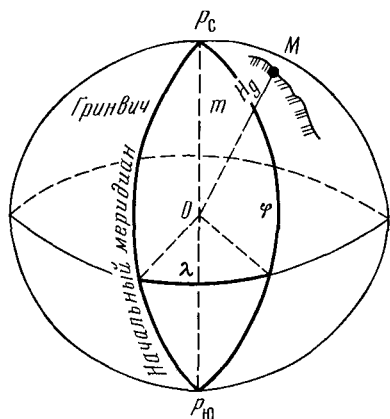
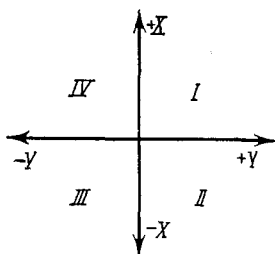


Рис. 1. Географические координаты

Рис. 2. Местная система координат



Астрономические координаты состоят также из трех величин, называемых астрономической широтой (φ), астрономической долготой (λ) и ортометрической высотой (H_g).

Астрономическая широта — угол, образованный отвесной линией в данной точке и плоскостью, перпендикулярной к оси вращения Земли. Она определяется из астрономических наблюдений и может быть равна от 0 до 90°. Для точек северного полушария широты называются северными, или положительными и для южного — южными, или отрицательными.

Астрономическая долгота — двугранный угол между плоскостями астрономического меридиана данной точки и начального астрономического меридиана. За начальный здесь также принят Гринвичский меридиан, от которого счет долгот ведется как и в геодезических координатах.

Ортометрическая высота — высота точки над поверхностью геоида. Она может быть вычислена только при знании строения земной коры.

Географические координаты (рис. 1) — обобщенное понятие об астрономических и геодезических координатах, когда отклонения отвесных линий не учитывают. Такие координаты применяются при составлении географических карт, а также и в инженерно-геодезических работах.

Система прямоугольных пространственных координат характерна тем, что ее начало расположено в центре земного эллипсоида, а оси X и Y — в плоскости экватора, при этом X — плоскости начального меридиана, а Y — перпендикулярна к ней. Ось Z проходит вдоль полярной оси. Применяется эта система для определения мест положения объектов специального назначения (космических аппаратов, ракет и др.), в инженерной геодезии эти координаты распространения не получили.

Местная система прямоугольных координат (рис. 2) — состоит из двух взаимно перпендикулярных прямых — оси абсцисс X и оси ординат Y , которые делят плоскость на четверти. Применяется в инженерной геодезии при съемке небольших участков поверхности Земли. Уровенная поверхность принимается здесь за горизонтальную плоскость, перпендикулярную к отвесной линии, проходящей через начало координат. Направление оси абсцисс обычно принимают на север, а в строительстве чаще — по направлению главных осей строящегося предприятия. Направлениям осей приписывают знаки «+» и «-».

§ 4. СИСТЕМА КООРДИНАТ ГАУССА

Геодезические координаты могут быть распространены на всю поверхность эллипсоида. В этом их большое достоинство. Однако их применение в массовых геодезических работах затруднительно, поскольку оно связано со сложными и громоздкими вычислениями даже для малых расстояний. Поэтому эти координаты применяют только при мелкомасштабном картографировании.

Широкое распространение и международное признание получила проекция, разработанная Гауссом в 1825—1830 гг., после вывода в 1912 г. Крюгером рабочих формул, удобных для вычислений. В нашей стране эта система — плоских прямоугольных координат — введена в 1928 г. Сущность ее состоит в том, что земной эллипсоид разбивают меридианами на сферические двуугольники — зоны. Затем каждую зону проектируют на внутреннюю боковую поверхность цилиндра, развернув который, получают проекцию поверхности Земли. Но поскольку поверхность эллипсоида имеет двоякую кривизну, то при изображении ее на плоскости неизбежны искажения. Существует несколько способов проектирования поверхности: при помощи равноугольных, равновеликих, произвольных и других проекций. Наиболее удобными оказались равноугольные проекции, в которых сохраняется равенство углов, а также форма и подобие изображаемых фигур, но искажаются длины линий.

Равенство углов приводит к тому, что при проектировании на плоскость малых участков поверхностей искажения длин линий в каждой точке одинаковы по всем направлениям, масштаб изображения постоянен для всей площади, а само изображение — подобно исходному.

Земной эллипсоид, в системе плоских прямоугольных координат Гаусса, разделяется на координатные зоны меридианами с постоянной разностью долгот. Средний меридиан зоны называется осевым, а крайние меридианы — граничными. Осевой меридиан изображается прямой линией без искажения и принима-

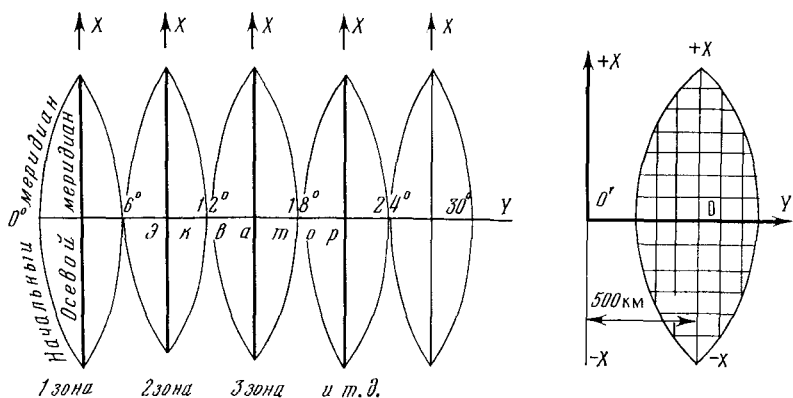


Рис. 3. Система прямоугольных координат Гаусса

ется за ось абсцисс (X), а за ось ординат (Y) — экватор. Началом координат считается точка пересечения осевого меридиана с экватором. Каждая зона имеет свою систему координат и положение любой точки в ней определяется расстояниями от экватора и от осевого меридиана (рис. 3).

Искажения длин линий в зоне увеличиваются по мере удаления от осевого меридиана и определяются по формуле $\Delta S/S = Y^2/2R^2$, где $\Delta S = d - S$; d , S — соответственно длина линии на плоскости и на сфере; ΔS — редукция расстояния; Y — расстояние от осевого меридиана зоны.

В нашей стране ширина зоны принята 6 и 3°. При составлении карт в масштабах 1 : 10 000 и мельче применяют шестиградусные зоны, а 1 : 5000 и крупнее — трехградусные. За крайний меридиан первой зоны принимается гринвичский и счет зон ведется на восток. Зоны нумеруются арабскими цифрами.

Поскольку территория СССР расположена к северу от экватора, то абсциссы точек местности для нашей страны величины всегда положительные. Чтобы избежать отрицательных значений ординат, начало координат принимают равным +500 км. Такие ординаты называют преобразованными. Впереди ординаты указывают номер зоны. Так например, если в 12 зоне точка A расположена к западу от осевого меридиана на расстоянии 57 235 м, а точка B — на 57 235 м восточнее, то преобразованные ординаты этих точек будут соответственно равны $Y_A = 500\,000 - 57\,235 = 442\,765$ м, а $Y_B = 500\,000 + 57\,235 = 557\,235$ м, и учитывая, что точки расположены в 12 зоне, то ординаты записываются в виде $Y_A = 12\,442\,765$ и $Y_B = 12\,557\,235$. Абсциссы точек положительны, поэтому они остаются без изменений.

Относительная величина редукции расстояния на границе 6° зоны у экватора составляет $1:800$, в средних широтах $1:1600$ и около полюсов — $1:6000$.

§ 5. СИСТЕМЫ ВЫСОТ

Высота точки физической поверхности Земли над поверхностью геоида, квазигеоида или земного эллипсоида является третьей координатой в принятой системе координат. Знать ее необходимо при решении многих народнохозяйственных, оборонных и научно-исследовательских задач.

В системе геодезических координат применяется геодезическая высота H — высота точки над поверхностью земного эллипсоида. Она состоит из гипсометрической и геоидаальной высот. Гипсометрическая высота H_0 — это высота точки на поверхности Земли над геоидом (квазигеоидом). В зависимости от способа определения гипсометрическая высота имеет названия: ортометрическая H_g , нормальная H_γ и динамическая высота H_d . Геоидаальная часть ξ геодезической высоты — это высота геоида (квазигеоида) над земным эллипсоидом; ее еще называют аномалией высоты (рис. 4).

Гипсометрическая высота определяет рельеф физической поверхности Земли над поверхностью геоида (квазигеоида), а геоидаальная часть характеризует рельеф самого геоида (квазигеоида), его отклонение от поверхности земного эллипсоида. В связи с этим формула для определения геодезической высоты имеет вид

$$H = H_0 + \xi.$$

Гипсометрическая высота меняется довольно резко и имеет максимальную амплитуду порядка $18\text{--}20$ км, в то время как

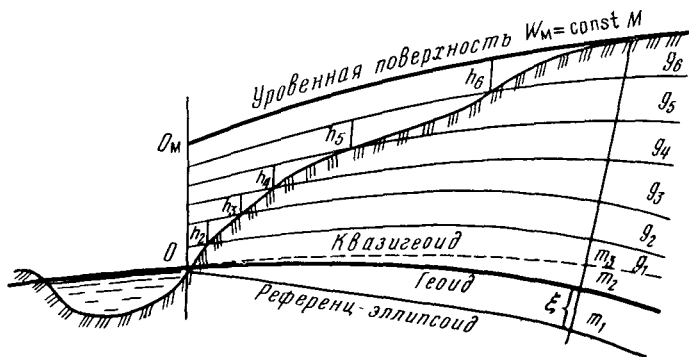


Рис. 4. Геометрия высот:

Mm_1 — геодезическая высота; Mm_2 — ортометрическая высота; Mm_3 — нормальная высота

аномалия высоты меняется плавно с максимальным отклонением до 200 м.

Ортометрическая высота — высота точки над поверхностью геоида, вычисляется по формуле

$$H_{g_m} = \frac{1}{g_m} \int_0^M g dh = \frac{W_0 - W_M}{g_m},$$

где W_0 — потенциал на поверхности геоида; W_M — потенциал точки M ; g_m — среднее значение силы тяжести Земли по пути нивелирования; g — значение силы тяжести Земли в пунктах нивелирного хода; dh — элементарное превышение.

Ортометрическая высота может быть определена с высокой точностью, но для этого требуется достоверное значение строения земной коры, что ограничивает ее применение.

Нормальная высота — расстояние по нормали от точки на физической поверхности Земли до ее проекции на поверхность квазигеоида. Предложена С. М. Молоденским. Ее достоинство состоит в том, что вычисляется она без знания строения земной коры, по формуле

$$H_{\gamma_M} = \frac{1}{\gamma_m} \int_0^M g dh,$$

где γ_m — среднее значение силы тяжести, вычисляемое для средней высоты H_M точки M .

Нормальные высоты на морях и океанах совпадают с ортометрическими, в равнинной местности расхождения между ними могут достигать нескольких сантиметров, а в горных районах — до 2—3 м. Нормальные и ортометрические высоты, а следовательно и соответствующие им горизонтالي строго не отражают уровенные поверхности. Это относится и к точкам с равными отметками высот, но находящимся на разных параллелях, они также не лежат на одной уровенной поверхности, что видно из рис. 4. Нормальные высоты используют при составлении топографических карт, поэтому при проектировании и строительстве зон затопления, водохранилищ или каналов большой протяженности необходимо учитывать недостаток нормальных высот.

Динамические высоты используют при проектировании и строительстве водоемов большой протяженности, поскольку в этих случаях необходимо иметь равные отметки на их поверхности. Вычисляются они по формуле

$$H_d = \frac{1}{\gamma_\varphi} \int_0^M g dh,$$

где γ_φ — нормальная сила тяжести, вычисляемая обычно для широты $\varphi = 45^\circ$.

Динамические высоты точек для одной и той же уровенной поверхности, независимо от географической широты их расположения — одинаковы. Нормальную силу тяжести рекомендуется определять по средней широте строящегося объекта. В этом случае динамические высоты не сильно отличаются от нормальных и ортометрических высот, что можно проследить из формулы

$$H_d - H_\gamma = \frac{\gamma_m - \gamma_\phi}{\gamma_\phi} H_\gamma.$$

Если принять $\gamma_m - \gamma_\phi = 0,7$ см/с², $H_\gamma = 3$ км и $\gamma_\phi = 980$ см/с², то получим $H_d - H_\gamma = 2,14$ м.

Динамические высоты применяются для решения инженерных задач в ограниченных по размерам районах.

В инженерной геодезии наибольшее применение получили абсолютная и относительная (условная) системы высот. Абсолютная высота отсчитывается от среднего уровня Балтийского моря. За начало высот принят нуль Кронштадтского футштока (рейки), установленного на устое моста через Обводной канал. Наблюдения за уровнем моря ведутся с 1840 г. Эта система высот еще называется Балтийской.

В практике геодезических работ часто высоту точек поверхности Земли определяют не от Кронштадтского футштока, а от некоторой произвольно взятой уровенной поверхности, условно принятой за нулевую. Такая система высот называется условной или относительной. При необходимости эту систему можно легко перевести в Балтийскую.

§ 6. ОРИЕНТИРОВАНИЕ ЛИНИЙ

При проектировании и строительстве и особенно при выносе проекта в натуру необходимо правильно ориентировать разбивочные оси строящихся объектов относительно стран света, в том числе трасс линейных сооружений.

О р и е н т и р о в а н и е — определение направления линии относительно меридиана, которое осуществляется при помощи углов, называемых азимутами, румбами и дирекционными углами.

В инженерной геодезии ориентирование линий ведут относительно географического, магнитного или осевого меридиана. В некоторых случаях ориентирование осуществляют от астрономического (истинного) меридиана, положение которого определяется из астрономических наблюдений или при помощи гироскопических приборов (гиротеодолита, гирокомпас).

При определении ориентирных углов и взаимосвязи между ними необходимо знание величин магнитного склонения и сближения меридианов.

Магнитное склонение δ — это горизонтальный угол между географическим меридианом и направлением магнитной стрелки (магнитным меридианом) в данной точке поверхности Земли. Склонение может быть восточное (положительное) и западное (отрицательное). В разных точках Земли оно различно и на территории СССР колеблется от 0° в районе Калининграда до 20° — в районе Нарьян-Мара. Магнитное склонение подвержено суточным, годовым и вековым колебаниям, а также воздействию магнитных бурь. Точки схождения магнитных силовых линий называются магнитными полюсами, которые находятся внутри Земли и не совпадают с географическими полюсами. Прямая, соединяющая магнитные полюса, не совпадает с осью вращения Земли примерно на $11,5^\circ$ и не проходит через ее центр. На топографических картах под южной кромкой листа указывают среднее магнитное склонение в данном районе и величину его изменения за год. Но имеются районы, называемые аномальными, где вообще нельзя пользоваться показаниями магнитной стрелки.

Сближение меридианов γ — угол в данной точке между ее меридианом и линией, параллельной оси абсцисс или осевому меридиану.

На топографических картах, составленных в системе координат Гаусса, сближение меридианов определяется горизонтальным углом между направлением меридиана в данной точке и линией, параллельной осевому меридиану зоны. Математически это выразится формулой

$$\gamma = (\lambda - \lambda_0) \sin \varphi, \quad (a)$$

где λ — географическая долгота точки; λ_0 — долгота осевого меридиана зоны; φ — географическая широта точки.

Из формулы (a) следует, что на экваторе сближение меридианов равно нулю, а на полюсе $\gamma = \Delta\lambda = \lambda - \lambda_0$.

При выполнении геодезических работ на ограниченной площади сближение меридианов не учитывают.

Азимут A называют двугранный угол, отсчитываемый по ходу часовой стрелки от северного направления плоскости меридиана точки наблюдения до вертикальной плоскости, проходящей через эту точку и заданное направление. Азимуты могут иметь значения от 0 до 360° . В зависимости от исходного меридиана азимут может быть астрономическим (истинным), геодезическим, географическим или магнитным.

В геодезической практике обычно пользуются магнитным азимутом A_m , который отсчитывается от магнитного меридиана. Направление магнитного меридиана определяется по магнитной стрелке компаса, буссоли или гониометра.

Астрономический и магнитный азимуты связаны зависимостью $A = A_m + \delta$, с учетом знака магнитного склонения.

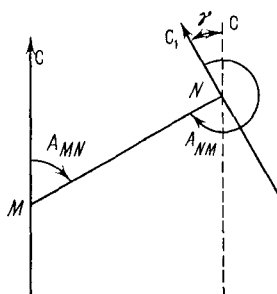


Рис. 5. Прямой и обратный азимуты

Азимуты могут быть прямые и обратные. Азимут линии MN — прямой, NM — обратный (рис. 5). Соотношение между прямым и обратным азимутом выражается формулой

$$A_{обр} = A + 180^\circ + \gamma.$$

Румб r — острый горизонтальный угол, отсчитываемый от ближайшего меридиана до заданного направления линии. По величине румбы могут быть равны от 0 до 90° . Название румба зависит от исходного меридиана, так же как и азимутов. При обозначении румбов

перед градусной величиной указывают соответствующую четверть — СВ, ЮВ, ЮЗ, СЗ. Так, например, $r_1 = \text{СВ}: 37^\circ 20'$, $r_4 = \text{СЗ}: 39^\circ 17'$ и т. д. Румбы могут быть прямыми и обратными. Связь между азимутами и румбами показана на рис. 6.

Дирекционный угол α — горизонтальный угол, отсчитываемый по ходу часовой стрелки от северного направления осевого меридиана или линии, параллельной ему, до направления заданной линии, в пределах от 0 до 360° .

В зависимости от системы поверхностных координат или проекции земного эллипсоида на плоскость дирекционный угол может быть геодезическим, астрономическим, гауссовым.

Различают прямые и обратные дирекционные углы, связь между которыми выражается формулой

$$\alpha_{обр} = \alpha_{пр} \pm 180^\circ.$$

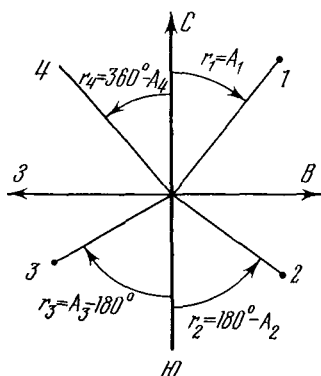


Рис. 6. Румбы и азимуты

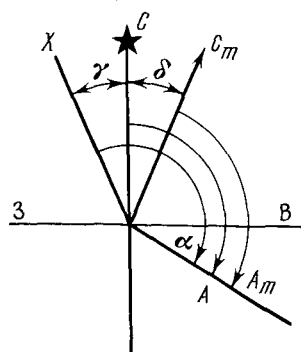


Рис. 7. Ориентирующие углы

Для геодезических расчетов требуется знание связи между ориентирующими углами. Эта связь зависит от взаимного расположения меридианов и величин магнитного склонения и сближения меридианов. Согласно рис. 7, расчетные формулы будут иметь вид:

$$A = \alpha - \gamma; \quad \alpha = A_m + \delta + \gamma; \quad A_m = A - \delta; \quad \alpha = A + \gamma.$$

Глава 2

ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ КАРТЫ И ПЛАНЫ

§ 7. МАСШТАБЫ ТОПОГРАФИЧЕСКИХ КАРТ И ПЛАНОВ. ТОЧНОСТЬ МАСШТАБА

Планы и карты представляют собой чертежи, на которых местность изображена в определенном уменьшении.

На картах изображают обычно поверхность всей Земли или больших ее частей. В связи с тем, что сферическую поверхность Земли нельзя изобразить на плоскости без искажений, карта представляет собой не подобное, а более или менее искаженное изображение земной поверхности. Для уменьшения искажения при построении карт используют различные картографические проекции. Чертеж, на котором приведено уменьшенное, обобщенное, построенное в картографической проекции изображение поверхности Земли, называется **картой**.

На планах обычно изображают небольшие участки земной поверхности, на которых поверхность сфероида практически совпадает с горизонтальной плоскостью. Вследствие этого элементы земной поверхности переносятся на план путем простого уменьшения. Чертеж, на котором в уменьшенном, подобном виде изображена горизонтальная проекция небольшого участка земной поверхности, называется **планом**.

Степень уменьшения горизонтальных проекций линий местности при изображении их на карте или плане называется **масштабом**. Масштабы планов и карты могут быть выражены численно или представлены графически. Численный масштаб записывается в виде дроби, в числителе которой стоит единица. Так, например, численный масштаб 1/1000 или 1 : 1000 показывает, что все горизонтальные проекции линий местности при переносе их на план уменьшены в 1000 раз, т. е. отрезок в 1 см на плане соответствует на местности расстоянию в 1000 см = 10 м. При сравнении двух численных масштабов крупнее является тот, у которого знаменатель меньше. Так, масштаб 1 : 2000 крупнее масштаба 1 : 5000, а масштаб 1 : 5000 мельче масштаба 1 : 2000.

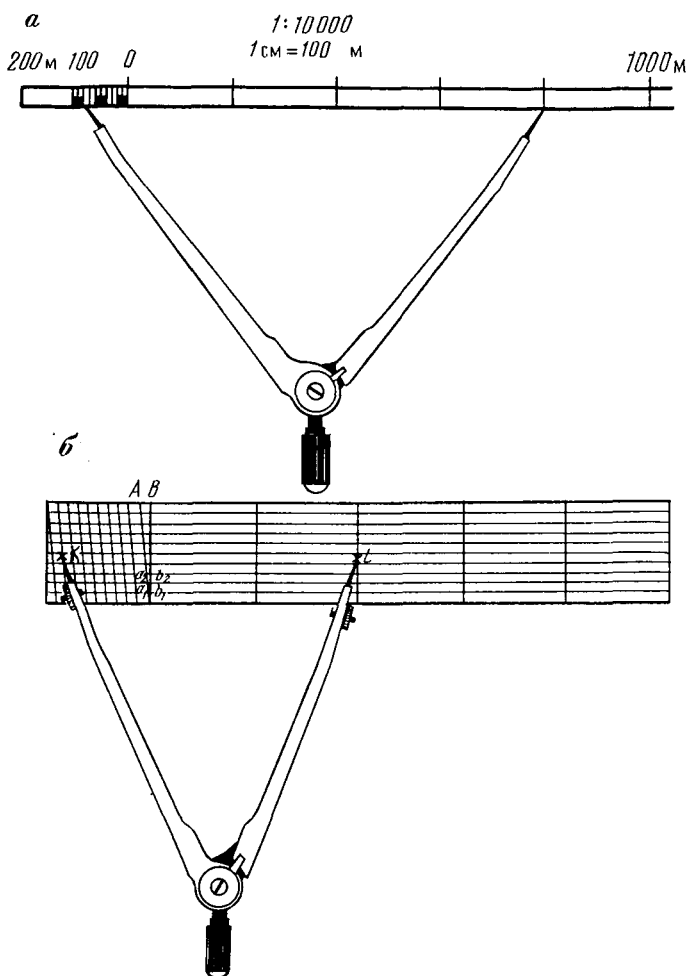


Рис. 8. Масштабы:
а — линейный; б — поперечный

При проектировании инженерных сооружений используют планы и карты масштабов $1:500 \div 1:25\,000$. Карты более мелких масштабов используют для составления схем комплексного использования водных, лесных, земельных ресурсов.

Масштабы, представленные в виде графика (графические масштабы), подразделяются на линейные и поперечные. Численный и линейный масштабы указываются под южной рамкой листа топографической карты или плана.

Линейный масштаб — это графический масштаб в виде отрезка прямой, разделенного на равные части с подписанными

значениями соответствующих им расстояний на местности (рис. 8, а).

На рис. 8, а на прямой линии отложены одинаковые отрезки, один отрезок (основание масштаба) равен 2 см. Отрезок слева от нуля разделен на более мелкие части, доли этих мелких частей оценивают на глаз. Горизонтальная проекция длины на карте масштаба 1:10 000, измеренная с помощью линейного масштаба и измерителя (см. рис. 8, а) складывается из четырех оснований вправо от нуля, семи малых делений, каждое из которых соответствует на местности 10 м, и отрезка, оцениваемого на глаз, т. е. $AB = 200 \text{ м} \times 4 + 10 \text{ м} \times 7 + 5 \text{ м} = 875 \text{ м}$.

Линейный масштаб нередко не позволяет проводить измерения по карте с требуемой точностью. С целью повышения точности измерений пользуются поперечным масштабом. Поперечный масштаб — это графический масштаб в виде номограммы, построение которой основано на пропорциональности отрезков параллельных прямых, пересекающих стороны угла (рис. 8, б). На нижней горизонтальной линии поперечного масштаба отложены одинаковые деления, равные 2 см, называемые основаниями масштаба. Из концов оснований на нижней линии восставлены перпендикуляры. Над нижней линией параллельно ей проведено 10 линий на равных расстояниях друг от друга. Первые слева основания на нижней и верхней линиях разделены на 10 равных частей, поэтому малые деления на левых основаниях равны 2 мм. Концы малых делений на левых основаниях соединены наклонными линиями, как показано на рис. 8, б.

При таком построении номограммы $a_1b_1 = 0,1 \times AB = 0,2 \text{ мм}$; $a_2b_2 = 0,2 \times AB = 0,4 \text{ мм}$ и т. д.

Поперечный масштаб, основание которого разделено на 10 частей, а наименьшее деление равно $\frac{1}{100}$ части его основания, называют сотенным; если основание поперечного масштаба равно 2 см, то его называют нормальным.

Прежде чем пользоваться поперечным масштабом, необходимо рассчитать его основные элементы применительно к заданному численному масштабу, т. е. определить, скольким метрам на местности соответствует основание поперечного масштаба, малое деление, отрезки a_1b_1 ; a_2b_2 и т. д.

Так, для масштаба 1:5000 основание поперечного масштаба равно 100 м, малое деление 10 м, отрезки между наклонной линией и ближайшей вертикалью 1 м, 2 м, ..., 9 м, 10 м. Расстояние $KL = 284,5 \text{ м}$, измеренное при помощи поперечного масштаба и измерителя, показано на рис. 8, б. Металлическая линейка с нанесенным на ней поперечным масштабом (масштабная линейка) используется как при измерении расстояний по карте, так и при составлении планов для откладывания отрез-

ков на бумаге. Чаще всего на металлической линейке гравирован нормальный сотенный поперечный масштаб.

При измерениях по карте и при откладывании расстояний на бумаге при составлении планов большое значение имеет понятие о точности масштаба. На карте невооруженным глазом человек различает минимальный отрезок длиной не менее 0,1 мм. Такой диаметр имеет укол иглы измерителя; отрезок длиной 0,1 мм характеризует графическую точность при измерениях на карте и откладывании расстояний на бумаге. Однако уколу иглы измерителя на карте (0,1 мм) соответствует на местности определенное горизонтальное расстояние, величина которого зависит от масштаба карты.

Длина горизонтальной проекции линии местности, соответствующая 0,1 мм на карте данного масштаба, называется точностью масштаба. Так, точность масштаба 1 : 2000 равна 0,2 м, масштаба 1 : 5000 — 0,5 м, масштаба 1 : 10 000 — 1 м.

Понятие точности масштаба является необходимым для определения возможной точности измерения длин линий по картам или планам. Так, по карте масштаба 1 : 10 000 можно измерять длины линий с ошибкой не менее 1 м, если требуется измерять линии с ошибками меньшими 1 м следует пользоваться топографическим материалом более крупного масштаба. Понятие точности масштаба необходимо также для определения длины извилин контуров, подлежащих измерению на местности при составлении карт или планов. Так, исходя из понятия точности масштаба при составлении топографической карты в масштабе 1 : 10 000 нет смысла измерять на местности изгибы контуров длиной менее 1 м, так как они все равно не изобразятся на плане.

§ 8. НОМЕНКЛАТУРА ТОПОГРАФИЧЕСКИХ КАРТ И ПЛАНОВ

Топографические карты любого масштаба состоят из многих листов. Система взаимного расположения листов определяется принятой разграфкой. Система обозначений отдельных листов называется номенклатурой.

Основой разграфки и номенклатуры листов топографических карт всех масштабов являются карты масштаба 1 : 1 000 000. Разграфка листов карты масштаба 1 : 1 000 000 проводится следующим образом: поверхность земного шара условно делится параллелями, начиная от экватора (широта $\varphi = 0^\circ$) к северу и к югу через 4° и меридианами, начиная от меридиана с западной долготой $\lambda = 180^\circ$ от Гринвича через 6° . В результате условного деления параллелями образуются пояса (ряды), обозначаемые буквами латинского алфавита A, B, ..., Z от экватора к полюсам. В результате деления меридианами образуются колонны, они нумеруются арабскими цифрами 1, 2, ...,

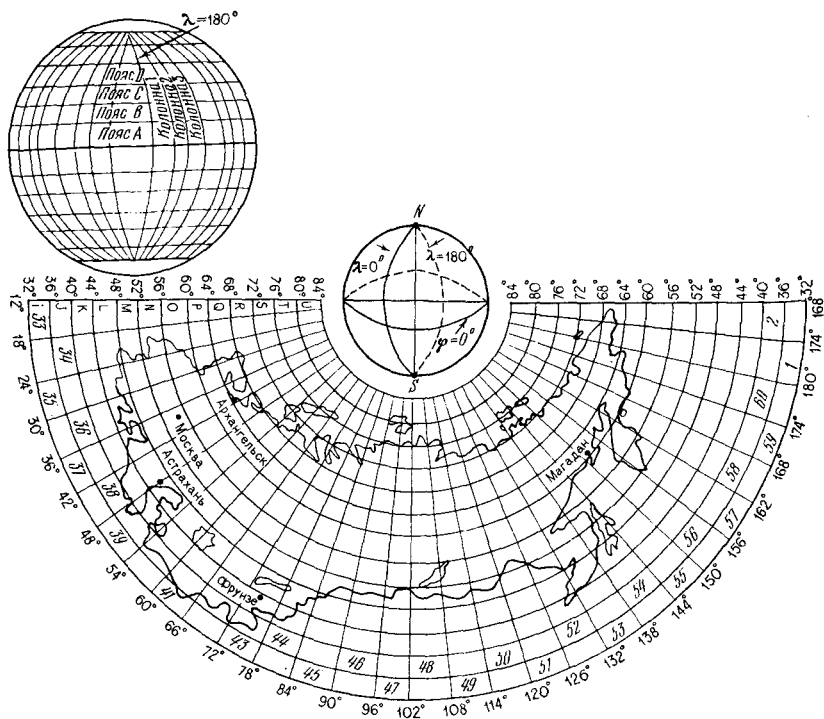


Рис. 9. Разграфка и номенклатура листов карт масштаба 1:1 000 000 для территории СССР

60 в направлении с запада на восток от меридиана с долготой $\lambda=180^\circ$ (рис. 9). Пересечение параллелей и меридианов образует сферические трапеции. Такая трапеция с размерами сторон по широте $\Delta\varphi=4^\circ$ и по долготе $\Delta\lambda=6^\circ$ представляет участок горизонтальной проекции, изображаемой на листе карты масштаба 1:1 000 000. Номенклатура листа карты масштаба 1:1 000 000 образуется из буквы пояса и номера колонны.

Как видно из рис. 9 лист карты масштаба 1:1 000 000, включающий Москву, имеет номенклатуру N-37, Фрунзе — K-43, Архангельск — Q-37. Зная номенклатуру листа карты, можно определить географические координаты углов рамки трапеции.

Разграфка листов карт масштабов 1:300 000 и 1:200 000 проводится путем деления каждого листа карты масштаба 1:1 000 000 меридианами соответственно на 9 и 36 частей, обозначаемых римскими цифрами. Номенклатура листов образуется путем присоединения к номенклатуре листа карты масштаба 1:1 000 000 соответствующей римской цифры слева для листов карт масштаба 1:300 000 и справа для листов карт масштаба 1:200 000.

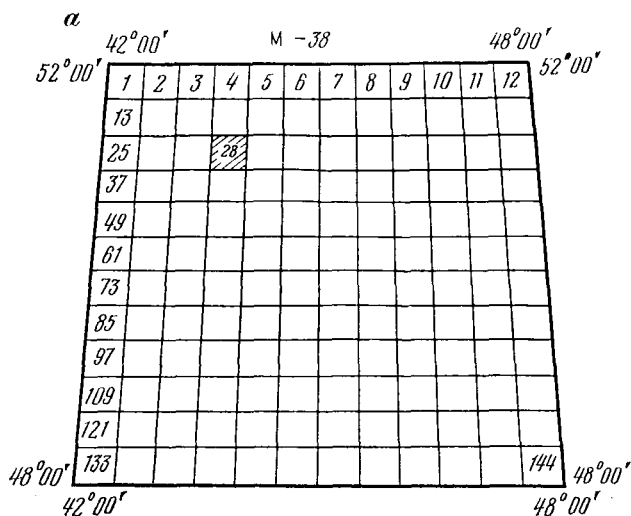


Рис. 10. Разграфка и обозначение листов карты:

а — масштаба 1 : 100 000; *б* — масштабов 1 : 50 000, 1 : 25 000, 1 : 10 000; *в* — масштаба 1 : 5 000

Разграфка листов карты масштаба 1 : 100 000 проводится путем деления каждого листа карты масштаба 1 : 1 000 000 параллелями и меридианами на 144 части (рис. 10, *а*).

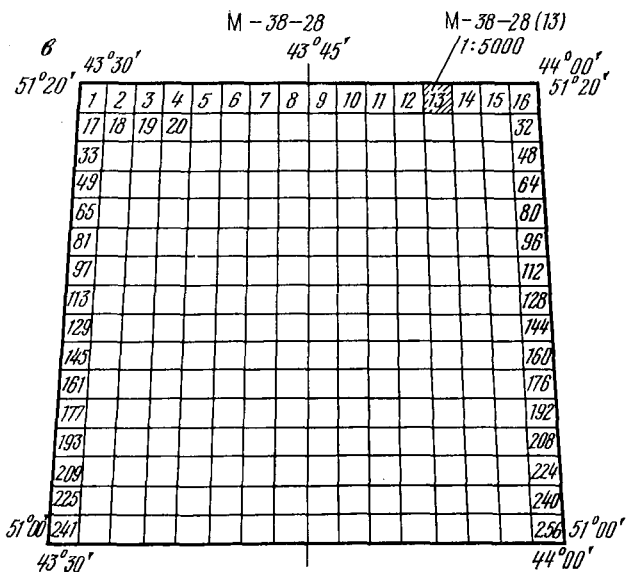
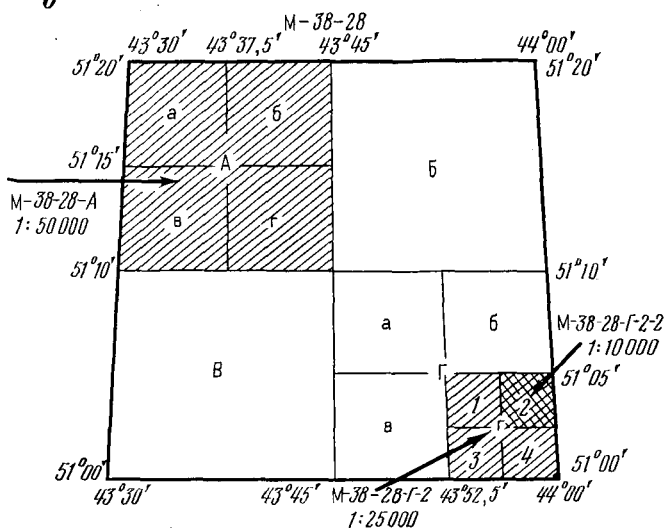
Номенклатура листов карты масштаба 1 : 100 000 состоит из номенклатуры соответствующего листа масштаба 1 : 1 000 000 и номера от 1 до 144. На рис. 10, *а* заштрихованный лист карты масштаба 1 : 100 000 имеет номенклатуру М-38-28.

Листы карты масштаба 1 : 50 000 получают делением листов карты масштаба 1 : 100 000 на 4 части и обозначают буквами А, Б, В, Г. Их номенклатура получается путем присоединения к номенклатуре листа карты масштаба 1 : 100 000 одной из этих букв.

Заштрихованный (слева вверху) на рис. 10, *б* лист масштаба 1 : 50 000 имеет номенклатуру М-38-28-А. Делением листа карты масштаба 1 : 50 000 на 4 части получают листы карты масштаба 1 : 25 000, обозначаемые буквами а, б, в, г. На рис. 10, *б* штриховкой (внизу справа) показан лист масштаба 1 : 25 000 с номенклатурой М-38-28-Г-г. Делением листа карты масштаба 1 : 25 000 на 4 части, обозначаемые арабскими цифрами 1, 2, 3, 4, получают листы карты масштаба 1 : 10 000. На рис. 10, *б* двойной штриховкой показан лист масштаба 1 : 10 000, имеющий номенклатуру М-38-28-Г-г-2.

Разграфку листов плана масштаба 1 : 5000 проводят путем деления листов карты масштаба 1 : 100 000 на 256 частей с обозначением арабскими цифрами 1, 2, ..., 256. Номенклатура их

6



образуется путем присоединения к номенклатуре соответствующего листа масштаба $1:100\,000$ номера в скобках. Так, заштрихованный на рис. 10, в лист плана масштаба $1:5000$ имеет номенклатуру $M-38-28 (13)$.

Листы масштаба 1:5000 делятся на 9 частей, обозначаемых а, б, в, г, д, е, ж, з, и. Номенклатура листа масштаба 1:2000 образуется присоединением соответствующей буквы к номенклатуре листа 1:5000. Например, М-38-28 (13-и).

Номенклатура листа подписывается над северной рамкой листа карты, а номенклатура соседних листов — в разрывах четырех рамок, образующих лист карты.

Понятие о номенклатуре топографических карт и планов необходимо для инженеров, занимающихся проектированием инженерных систем и сооружений.

Номенклатура и разграфка советских топографических карт и планов дает возможность быстро подбирать карты нужного масштаба на район проектирования по географическим координатам, определять номенклатуру соседних листов.

§ 9. ИЗОБРАЖЕНИЕ РЕЛЬЕФА НА ТОПОГРАФИЧЕСКИХ КАРТАХ И ПЛАНАХ

Под рельефом местности понимают совокупность неровностей земной поверхности. Рельеф местности оказывает большое влияние на строительство инженерных объектов на поверхности Земли, поэтому его необходимо учитывать при проектировании инженерных сооружений. Кроме того, для правильной эксплуатации построенных инженерных сооружений требуется постоянный учет изменений рельефа местности. Большое влияние оказывает рельеф на строительство автомобильных дорог, мостов, тоннелей, аэродромов, гидромелиоративных систем и гидротехнических сооружений. Рельеф часто определяет вид осушительных и оросительных мелиораций.

Все кажущиеся многообразия форм рельефа можно разделить на пять основных форм (рис. 11, а):

1. **Гора** — конусообразное возвышение земной поверхности. При высоте горы менее 200 м ее называют холмом. Самая высокая точка горы — вершина, боковые поверхности горы — скаты заканчиваются снизу подошвой.
2. **Котловина** — замкнутое углубление земной поверхности. Самая низкая точка котловины — дно. Боковая поверхность котловины также состоит из скатов, сверху скаты котловины заканчиваются бровкой. Небольшие котловины, имеющие незначительную глубину и плоское дно, называют **блюдцами** или **западинами**.
3. **Хребет** — вытянутая возвышенность земной поверхности, постепенно понижающаяся в одном направлении. Линия вдоль хребта, проходящая по самым высоким точкам, образует **водораздел**.
4. **Лощина** — вытянутое углубление земной поверхности, постепенно понижающееся в одном направлении. Линия вдоль ло-

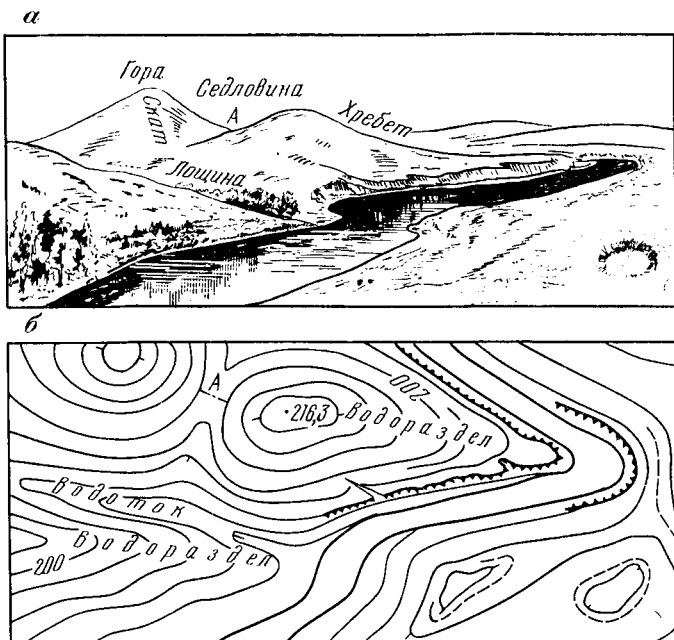


Рис. 11. Основные формы рельефа (а) и изображение горизонталями основных форм рельефа (б)

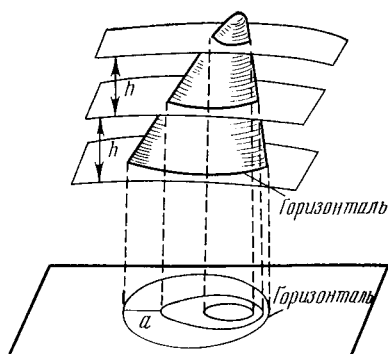


Рис. 12. Схема изображения рельефа горизонталями

щины, проходящая по самым низким точкам, образует водоток или тальвег. Разновидностями лощины являются овраг (узкая лощина с обнаженными скатами), долина (широкая с задернованными скатами), балка (заросший травой и кустарником овраг), промоина (узкий овраг, образующийся стекающей с гор водой).

5. Седловина — пониженная часть местности между двумя соседними возвышенностями. Седловины в горной местности называют перевалами.

Традиционным представлением рельефа на топографических картах и планах является его изображение горизонталями. Этот способ нагляден, дает однозначное пространственное представление о рельефе местности, позволяет быстро и несложно получать количественные характеристики рельефа (высоты точек, направления скатов, крутизну скатов и т. д.) и решать различные инженерные задачи (построение профиля по заданному направлению, определение видимости между точками, проектирование линии с заданным уклоном и др.).

Если мысленно рассечь физическую поверхность Земли урочными поверхностями, равноотстоящими друг от друга, то следом на поверхности участка местности будет замкнутая кривая, все точки которой имеют одинаковую высоту над уровнем моря (рис. 12).

Линия, все точки которой имеют одинаковые высоты, называется горизонталью. На местности береговые линии (границы воды и суши) прудов, озер представляют собой горизонтали.

Спроектировав горизонтали на поверхность эллипсоида (для изображения их на карте) или на плоскость (для изображения их на плане) и уменьшив проекцию до масштаба карты или плана, получим изображение рельефа горизонтали.

Расстояние h по отвесной линии между двумя смежными секущими урочными поверхностями при изображении рельефа горизонтали называется высотой сечения рельефа. Высоту сечения можно также определить как разность высот двух соседних основных горизонталей на карте. Высота сечения рельефа зависит от масштаба карты или плана, от сложности рельефа местности и характеризуется одной из стандартных величин, указанных в табл. 1.

На одном листе топографической карты или плана величина высоты сечения рельефа постоянна.

Иногда подробности рельефа не могут быть выражены в полной мере основными горизонталями. В таких случаях применяются полугоризонтали, проведенные через половину основного сечения рельефа, и вспомогательные горизонтали, проведенные на необходимой для точного изображения рельефа высоте. На планах такие горизонтали изображаются пунктирными линиями. Горизонтали и полугоризонтали изображают на плане светло-коричневым цветом.

Для большей наглядности и лучшей читаемости рельефа каждая пятая (начиная от 0) горизонталь утолщается.

Изображение рельефа горизонталями дополняется абсолютными высотами характерных точек местности и относительными высотами обрывов, уступов, террас и других элементов рельефа. Относительные высоты на карте отсчитываются от подошвы и бровок соответствующих форм рельефа.

Таблица 1

Рельеф местности	Угол наклона местности	Высота сечения h (м) для масштабов		
		1 : 1000 1 : 2000	1 : 5000	1 : 10 000
Равнинный	2°	0,5	0,5; 1,0	1,0; 2,0
Всхолмленный	4	0,5; 1,0	1,0	2,5
Пересеченный	6	1,0	2,0; 5,0	2,5
Горный и предгорный		1,0; 2,0	2,0; 2,5 5,0	2,5; 5,0

На рис. 11, б показано изображение горизонталями основных форм рельефа.

Для того, чтобы отличить изображение горизонталями горы от котловины, хребта от лощины, от горизонталей в сторону понижения ската проводят черточки — *б е р г ш т р и х и*.

Высоты горизонталей подписывают в разрыве горизонталей таким образом, чтобы верх подписанных цифр располагался в сторону повышения ската; высоты основных горизонталей всегда кратны высоте сечения рельефа.

Горизонтальное расстояние между двумя смежными горизонталями называется *з а л о ж е н и е м* a (см. рис. 12).

При проектировании каналов, дорог, трубопроводов необходимо иметь точное представление о крутизне скатов местности. Крутизна линии AB местности характеризуется углом в вертикальной плоскости, который образует эта линия с горизонтальной плоскостью. Если точки A и B линии расположены на горизонталях, то, как видно из рис. 13,

$$\operatorname{tg} v = \frac{h}{a}, \quad (2.1)$$

где h — высота сечения рельефа; a — заложение.

Например: заложение $a=40$ м, высота сечения рельефа $h=0,5$ м. Вычислим $\operatorname{tg} v=0,5 \text{ м}/40 \text{ м}=0,0125$ и угол наклона $v=0^{\circ}43'$.

Из формулы (2.1) следует, что при постоянной высоте сечения крутизна тем больше, чем меньше заложение. Между двумя точками кратчайшее заложение нормально к горизонталям, этому же направлению, как следует из формулы (2.1), соответствует максимальная крутизна. Заложение, нормальное к горизонталям, называется *з а л о ж е н и е м* ската, а крутизна по этому направлению — *к р у т и з н о й* ската.

Крутизна может выражаться уклоном i , под которым понимают тангенс угла наклона линии к горизонту, т. е.

$$i = \operatorname{tg} v = \frac{h}{a}. \quad (2.2)$$

Рис. 13. Крутизна ската

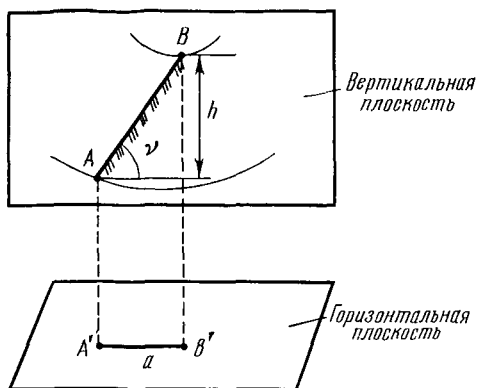
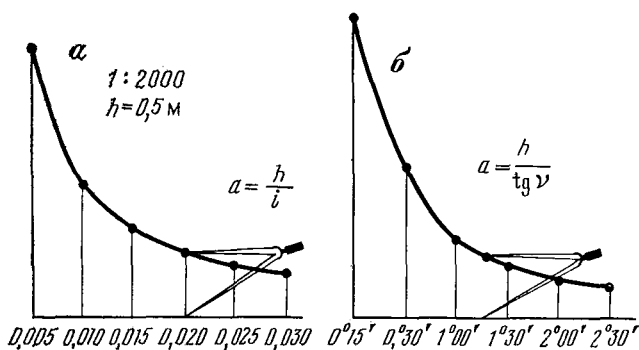


Рис. 14. Графики заложений:
а — для уклонов; б — для углов на-
клона



Уклон линии обычно выражают в процентах или промилях (тысячные доли единицы).

Так, для приведенного выше примера уклон

$$i = 0,0125 = 1,25 \text{ ‰} = 12,5 \text{ ‰}_0.$$

Кроме вычисления крутизны линий местности по формулам (2.1) и (2.2), ее можно определить по специальным графикам, называемым графиками заложения.

На рис. 14 приведены графики заложений для определения уклонов и углов наклона. На горизонтальных осях отложены заданные значения уклонов и углов наклона. На вертикальных — отложены заложения, вычисленные по формулам $a = h/i$ и $a = h/\text{tg } \nu$, следующим соответственно из выражений (2.1) и (2.2). Крутизну ската определяют с помощью графиков заложений следующим образом: в раствор измерителя берут заложение между точками на смежных горизонталях и прикладывают к графикам заложений.

§ 10. СОДЕРЖАНИЕ ТОПОГРАФИЧЕСКИХ КАРТ

Содержание топографических карт является достаточно полным, это позволяет использовать их для решения разнообразных инженерных задач. Внутренняя рамка, т. е. рамка, ограничивающая картографический материал, на топографических картах представляет собой трапецию, в ее углах подписаны географические координаты — широта и долгота. Между внешней (оформительской) и внутренней рамкой помещена, так называемая, минутная рамка, позволяющая определять географические координаты точек. На лист карты нанесена координатная сетка, линии которой параллельны осям координат, т. е. проекции осевого меридиана зоны и проекции экватора. Координатная сетка у входов линий подписана и позволяет определять прямоугольные координаты точек.

Над верхней рамкой листа карты указывают номенклатуру листа и название наиболее значительного населенного пункта, систему координат, в которой издана карта. Под нижней рамкой приводят данные о склонении магнитной стрелки и сближении меридианов, схему взаимного положения вертикальной линии сетки, истинного и магнитного меридианов, численный и линейный масштабы, график заложений, указан год издания карты.

На топографических картах и планах ситуация, местные предметы и некоторые элементы рельефа изображаются условными знаками.

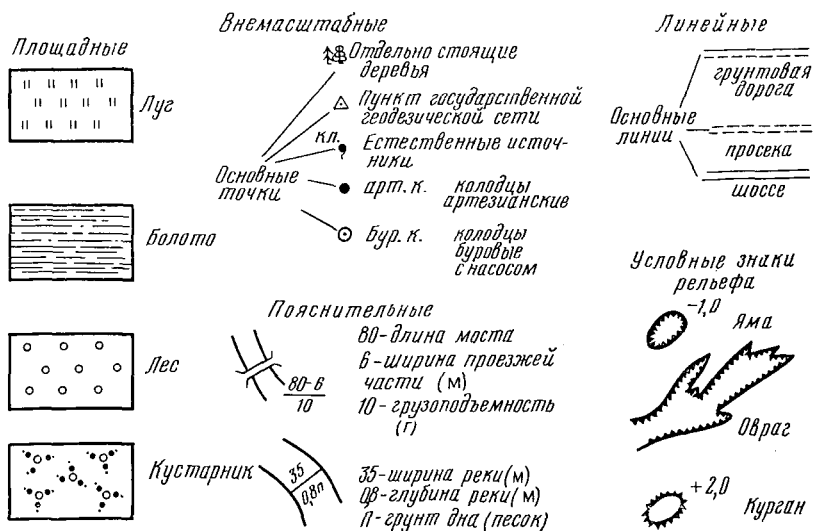


Рис. 15. Условные знаки

Для изображения объектов, занимающих на карте определенную площадь, выражающуюся в масштабе карты, используют площадные условные знаки; они состоят из граничной линии — контура и заполняющего контур условного знака (рис. 15).

Часто условные знаки занимают на плане больше места, чем соответствующий объект на местности, тогда используются немасштабные условные знаки.

Для изображения положения объектов, длина которых выражается в масштабе плана или карты, а ширина не выражается, используются линейные условные знаки.

Каждый немасштабный и линейный условные знаки имеют свою основную точку или линию, именно этими точками и линиями определяется положение объекта на местности.

Площадные, линейные и немасштабные условные знаки используются в сочетании с пояснительными.

Некоторые элементы и детали рельефа, не выражающиеся горизонталями, изображают условными знаками. Это — овраги, ямы, курганы и т. д. Условные знаки имеют некоторые различия для карт и планов различных масштабов.

Условные знаки являются обязательными для всех организаций при создании планов и карт.

§ 11. РЕШЕНИЕ ЗАДАЧ ПО КАРТЕ И ПЛАНУ С ГОРИЗОНТАЛЯМИ

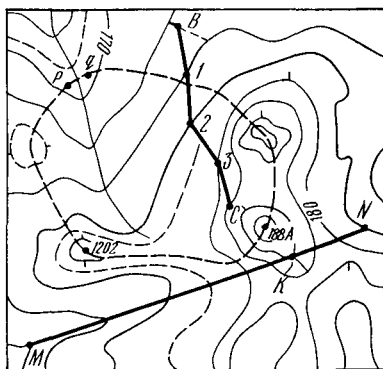
Решение некоторых задач по карте поясним примерами (рис. 16).

Определение высоты точки. Для определения высоты точки B при известной высоте сечения рельефа $h=2,5$ м следует сначала определить высоту ближайшей к точке B горизонтали. На рис. 16 эта высота составляет $H_r=172,5$ м. Проведя пунктиром через точку B направление ската, видим, что эта точка делит заложение по направлению ската в соотношении 1:4 от ближайшей горизонтали. Осуществляя линейную интерполяцию высот между горизонталями, определяем высоту точки B следующим образом:

$$H_B = H_r + \frac{h}{1+4} 1 = 172,5 \text{ м} + \frac{2,5 \text{ м}}{5} = 173,0 \text{ м}.$$

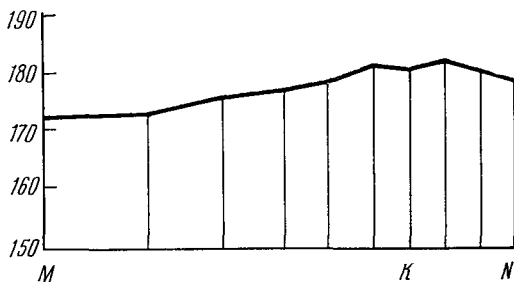
Построение профиля местности по заданному на карте направлению MN (рис. 17). Отложив на горизонтальной линии, называемой основанием профиля, отрезок MN и отметив точки пересечения ее горизонталями, на восстановленных в этих точках к основанию профиля перпендикулярах в принятом масштабе откладывают высоты этих горизонталей. Высоты характерных точек рельефа на линии MN

Рис. 16. Фрагмент листа карты масштаба 1 : 10 000



1:10000
Сечение рельефа через 2,5 м

Рис. 17. Профиль по линии MN



определяют интерполированием между соседними горизонталями по линии тальвега и водораздела. Так, высота характерной точки *К* определена интерполированием по линии, обозначенной пунктиром на рис. 16.

Для наглядности профиля принято вертикальный масштаб брать крупнее горизонтального в 10 раз; все высоты откладывают от принятого условного горизонта и соединяют ломаной линией. В рассматриваемом примере принят вертикальный масштаб 1 : 1000 и условный горизонт $H_{\text{усл}} = 150$ м.

Определение границы водосборной площади. Под водосборной площадью для заданного створа или точки понимают площадь, с которой вода стекает к данному створу или точке местности. Граница водосборной площади проходит по ближайшим к данному створу или точке водораздельным линиям и спускается к заданному створу или точке от водоразделов по направлениям скатов. Для плотины *pq* на рис. 16 водосборная площадь обозначена пунктирной линией.

Задача часто решается при проектировании автомобильных дорог и гидромелиоративных систем для расчетов параметров

искусственных сооружений: плотин, водопропускных труб, мостов, систем поверхностного водостока и т. д.

Проведение линии с заданным уклоном i . По заданному уклону i и известной высоте сечения h можно определить заложение a :

$$a = \frac{h}{i}.$$

При проектировании на карте масштаба 1:10 000, высоте сечения рельефа $h=2,5$ м (см. рис. 16) и заданном уклоне $i=0,025$ получим $a=1,0$ см.

Взяв в раствор измерителя отрезок $a=1,0$ см, засекаем им из точки B в направлении точки C все последующие горизонтали. Получаем линию $B-1-2-3-C$, проведенную с заданным уклоном i . Эту задачу часто решают при камеральном трассировании линейных инженерных сооружений.

§ 12. ИЗМЕРЕНИЕ ПЛОЩАДЕЙ НА КАРТАХ И ПЛАНАХ

Измерение площадей на картах и планах требуется для решения различных инженерно-экономических задач.

Известны три способа измерения площадей на картах: графический, механический и аналитический.

К графическому способу можно отнести способ разбиения измеряемой площади на простейшие геометрические фигуры и способ, основанный на использовании палетки.

В первом случае подлежащая измерению площадь разделяется на простейшие геометрические фигуры (рис. 18, I), площадь каждой из которых вычисляют по простым геометрическим формулам и общая площадь фигуры определяется как сумма площадей геометрических частных фигур:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 = \frac{ab}{2} + cd + \frac{hf}{2}.$$

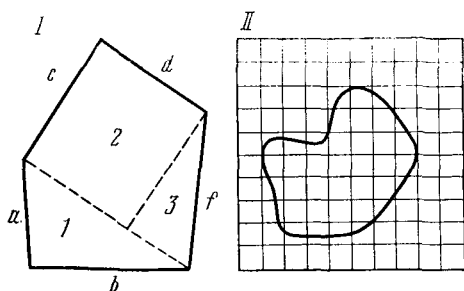
Во втором случае площадь покрывается палеткой, состоящей из квадратов (см. рис. 18, II), каждый из которых является единицей измерения площади. Площади неполных фигур учитываются на глаз. Палетка изготавливается из прозрачных материалов.

Если участок ограничен ломаными линиями, то площадь его определяют разбиением на геометрические фигуры. При криволинейных границах площадь проще определить по палетке.

Механический способ заключается в вычислении площадей на картах или планах с помощью полярного планиметра.

Полярный планиметр состоит из двух рычагов полюсного 1 и обводного 4, шарнирно соединенных друг с другом (рис. 19, а).

Рис. 18. Графические способы измерения площади фигуры на карте или плане



На конце полюсного рычага имеется грузик с иглой — полюс 2, обводной рычаг на одном конце имеет счетный механизм 5, на другом — обводной индекс 3. Обводной рычаг имеет переменную длину. Счетный механизм (рис. 19, б) состоит из циферблата 6, счетного барабана 7 и верньера 8. Одно деление на циферблате соответствует обороту счетного барабана. Барабан разделен на 100 делений. Десятые доли малого деления барабана оценивают по верньеру. Полный отсчет по планиметру выражают четырехзначным числом: первую цифру отсчитывают по циферблату, вторую и третью — по счетному барабану, четвертую — по верньеру. На рис. 19, б отсчет по счетному механизму равен 3682.

Установив обводной индекс на начальной точке контура измеряемой фигуры, берут по счетному механизму отсчет a , затем обводным индексом ведут по ходу часовой стрелки по контуру до начальной точки и берут отсчет b . Разность отсчетов $b - a$ представляет площадь фигуры в делениях планиметра. Каждому делению планиметра соответствует на местности или плане площадь, называемая ценой деления планиметра P . Тогда площадь обводимой фигуры определяют по формуле

$$S = P(b - a), \quad (2.3)$$

где P — цена деления планиметра; $(b - a)$ — разность отсчетов в начальной точке при обводе фигуры, площадь которой определяется.

Для определения цены деления планиметра измеряют фигуру, площадь которой известна или которую можно определить с большой точностью. Такой фигурой на топографических планах и картах является квадрат, образованный линиями координатной сетки. Цену деления планиметра P вычисляют по формуле

$$P = \frac{S_{\text{изв}}}{b - a}, \quad (2.4)$$

где $S_{\text{изв}}$ — известная площадь фигуры; $(b - a)$ — разность отсчетов в начальной точке при обводе фигуры с известной площадью.

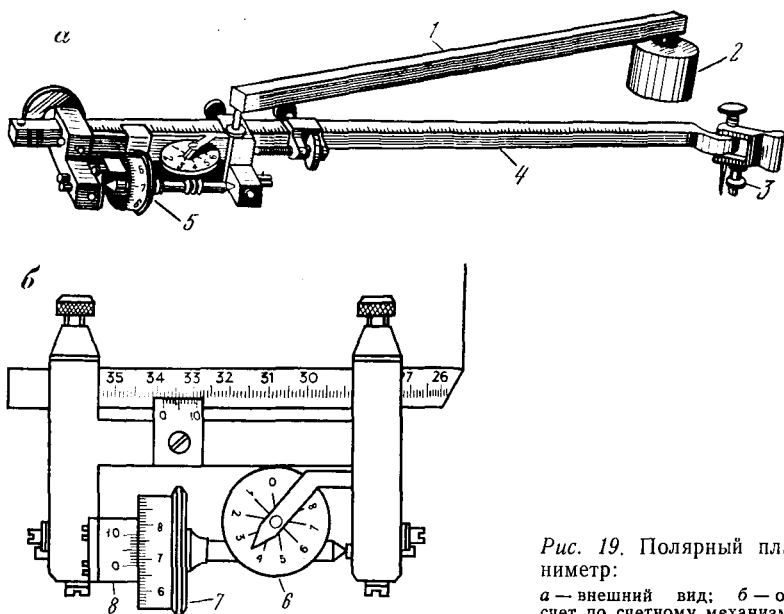


Рис. 19. Полярный планиметр:
а — внешний вид; б — отсчет по счетному механизму

При работе с планиметром следует соблюдать следующие правила:

карту следует закрепить на гладком столе;

положение полюса при обводе фигуры следует выбирать так, чтобы между рычагами планиметра не было углов менее 30° и более 150° ;

если при обводе фигуры по часовой стрелке конечный отсчет получается меньше начального, к конечному отсчету надо прибавить 10 000;

при определении цены деления планиметра обвод фигуры делают не менее двух раз, при этом расхождение в разностях $b-a$ допускается не более трех единиц.

При соблюдении указанных правил при благоприятных условиях измерений предельная относительная ошибка измерения площади планиметром составляет не более 1 : 300.

Аналитический способ состоит в вычислении площади по результатам измерений углов и линий на местности. По результатам измерений на местности вычисляют координаты вершин X , Y . Площадь P полигона 1—2—3—4 (рис. 20) можно выразить через площади трапеций

$$\begin{aligned}
 P &= P_{1'-1-2-2'} + P_{2'-2-3-3'} - P_{1'-1-4-4'} - P_{4'-4-3-3'} = \\
 &= \frac{1}{2} \{ (x_1 + x_2)(y_2 - y_1) + (x_2 + x_3)(y_3 - y_2) - (x_1 + x_4)(y_4 - y_1) - \\
 &\quad - (x_4 + x_3)(y_3 - y_4) \}.
 \end{aligned}$$

Произведя преобразования, получаем две равнозначные формулы для определения удвоенной площади многоугольника

$$2P = x_1(y_2 - y_4) + x_2(y_3 - y_1) + x_3(y_4 - y_2) + x_4(y_1 - y_3);$$

$$2P = y_1(x_4 - x_2) + y_2(x_1 - x_3) + y_3(x_2 - x_4) + y_4(x_3 - x_1). \quad (2.5)$$

Для многоугольника с числом вершин n по аналогии напомним

$$2P = \sum_1^n x_i(y_{i+1} - y_i);$$

$$2P = \sum_1^n y_i(x_{i-1} - x_{i+1}). \quad (2.6)$$

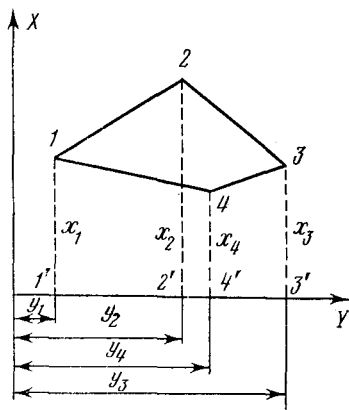


Рис. 20. Аналитический способ измерения площади

Вычисления по формулам выполняют на микрокалькуляторах или ЭВМ.

Точность определения площадей аналитическим способом определяется точностью измеренных величин.

Глава 3

ЦИФРОВЫЕ И МАТЕМАТИЧЕСКИЕ МОДЕЛИ МЕСТНОСТИ

§ 13. ПОНЯТИЕ О ЦИФРОВОМ И МАТЕМАТИЧЕСКОМ МОДЕЛИРОВАНИИ МЕСТНОСТИ

Изображение местности (помимо топографических карт и планов) может быть представлено также в виде цифровых и математических моделей местности. Получившее в последние годы использование наряду с топографическими картами и планами цифровых и математических моделей связано с интенсивно развивающимся процессом автоматизации сбора, регистрации и обработки данных о местности и переходом на современную технологию и методы системного автоматизированного проектирования.

Цифровой моделью местности (ЦММ) называют совокупность точек местности с известными координатами в трехмерном пространстве и различными кодовыми обозначениями, предназначенную для аппроксимации местности с ее природными характеристиками, условиями и объектами.

Кодовые обозначения характеризуют связи между соответствующими точками ЦММ.

Общая ЦММ в зависимости от ее назначения может быть представлена сочетанием частных цифровых моделей: рельефа, ситуации, почвенно-грунтовых, гидрогеологических, инженерно-геологических, гидрометеорологических условий, технико-экономических показателей и других характеристик местности.

Математическую интерпретацию цифровых моделей для решения конкретных инженерных задач на ЭВМ называют математической моделью местности (МММ).

В зависимости от инженерного назначения математической модели, для одной и той же ЦММ может быть использовано несколько МММ.

В рамках системного автоматизированного проектирования рациональным образом распределяются функции между инженером-проектировщиком, ЭВМ и средствами автоматизации. Поэтому при решении ряда инженерных задач строительства инженер работает с доступными ему топографическими картами и планами, поручая компьютеру работу с доступными ему цифровыми и математическими моделями тех же участков местности.

Конечным результатом инженерных изысканий при создании проектов на уровне систем автоматизированного проектирования (САПР) по этой причине является получение крупномасштабных планов и ЦММ на одни и те же участки местности в единой системе координат. Однако, нужно иметь в виду, что информационная емкость общей ЦММ при этом, как правило, оказывается существенно больше информационной емкости самого подробного топографического плана.

ЦММ и МММ используют прежде всего для получения необходимой исходной информации для автоматизированного проектирования (продольные профили земли по оси трассы, поперечные профили, инженерно-геологические разрезы и т. д.). Трудовые затраты на получение этой информации сокращаются до нескольких десятков раз по сравнению с получением той же информации при использовании топографических планов и стереомodelей по традиционной технологии.

Возможности цифрового и математического моделирования местности позволили в частности в корне изменить технологию проектирования инженерных объектов и потребовали изменения технологии и методов сбора, регистрации и представления исходных данных при изысканиях.

§ 14. ВИДЫ ЦИФРОВЫХ МОДЕЛЕЙ МЕСТНОСТИ

При цифровом моделировании рельефа и геологического строения местности в зависимости от сложности рельефа, ситуационных особенностей местности, наличия исходного материала того

или иного вида, способа производства изысканий, задач проектирования, наличия стереофотограмметрического оборудования с автоматическими регистраторами измеренных координат, наличия дигитайзеров, координаторов той или иной конструкции и других приборов могут быть сформированы ЦММ с использованием различных принципов.

Вопросу разработки ЦММ различных типов было посвящено большое количество исследований. Авторы многочисленных цифровых моделей пытались учесть при их создании прежде всего наиболее важные требования, предъявляемые к ним в отношении точности аппроксимации поверхности земли либо геологических слоев; универсальности с точки зрения возможности описания различных типов рельефа; простоты математического представления; минимальной трудоемкости создания модели; удобства представления семантической информации, т. е. информации о связях между отдельными точками местности; быстроты действия при использовании полученных на их основе МММ. Однако практика автоматизированного проектирования показала достаточно высокую эффективность использования любых типов ЦММ при решении конкретных проектных задач.

Все известные типы ЦММ можно разделить на три группы: регулярные, нерегулярные и статистические.

Регулярные ЦММ создают путем размещения точек в узлах геометрических сеток различной формы (треугольных, прямоугольных, шестиугольных), накладываемых на аппроксимируемую поверхность с заданным шагом. Наиболее часто применяют ЦММ с размещением исходных точек в узлах сеток квадратов (рис. 21, а) или равносторонних треугольников (рис. 21, б). Регулярные ЦММ в узлах правильных шестиугольных сеток (рис. 21, в) нашли применение при проектировании нефтепромысловых дорог в условиях рельефа Западной Сибири.

Массив исходных данных для регулярных ЦММ может быть представлен в следующем виде:

$$F, m, n, x_0, y_0, H_{11}, \dots, H_{1m}, \dots, H_{nm}, \quad (3.1)$$

где F — шаг сетки; m — число точек по горизонтали; n — число точек по вертикали; $H_{11}, \dots, H_{1m}, \dots, H_{nm}$ — высоты точек в узлах сетки.

Регулярные модели весьма эффективно использовать при проектировании вертикальной планировки городских улиц, площадей, аэродромов и других инженерных объектов на участках местности с равнинным рельефом. Однако, опыт использования ЦММ с регулярным исходным массивом показывает, что требуемая точность аппроксимации рельефа достигается лишь при очень высокой плотности точек местности, которая в зависимости от категории рельефа должна быть в 5—20 раз выше по сравнению с нерегулярными ЦММ. Появление высокопроизво-

на поперечниках и осью трассы, принимаемые положительными влево от трассы и отрицательными — вправо; $H_{11}, H_{12}, \dots, H_{ii}$ — высоты исходных точек.

Поскольку магистральный ход в общем случае может иметь углы поворота, для представления регулярного массива (2.2) необходимо еще задавать и координаты вершин углов поворота. Информацию для криволинейной трассы уже представляют в трехкоординатном виде.

ЦММ, построенные по поперечникам к оси магистрального хода или к оси трассы, находят широкое применение в начальный период перехода на системное, автоматизированное проектирование автомобильных дорог, когда исходная изыскательская информация собирается еще во многом в соответствии со старой технологией изысканий, а также при разработке проектов реконструкции автомобильных дорог, каналов и т. д.

При наличии крупномасштабных топографических планов и карт часто оказывается весьма эффективным создание ЦММ с массивом исходных точек, размещаемых на горизонталях через определенные интервалы длины или времени между моментами регистрации наблюдаемых точек при перемещении визира дигитайзера по горизонтали (рис. 21, *б*). Массив исходных данных записывают в следующем виде:

[illegible]

где $H_1, H_2, \dots, H_i$ — высоты соответствующих горизонталей; $x_{11}, y_{11}, \dots, x_{21}, y_{21}, \dots, x_{ii}, y_{ii}$ — плановые координаты точек на горизонталях.

Массив точек (3.3) может быть сформирован также в ходе рисовки горизонталей на стереофотограмметрическом приборе. Весьма перспективным для данного типа ЦММ является применение сканирующих дигитайзеров — автоматов и координаторов.

При автоматизированном проектировании инженерных сооружений широко используют также цифровые модели на структурных линиях (структурные ЦММ), размещаемых по характерным изломам местности и с учетом ее ситуационных особенностей. Эти ЦММ обладают наименьшей исходной информационной плотностью точек местности (рис. 21, *е*).

Массив исходных точек структурных ЦММ задают:
в явном виде

$$x_i, y_i, H_i, j, k, l, \dots, \quad (3.4)$$

где x_i, y_i, H_i — координаты i -й точки массива характерных точек рельефа и ситуации; j, k, l — номера других точек того же

§ 15. МЕТОДЫ ПОСТРОЕНИЯ ЦИФРОВЫХ МОДЕЛЕЙ И ИХ ТОЧНОСТЬ

Цифровые модели рельефа и геологического строения местности формируют на основе использования материалов наземных и воздушных изысканий:

Тахеометрических съемок. Особенно эффективными для этой цели является использование материалов тахеометрических съемок, выполненных с применением электронных тахеометров с регистрацией результатов измерений на магнитные носители для последующего ввода в память ЭВМ.

Фототеодолитных съемок. Определение координат точек местности при обработке наземных стереопар целесообразно производить на стереофотограмметрических приборах с автоматическими регистраторами измеренных координат.

Аэросъемок. Определение координат точек местности при обработке воздушных стереопар целесообразно производить на стереокомпараторах и универсальных фотограмметрических приборах с автоматической регистрацией измеряемых координат.

Инженерно-геологических изысканий, выполняемых обычно при комплексном использовании традиционных методов инженерно-геологической разведки (механическое бурение, шурфование, устройство расчисток и т. д.), аэрогеологических изысканий (цветные, спектрозональные и тепловые аэросъемки) и методов наземной геофизической разведки (вертикальное электрозондирование, электропрофилирование, динамическое и статическое зондирование, сейсморазведка, радиолокационное зондирование и т. д.). Широкое использование средств автоматизации и вычислительной техники при обработке материалов инженерно-геологических изысканий является весьма эффективным.

Цифровые и математические модели, представляемые геодезическими прямоугольными координатами в натуральную величину, тем не менее могут характеризоваться различной точностью и степенью детализации элементов рельефа, ситуации и геологического строения местности, что связано с категорией рельефа и ситуационными особенностями аппроксимируемого участка местности, масштабами материалов топографических съемок и аэросъемок, используемых для построения модели, типом цифровой модели, принятой плотностью исходных точек и методикой аппроксимирования поверхности.

Необходимая точность модели обязательно должна быть увязана с требуемой точностью решаемых на них инженерных задач.

При использовании для построения ЦММ материалов тахеометрических съемок точность представления ситуационных контуров принимают в соответствии с требуемой точностью тахео-

метрических съемок равной 1 мм в масштабе топопланов. Точность представления рельефа не должна выходить за пределы $\frac{1}{4}$ высоты сечения в равнинной местности, $\frac{1}{2}$ высоты сечения — в пересеченной местности и 1 высоты сечения — в горной.

При использовании для построения ЦММ существующих топографических планов и карт характерные точки местности снимают с точностью в 2 раза более высокой и требуемые точности принимают равными: 0,5 мм — для отображения ситуационных особенностей местности и 0,2, 0,3 и 0,5 высоты сечения — для отображения соответственно равнинного, пересеченного и горного рельефов.

При создании ЦММ по материалам аэросъемок и наземных фототеодолитных съемок с использованием стереофотограмметрических приборов, точность отображения ситуационных особенностей местности и рельефа определяется точностью считывания фотограмметрических координат, обеспечиваемой используемым стереофотограмметрическим прибором. Если эта точность недостаточна для решения данного класса инженерных задач, то для построения ЦММ применяют более совершенные стереофотограмметрические приборы.

Для обеспечения необходимой точности аппроксимации рельефа местности плотность исходного массива точек (среднюю удаленность друг от друга) для регулярных и нерегулярных (статистических) моделей принимают:

- в равнинной местности — 20—30 м;
- в пересеченной местности — 10—15 м;
- в горной местности — 5—7 м.

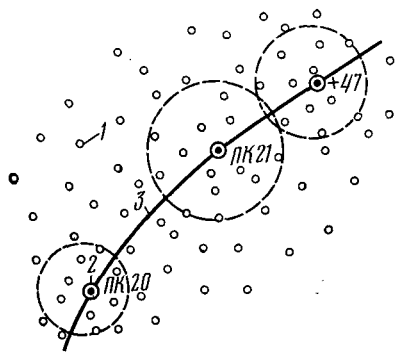
§ 16. МАТЕМАТИЧЕСКИЕ МОДЕЛИ МЕСТНОСТИ

Математические связи между исходными точками цифровых моделей описываются линейными, либо нелинейными (степенными) зависимостями. В первом случае связь между смежными точками модели описывается уравнениями плоскостей, во втором — криволинейными поверхностями различного порядка, и таким образом рельеф местности задается многогранной поверхностью, представляемой множеством пересекающихся между собой плоскостей или поверхностей различной кривизны.

Наиболее универсальными являются статистические модели местности с разделением на фрагменты, каждый из которых приурочивается к определенной однородной форме рельефа (склон, гора, котловина, лощина, хребет, седловина) и в пределах которых назначают свой тип аппроксимирующей поверхности.

Математическая реализация ЦММ в пределах каждой однородной формы рельефа заключается в использовании метода «плавающего квадрата» или «плавающего круга». Искомая вы-

1 — точки ЦММ; 2 — точки трассы; 3 — трасса


$$a_0 + a_1x + a_2y + a_3x^2 + a_4xy + a_5y^2 + \dots + a_ky^n = H, \quad (3.7)$$

где $a_0, \dots, a_k$ — коэффициенты уравнения аппроксимирующей поверхности; n — показатель степени уравнения; k — число коэффициентов.

Коэффициенты $a_0, a_1, \dots, a_k$ в этом уравнении должны удовлетворять обеспечению минимуму суммы квадратов отклонений исходных точек ЦММ от аппроксимирующей аналитической поверхности. Зона интерполяции, охватываемая квадратом или кругом, включает в себя не менее следующего количества исходных точек ЦММ с известными координатами (рис. 22):

для уравнения поверхности 4-й степени — 30.

$$\dots\dots\dots(3.8)$$

$$a_0 + a_1 x_m + a_2 y_m + a_3 x_m^2 + a_4 x_m y_m + a_5 y_m^2 + \dots + a_k y_m^n = H_m,$$

где $a_0, a_1, \dots, a_k$ — неизвестные коэффициенты уравнения аппроксимирующей поверхности; k — число неизвестных коэффи-

циентов; n — степень уравнения поверхности; m — число уравнений.

Следует иметь в виду, что число уравнений при решении системы (3.8) обычно превышает число неизвестных коэффициентов $m > k$, однако решение системы методом наименьших квадратов обеспечивает в конечном итоге получение уравнения такой поверхности (3.7), которая наименьшим образом уклоняется от исходных точек модели. Определив по уравнению (3.7) высоту одной искомой точки, перемещают квадрат или круг в район следующей искомой точки (см. рис. 22) и вновь решая систему (3.8) находят неизвестные коэффициенты $a_0, a_1, \dots, a_k$ и затем с использованием уравнения (3.7) высоту очередной искомой точки.

В практике инженерных расчетов обычно принимают уравнение аппроксимирующей поверхности второго порядка:

$$a_0 + a_1x + a_2y + a_3x^2 + a_4xy + a_5y^2 = H. \quad (3.9)$$

Таким образом, при решении системы (3.8) число неизвестных коэффициентов составляет $k=6$, а число уравнений $m \geq 10$.

Для математического описания ситуационных, почвенно-грунтовых, гидрологических и других условий местности используется контурная индексация объектов местности с перечнем номеров точек вдоль каждого такого контура (граница пашни, лес, река, ЛЭП, газопровод и т. д.) например: K_3 ; 3; 21, 43; 24; 26. Для замкнутых контуров (здание, сад, огород, пруд и т. д.) точка замыкания повторяется, например: C_7 ; 13; 15; 52; 16; 13.

§ 17. ЗАДАЧИ, РЕШАЕМЫЕ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ЦИФРОВЫХ И МАТЕМАТИЧЕСКИХ МОДЕЛЕЙ

В рамках системного автоматизированного проектирования (САПР) объектов строительства с помощью цифровых и математических моделей решается широкий круг инженерных задач, которые ранее решались иными средствами и методами:

оптимальное пространственное трассирование автомобильных, лесовозных дорог и каналов. Решение этой актуальной задачи с привлечением математического аппарата оптимизации проектных решений стало возможным благодаря развитию методов цифрового и математического моделирования местности;

получение продольных профилей земли по оси трассы, запроектированной с использованием топографических планов. В рамках традиционных изысканий продольный профиль по оси трассы получали в результате выполнения комплекса трудоемких геодезических работ, как правило средствами традиционной наземной геодезии (трассирование, закрепление трассы, разбивка пикетажа, двойное нивелирование);

получение поперечных профилей земли. Эта работа при традиционных изысканиях выполнялась как правило методом тригонометрического нивелирования;

получение продольных по оси трассы и поперечных инженерно-геологических разрезов. При традиционных изысканиях эту необходимую для проектирования информацию получали в результате выполнения комплекса чрезвычайно трудоемких инженерно-геологических работ путем механического бурения, шурфования, устройства расчисток и т. д.;

получение исходной инженерно-гидрологической информации для проектирования водопропускных сооружений и системы поверхностного водоотвода (площади водосборов, живые сечения, морфостворы, уклоны логов и склонов, моделирование стока ливневых и талых вод и т. д.);

проектирование системы дорожного поверхностного водоотвода (кюветы, быстротоки, нагорные и водоотводные канавы и т. д.);

решение задачи распределения земляных масс и подсчеты объемов земляных работ;

решение задачи вертикальной планировки при проектировании площадей, городских улиц, дорог и аэродромов;

моделирование земляного полотна автомобильных дорог и прилегающего ландшафта. Решение этой задачи широко используют при ландшафтном проектировании автомобильных дорог для обеспечения зрительной плавности и ясности трассы и обеспечения гармоничного вписывания земляного полотна автомобильных дорог в прилегающий ландшафт;

проектирование транспортных развязок движения автомобильных дорог в разных уровнях.

Развитие и совершенствование методов цифрового и математического моделирования местности во многом предопределили и повлияли на изменение технологии и методов изысканий и проектирования объектов строительства, и дальнейший прогресс проектно-изыскательского дела невозможен без широкого использования в ходе выработки проектных решений, их оценки и корректировки цифровых и математических моделей местности.

**§ 18. РАВНОТОЧНЫЕ ИЗМЕРЕНИЯ.
ОБЩИЕ ПОНЯТИЯ**

Измерение — процесс сравнения измеряемой величины с другой однородной известной величиной, принятой за единицу измерения. Число, выражающее такое отношение, называется численным значением измеряемой величины. Измерения в геодезии связаны с использованием различных приборов.

Измерения бывают прямые (непосредственные) и косвенные. Прямое измерение является простейшим и исторически первым видом измерения, при котором результат получается из непосредственного сравнения с единицей измерения. Примером такого измерения является определение расстояния на местности от точки *A* до точки *B* при помощи землемерной ленты или рулетки. Однако прямые измерения не всегда возможны. В этих случаях применяют косвенные измерения, основанные на использовании известных математических зависимостей между искомыми и непосредственно измеренными величинами. Например, площадь прямоугольника определяется по измеренным сторонам.

Процесс измерения сопровождается влиянием следующих факторов: самого объекта измерения, единицы измерения, технических средств, метода, внешней среды и субъекта измерения. Если эти все факторы при различных измерениях одинаковы, то измерения называют равноточными, а в противном случае — неравноточными.

Всякое измерение неизбежно сопровождается ошибками, которые подразделяют на грубые, систематические и случайные. Под ошибкой измерения понимают отклонение результата измерения от истинного значения измеряемой величины.

К грубым ошибкам относят промахи и просчеты в измерениях, которые возникают при недостатке внимания, опыта или переутомления исполнителя, а также в результате неисправности прибора. Эти ошибки выявляются повторными измерениями или вычислениями, используя геометрические свойства объектов (сумма углов в треугольнике и т. д.). В расчет их не принимают.

Систематическими называют ошибки, порожденные несовершенством метода измерения, неточной градуировкой и неправильной установкой измерительной аппаратуры. Исключают их путем введения поправок, находимых экспериментальным путем.

Случайные ошибки возникают под влиянием на результат измерения неконтролируемых факторов (случайных изменений температуры, вибрации, направления и силы ветра и т. д.). Такого рода погрешности являются величинами случайными. Полностью устранить случайные ошибки невозможно.

Случайные ошибки Δ_i выражаются формулой

$$\Delta_i = l_i - X \quad (i = 1, 2, \dots),$$

откуда следует, что случайная погрешность есть разность между измеренным l_i и истинным X значениями измеряемой величины. Величину Δ еще называют истинной ошибкой.

Если выполнено большое число равноточных измерений одной и той же величины и получен ряд значений случайных ошибок

$$\Delta_1 = l_1 - X; \quad \Delta_2 = l_2 - X; \quad \dots \quad \Delta_n = l_n - X,$$

то случайные ошибки обладают следующими свойствами.

1. Случайные ошибки для данного ряда измерений, выполненных в заданных условиях, не могут превышать по абсолютной величине определенного предела, т. е.

$$|\Delta| \leq \Delta_{\text{пр.}}$$

2. Положительные и равные им по абсолютной величине отрицательные ошибки встречаются одинаково часто, т. е.

$$p(\Delta > 0) = p(\Delta < 0) = \frac{1}{2},$$

где p — вероятность события.

3. Среднее арифметическое ряда ошибок равноточных измерений при неограниченном возрастании числа наблюдений стремится к нулю, т. е.

$$\lim_{n \rightarrow \infty} \frac{[\Delta]}{n} = 0,$$

где n — число измерений, $[\Delta]$ — сумма случайных погрешностей.

4. Малые по абсолютной величине случайные ошибки встречаются при наблюдениях чаще, чем большие.

§ 19. АРИФМЕТИЧЕСКОЕ СРЕДНЕЕ

Арифметическое среднее (арифметическая середина) $\bar{x}$ — это среднее арифметическое значение измеряемой величины, т. е.

$$\bar{x} = \frac{l_1 + l_2 + \dots + l_n}{n} = \frac{[l]}{n},$$

где $l_1, l_2, \dots, l_n$ — результаты равноточных измерений.

Если неизвестно истинное (точное) значение X измеряемой величины, то возникает вопрос — какую величину принимать за

вероятнейшее значение? Для ответа на данный вопрос запишем результаты ряда равноточных измерений

$$\Delta_1 = l_1 - X;$$

$$\Delta_2 = l_2 - X;$$

$$\dots \dots \dots$$

$$\Delta_n = l_n - X.$$

Сложив правые и левые части равенств, получим

$$[\Delta] = [l] - nX.$$

Разделив обе части равенства на n , будем иметь

$$\frac{[\Delta]}{n} = \frac{[l]}{n} - X \text{ или } \frac{[\Delta]}{n} = \bar{x} - X,$$

где $\bar{x} - X = \eta$ — истинная погрешность арифметического среднего (арифметической середины).

По третьему свойству случайных погрешностей

$$\lim_{n \rightarrow \infty} \frac{[\Delta]}{n} = 0,$$

поэтому при $n \rightarrow \infty$ $\bar{x} \rightarrow X$.

Следовательно, при неограниченно большом числе измерений и отсутствии систематической погрешности, арифметическое среднее стремится к истинному значению, поэтому его называют вероятнейшим значением измеряемой величины. В практике число измерений естественно ограничено и значение арифметического среднего может заметно отличаться от истинного (точного) значения измеряемой величины.

§ 20. СРЕДНЯЯ КВАДРАТИЧЕСКАЯ ОШИБКА ИЗМЕРЕНИЙ

Для оценки точности измерений, т. е. определения степени близости результата измерения к истинному значению измеряемой величины, чаще всего определяют среднюю квадратическую ошибку. Эта величина определяется по результатам измерений. Определяется средняя квадратическая ошибка по формуле, предложенной Гауссом

$$m_s = \sqrt{\frac{[\Delta^2]}{n}}. \quad (4.1)$$

Величина m является также случайной величиной, зависит от числа измерений и определяется сама с ошибкой

$$m_m = \frac{m}{\sqrt{2n}}. \quad (4.2)$$

Для определения допустимости полученных ошибок вычисляют предельную ошибку $|\Delta_{\text{пр}}|$, больше которой ошибки относят к грубым.

Величину предельной ошибки определяют по формуле

$$|\Delta_{\text{пр}}| = Km, \quad (4.3)$$

где $K = 2 \div 3$.

Точность геодезических измерений характеризуют абсолютными и относительными значениями ошибок. Абсолютными ошибками являются истинные, средние квадратические и предельные. Относительной ошибкой ϵ называют отношение соответствующей абсолютной ошибки к значению измеренной величины. Ее выражают в виде дроби с числителем, равным единице. Если измеренную величину обозначить через x , то

$$\begin{aligned} \epsilon_m &= \frac{m}{\bar{x}} = \frac{1}{(\bar{x}/m)}; \\ \epsilon_{\text{пр}} &= \frac{|\Delta_{\text{пр}}|}{y} = \frac{1}{(\bar{x}/\Delta_{\text{пр}})}, \end{aligned} \quad (4.4)$$

где ϵ_m и $\epsilon_{\text{пр}}$ — соответственно относительная средняя квадратическая и предельная ошибки.

Вычисление средней квадратической ошибки по формуле Гаусса (4.1) возможно только тогда, когда известны истинные ошибки измерений. Но в большинстве случаев они неизвестны. Поэтому эту задачу лучше решать через отклонения от арифметического среднего v (вероятнейшие ошибки), которые могут быть вычислены по результатам многократных измерений x_i .

В этом случае среднюю квадратическую ошибку вычисляют по формуле Бесселя

$$m = \sqrt{\frac{[v^2]}{n-1}}, \quad (4.5)$$

v_i — вероятнейшие ошибки; $v_i = x_i - \bar{x}$; $\bar{x}$ — арифметическое среднее; $\bar{x} = [x]/n$; n — число измерений.

§ 21. СРЕДНЯЯ КВАДРАТИЧЕСКАЯ ОШИБКА ФУНКЦИЙ ИЗМЕРЕННЫХ ВЕЛИЧИН

В тех случаях, когда пользуются косвенными методами измерений, ошибка результата зависит как от ошибок измеренных величин, так и действий, с помощью которых вычислен искомый результат. Поэтому определение ошибок функций измеренных величин m_f имеет большое практическое значение.

Рассмотрим функцию z самого общего вида от многих независимых величин $l_1, l_2, \dots, l_n$:

$$z = f(l_1, l_2, \dots, l_n). \quad (4.6)$$

С учетом ошибок измерений, можно записать

$$z + \Delta z = f(l_1 + \Delta l_1, l_2 + \Delta l_2, \dots, l_n + \Delta l_n).$$

Поскольку $\Delta l_1, \Delta l_2, \dots, \Delta l_n$ малы, то функцию можно разложить в ряд по строке Тейлора, ограничиваясь членами, содержащими только первые степени ошибок $\Delta l_1, \Delta l_2, \dots, \Delta l_n$. При разложении в ряд применяются частные производные, так как в уравнении имеются несколько переменных аргументов.

$$z + \Delta z = f(l_1, l_2, \dots, l_n) + \left(\frac{\partial f}{\partial l_1} \Delta l_1 + \frac{\partial f}{\partial l_2} \Delta l_2 + \dots + \frac{\partial f}{\partial l_n} \Delta l \right),$$

откуда

$$\Delta z = \frac{\partial f}{\partial l_1} \Delta l_1 + \frac{\partial f}{\partial l_2} \Delta l_2 + \dots + \frac{\partial f}{\partial l_n} \Delta l. \quad (4.7)$$

Для удобства записей примем, что

$$\frac{\partial f}{\partial l_i} = K_i \quad (i = 1, 2, \dots, n),$$

тогда уравнение (4.7) примет вид

$$\Delta z = K_1 \Delta l_1 + K_2 \Delta l_2 + \dots + K_n \Delta l_n, \quad (4.8)$$

где $K_1, K_2, \dots, K_n$ — постоянные числа.

Возведем уравнение (4.8) в квадрат и разделим на n

$$\begin{aligned} \frac{\Delta z^2}{n} = & K_1^2 \frac{\Delta l_1^2}{n} + K_2^2 \frac{\Delta l_2^2}{n} + \dots + K_n^2 \frac{\Delta l_n^2}{n} + 2K_1 K_2 \frac{\Delta l_1 \Delta l_2}{n} + \\ & + 2K_1 K_3 \frac{\Delta l_1 \Delta l_3}{n} + \dots \end{aligned}$$

Если выполнен ряд измерений, то можно получить n аналогичных равенств, просуммировав которые получим уравнение

$$\begin{aligned} \frac{[\Delta z^2]}{n^2} = & K_1^2 \frac{[\Delta l_1^2]}{n} + K_2^2 \frac{[\Delta l_2^2]}{n} + \dots + K_n^2 \frac{[\Delta l_n^2]}{n} + \\ & + 2K_1 K_2 \frac{[\Delta l_1 \Delta l_2]}{n} + 2K_1 K_3 \frac{[\Delta l_1 \Delta l_3]}{n} + \dots, \end{aligned} \quad (4.9)$$

но так как

$$[\Delta l_i \Delta l_{i+1}] = 0, \quad n \rightarrow \infty$$

то

$$\frac{[\Delta z^2]}{n} = K_1^2 \frac{[\Delta l_1^2]}{n} + K_2^2 \frac{[\Delta l_2^2]}{n} + \dots + K_n^2 \frac{[\Delta l_n^2]}{n},$$

и учитывая, что

$$\frac{[\Delta z^2]}{n} = m_f^2,$$

а

$$\frac{[\Delta l_i]}{n} = m_i^2,$$

то

$$m_f^2 = \left(\frac{\partial f}{\partial l_1} m_1 \right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial l_2} m_2 \right)^2 + \dots + \left(\frac{\partial f}{\partial l_n} m_n \right)^2, \quad (4.10)$$

т. е. квадрат средней квадратической ошибки функции общего вида равен сумме квадратов произведений частных производных по каждому аргументу на среднюю квадратическую ошибку соответствующего аргумента.

§ 22. ОЦЕНКА ТОЧНОСТИ ПО РАЗНОСТИ ДВОЙНЫХ ИЗМЕРЕНИЙ

Сущность двойных измерений состоит в том, что одну и ту же величину измеряют дважды. Например, расстояние на местности от точки A до B измеряют дважды ходом туда и обратно. В дальнейшем будем считать, что это измерения равноточные и не содержат систематических ошибок.

Пусть имеем ряд двойных измерений некоторой величины l_i

$$l'_1, l'_2, \dots, l'_n;$$

$$l''_1, l''_2, \dots, l''_n.$$

Составим разности двойных измерений

$$d_1 = l'_1 - l''_1;$$

$$d_2 = l'_2 - l''_2;$$

$$\dots \dots \dots$$

$$d_n = l'_n - l''_n.$$

Разности двойных измерений можно рассматривать как истинные ошибки. Поэтому средняя квадратическая ошибка таких измерений выразится формулой

$$m_d = \sqrt{\frac{[d^2]}{n}}. \quad (4.11)$$

Обозначим через m_l' и m_l'' средние квадратические ошибки измерений l' и l'' , тогда используя правило, что квадрат

средней квадратической ошибки алгебраической суммы аргументов равен сумме квадратов средних квадратических ошибок слагаемых, т. е. $m_z^2 = m_1^2 + m_2^2 + \dots + m_n^2$, можно записать, что

$$m_d^2 = m_{l'}^2 + m_{l''}^2$$

и, считая, что $m_{l'} = m_{l''} = m$, то $m_d^2 = 2m^2$

$$m = \frac{m_d}{\sqrt{2}}. \quad (4.12)$$

Подставив значение m_d из формулы (4.11) в формулу (4.12), получим

$$m = \sqrt{\frac{[d^2]}{2n}}, \quad (4.13)$$

где m — средняя квадратическая ошибка одного наблюдения по разностям двойных измерений.

Глава 5

ИЗМЕРЕНИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ И ВЕРТИКАЛЬНЫХ УГЛОВ

§ 23. ПРИНЦИПЫ ИЗМЕРЕНИЯ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ И ВЕРТИКАЛЬНЫХ УГЛОВ

Измерение горизонтальных и вертикальных углов необходимо при развитии геодезических сетей, проложении полигонометрических, теодолитных и высотных ходов, выполнении топографических съемок и решении многих задач инженерной геодезии.

Горизонтальным углом называется двугранный угол, ребро которого образовано отвесной линией, проходящей через данную точку (рис. 23, а). Из определения следует, что если на местности требуется определить горизонтальный угол между направлениями BA и BC , при этом все точки находятся на разных высотах, то необходимо точки ABC спроектировать на горизонтальную плоскость P , а затем уже измерить угол β . Для измерения горизонтальных углов могут применяться различные приборы (буссоли, гониометры), но наиболее совершенными и точными являются теодолиты. Теодолиты имеют горизонтальные оцифрованные круги и отсчетные устройства, позволяющие определять величины горизонтальных углов.

Вертикальным углом называется угол, лежащий в вертикальной плоскости. Его еще называют углом наклона. Различают два вида вертикальных углов: зенитное расстояние

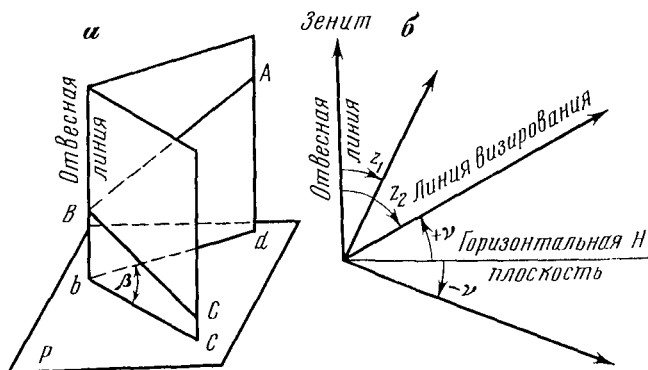


Рис. 23. Схемы измерения углов:
а — горизонтального; б — вертикального

и угол наклона (рис. 23, б). Зенитное расстояние — это угол между отвесной линией и линией визирования (углы z_1 и z_2), а угол наклона — угол между линией визирования и ее проекцией на горизонтальную плоскость. Для измерения углов наклона у теодолитов имеются вертикальные круги — лимбы, жестко соединенные со зрительными трубами и отсчетные устройства.

Основным условием правильного определения горизонтальных и вертикальных углов теодолитом является установка прибора строго по отвесу над вершиной угла и обеспечение горизонтального и вертикального положения соответствующих кругов.

§ 24. ТЕОДОЛИТЫ, ИХ ОСНОВНЫЕ ЧАСТИ И НАЗНАЧЕНИЕ

Тео до л и т — геодезический прибор, предназначенный для измерения горизонтальных и вертикальных углов, расстояний и углов ориентирования. Теодолиты классифицируются по различным признакам: точности, конструктивным характеристикам, степени автоматизации и др.

По точности измерения теодолиты подразделяются на высокоточные, со средней квадратической ошибкой измерения угла одним приемом $1''$, точные — $2-5''$, технические $15-30''$ и учебные — $60''$. В соответствии с этим теодолиты обозначаются Т1, Т2, Т5, Т15, Т30 и Т60.

Основные характеристики теодолитов приведены в табл. 2.

По конструктивным характеристикам теодолиты делятся на простые и повторительные. У простых теодолитов лимб наглухо скреплен с подставкой, у повторительных — может вращаться вокруг своей оси. В настоящее время теодолиты выпускаются со

Таблица 2

Параметр	Марка теодолита				
	T1	T2	T5	T15	T30
Средняя квадратическая ошибка измерения угла одним приемом, не более:					
горизонтального	1"	2"	5"	15"	30"
вертикального	1,5"	3"	12"	25"	45"
Поле зрения трубы	1°	1°30'	1°30'	1°30'	2
Увеличение зрительной трубы, крат	30—40	25	25	25	18
Диаметр свободного отверстия объектива трубы, мм	50	35	35	35	25
Наименьшее расстояние визирования, м	5	2	2	1,5	1,2
Пределы измерения угла в вертикальной плоскости			+60 ÷ -55°		
Масса теодолита, кг	11	5	4,5	3,5	2,5

стеклянными угломерными кругами и их называют оптическими. В старых конструкциях (ТТ-5, ТТ-50) были круги металлические. Теодолиты изготавливаются в геодезическом и маркшейдерском исполнении. В последнем случае они обозначаются дополнительной буквой М, например Т30М, Т15М. Эти теодолиты приспособлены для работы в шахтных условиях. Для этого у них имеется электрическая подсветка отсчетного микроскопа, которая выполнена во взрывобезопасном исполнении. Предусмотрена также повышенная защищенность от пыли, а конструкция вертикальной оси обеспечивает работу теодолита на консолях (вместо штатива) в перевернутом положении.

Теодолиты могут выпускаться с компенсаторами, заменяющими уровень при вертикальном круге. В этом случае к шифру теодолита добавляют букву К, например, Т15К. Если же оптика зрительной трубы имеет прямое изображение, то еще добавляется буква П и тогда шифр теодолита будет Т15КП, 2Т30П.

В последнее время появились теодолиты кодовые — с цифровой индикацией и автоматической регистрацией угловых значений на магнитной ленте.

На рис. 24 показана принципиальная схема теодолита и его основные оси; *ZZ* и *HH* — вертикальная и горизонтальная оси теодолита; *uu* — цилиндрического уровня и *WW* — визирная, зрительной трубы.

Взаимное расположение осей строго определено: $uu \perp ZZ$; $WW \perp HH$ и $HH \perp ZZ$. Проверка взаимной перпендикулярности этих осей является необходимым и обязательным условием при работе с теодолитом.

Зрительные трубы современных геодезических приборов имеют внутреннюю фокусировку. Для визирования на наблюдаемый объект в зрительной трубе имеется сетка нитей—стеклянная пластинка, на которой нанесены штрихи. Для установки ее по глазу окулярную трубочку перемещают внутри колена. В трубах с внутренней фокусировкой кроме объектива и окуляра имеется внутренняя фокусирующаяся линза, которая при перемещении обеспечивает четкость изображения. Ее передвижение осуществляется с помощью кремальеры. Стекло́нная пластинка с сеткой нитей вставляется в металлическое кольцо, которое прикрепляется к объективному колену посредством исправительных винтов. При помощи этих винтов сетка нитей может перемещаться, что обеспечивает установку визирной оси в нужное положение. Если при наблюдении в зрительную трубу имеет место несовпадение сетки нитей с изображаемым предметом, то такое явление называют параллаксом сетки нитей. Устраняется параллакс вращением кремальеры.

Визирной осью называется линия, проходящая через перекрестие сетки нитей и оптический центр объектива. Она должна совпадать с оптической осью трубы, т. е. линией, соединяющей оптические центры объектива и окуляра.

Качество зрительной трубы характеризуется увеличением, полем зрения и разрешающей способностью. Увеличением v трубы называется отношение угла β , под которым предмет виден в зрительную трубу, к углу α , под которым этот предмет виден простым глазом. Практически увеличение зрительной трубы можно рассматривать как отношение фокусных расстояний объектива f и окуляра f_1 , т. е.

$$v = \frac{\beta}{\alpha} = \frac{f}{f_1}.$$

Увеличение зрительных труб современных теодолитов обычно составляет 20—40×

Полем зрения трубы называется пространство, наблюдаемое в трубу при неподвижном ее положении. Характеризуется оно углом ε равным $\varepsilon = 38^\circ/v$. В зрительных трубах технических теодолитов $\varepsilon \approx 2^\circ$.

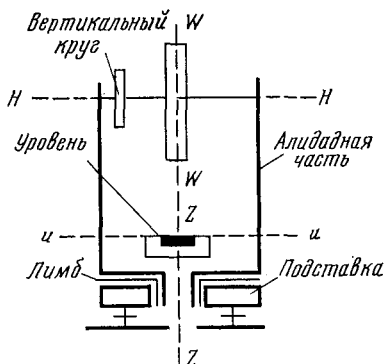


Рис. 24. Принципиальная схема теодолита

Разрешающая способность зрительной трубы — это способность оптической системы отметить раздельно две близлежащие точки. Оценивается она углом r'' , при котором две точки еще не сливаются в одну: $r'' = 60''/\nu$. В теодолитах, имеющих зрительные трубы с увеличением $20\times$, $r'' = 3''$. Разрешающая способность характеризует точность визирования зрительной трубой.

Отсчетные устройства предназначены для отсчитывания делений лимба теодолита. В настоящее время применяются следующие отсчетные устройства:

верньер, в старых теодолитах (ТТ-5, ТТ-50), а также в ряде геодезических приборов (гониометрах, планиметрах, дальномерных рейках);

штриховой микроскоп, в теодолитах ТЗ0, ТОМ;

шкаловый микроскоп, в теодолитах 2ТЗ0, Т15;

оптический микроскоп, в теодолитах Т2;

микроскоп-микрометр (винтовой), в теодолитах Т1 и астрономических угломерных приборах.

Верньером (нониусом) называется вспомогательная шкала, с помощью которой можно оценить доли деления основной шкалы (рис. 25, а). Применяется с 1631 г. по предложению голландца Петера Вернера. Пусть дуга АВ на алидаде разделена на n частей, а на лимбе эта дуга разделена на $n-1$ частей. Угловая величина одного деления алидады называется ценой деления верньера λ , а на лимбе — ценой деления лимба μ . Разность между ценой деления лимба и ценой деления алидады называется точностью верньера t_v

$$t_v = \mu - \lambda. \quad (5.1)$$

Поскольку длины дуги на лимбе и алидаде равны, то можно записать

$$\lambda n = \mu (n-1); \quad \lambda = \frac{\mu (n-1)}{n}$$

и подставляя значение λ в формулу (5.1), получаем

$$t_v = \mu - \frac{\mu (n-1)}{n} = \frac{\mu}{n}, \quad (5.2)$$

т. е. точность верньера равна цене деления лимба μ , деленной на число делений алидады (верньера). Для получения отсчета прежде надо записать отсчет числа делений по лимбу, пройденных нулевым указателем верньера, затем к нему прибавить произведение порядкового номера совпадающего штриха алидады на точность верньера.

Штриховой микроскоп — отсчетный индекс в виде штриха, фиксирующий значение углов в градусах по горизонтальному и вертикальному кругам (рис. 25, б). Полученное изображение шкал лимбов, совмещенных со штрихом, передается при помощи пентапризмы в микроскоп, где и производится отсчет.

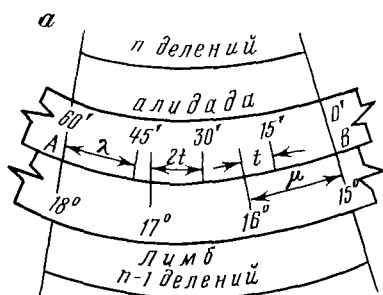
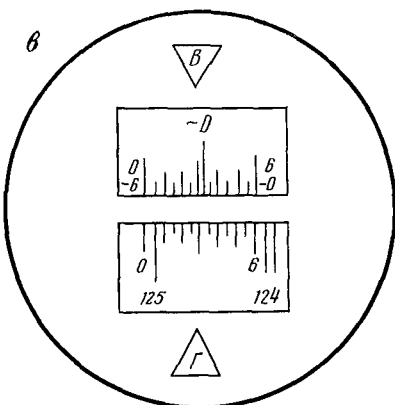
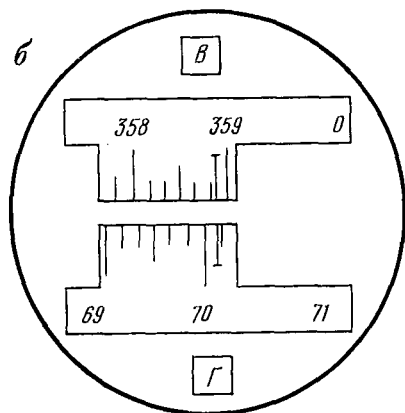


Рис. 25. Отсчетные устройства:

а — верньер; б — поле зрения штрихового микроскопа теодолита ТЗ0. Отсчеты: по вертикальному кругу — $358^{\circ}27'$; по горизонтальному — $70^{\circ}08'$; в — поле зрения шкалового микроскопа теодолита 2ТЗ0. Отсчеты: по вертикальному кругу — $0^{\circ}27'$; по горизонтальному — $125^{\circ}05'$



Шкаловый микроскоп в отличие от штрихового имеет отсчетную шкалу (вместо штриха), нарезанную на стеклянной пластинке (рис. 25, в). Изображение шкалы совмещается с лимбами вертикального и горизонтального кругов, при этом длина шкалы равна длине изображения одного деления лимбов.

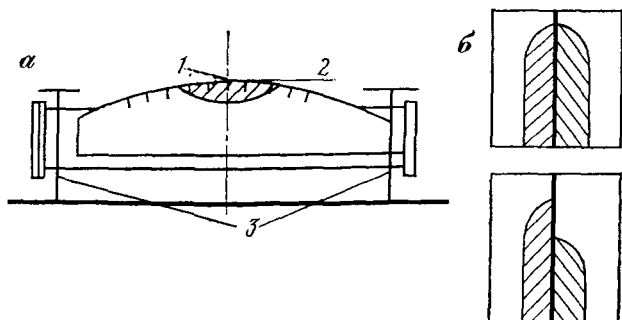


Рис. 26. Уровни:

а — цилиндрический: 1 — нуль-пункт; 2 — ось уровня; 3 — исправительные винты; б — контактный

Уровни — служат для установки прибора или его отдельных частей в определенное положение по отношению к горизонтальной плоскости. В геодезических приборах применяются цилиндрические и круглые уровни. Более точные — цилиндрические (рис. 26, а). Они изготавливаются шкаловыми (со штрихами на внешней стороне ампулы) и контактными (без делений). Середина шкалы называется нуль-пунктом 1. Касательная, проведенная к внутренней поверхности уровня в нуль-пункте, называется осью уровня 2. Расстояние между штрихами принято 2 мм. Ценой деления уровня называют угол на который наклонится ось уровня при смещении пузырька на одно деление. Контактные уровни (рис. 26, б) более удобны в работе и в 3—4 раза повышают точность установки приборов. В них через систему призм изображение положения концов пузырька передается в поле зрения глаза наблюдателя и при совмещении концов — пузырек находится в нуль-пункте (рис. 26, б).

Оптические теодолиты получили широкое распространение при изысканиях и в строительстве.

Теодолит ТЗ0 (рис. 27) — технический, повторительный с односторонней системой отсчета по лимбам. Корпус зрительной трубы жестко соединен со своей горизонтальной осью *НН*. Конструкция горизонтальной оси такова, что позволяет производить ее юстировку.

Зрительная труба имеет увеличение $20\times$ и переводится через зенит обоими концами. Теодолит имеет один цилиндрический уровень при горизонтальном круге с ценой деления $45''$, уровень при трубе и ориентир-буссоль (рис. 28). Уровень при трубе используют в том случае, если теодолитом необходимо провести нивелирование при горизонтальном положении визирной оси, а с помощью ориентир-буссоли определяют направление магнитного меридиана.

Освещение горизонтального и вертикального кругов осуществляется лучами, отражаемыми от плоскости зеркала. Горизонтальный круг лимба оцифрован по часовой, а вертикальный — против часовой стрелки от 0 до 360° через 1° . Вертикальный круг жестко соединен с горизонтальной осью и вращается вместе со зрительной трубой. Подставка теодолита прикреплена к днищу футляра, поэтому футляр можно надевать, не снимая теодолит со штатива. Цена деления лимбов $10'$, ошибка отсчета не более $1'$.

Теодолит 2ТЗ0 — усовершенствованная модель ТЗ0, имеет шкаловое отсчетное устройство. Лимб вертикального круга оцифрован от 0 до 75° и от 0 до -75° , поэтому он имеет две части отсчетной шкалы — без знака и со знаком минус. Если в поле зрения микроскопа перед цифрой градусов стоит знак минус, то отсчет ведется по шкале от 0 до -6 . Счет минус идет

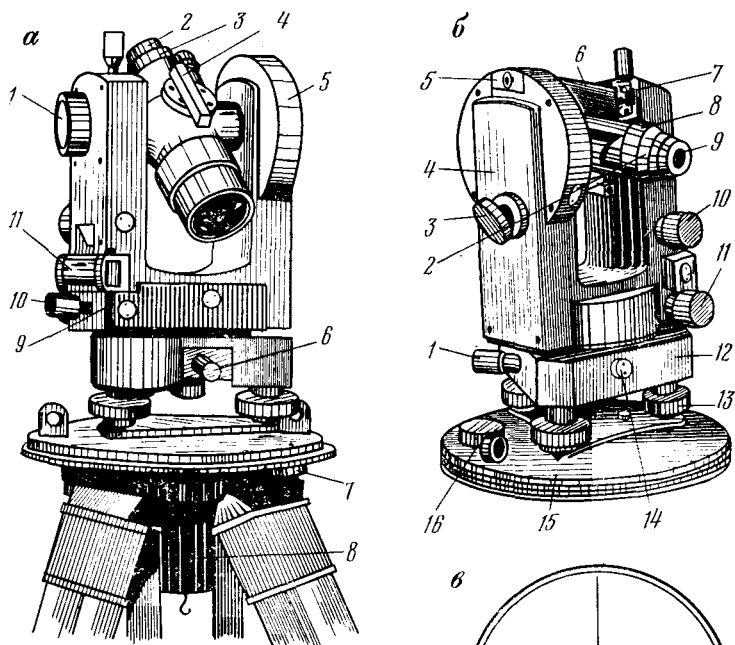


Рис. 27. Теодолит Т30:

а — вид слева:

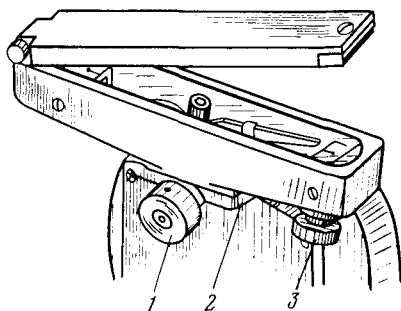
1 — кремальера; 2 — диоптрийное кольцо; 3 — колпачок; 4 — визир; 5 — колонка; 6 — зажимной винт подставки; 7 — головка; 8 — становой винт; 9 — юстировочные винты; 10 — зажимной винт; 11 — уровень;

б — вид справа:

1 — наводящий винт горизонтального круга; 2 — окуляр микроскопа; 3 — зеркало подсветки; 4 — боковая крышка; 5 — посадочный паз для буссоли; 6 — уровень при трубе; 7 — юстировочная гайка; 8 — колпачок; 9 — диоптрийное кольцо окуляра; 10 — наводящий винт трубы; 11 — наводящий винт алидады; 12 — подставка; 13 — подъемные винты; 14 — втулка; 15 — основание; 16 — крышка; в — сетка нитей зрительной трубы

Рис. 28. Ориентир-буссоль:

1 — закрепительный винт; 2 — кронштейн; 3 — винт арретира



от пересечения отсчетной шкалы штрихом соответствующего градуса. Точность отсчета $0,5'$.

Теодолит Т15 (рис. 29) относится к шкаловым, повторительным теодолитам. Цена деления лимбов 1° , шкалы состоят из 60 делений, что соответствует $1'$, поэтому точность отсчета микро-

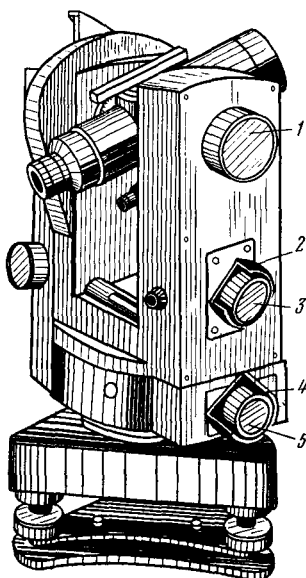
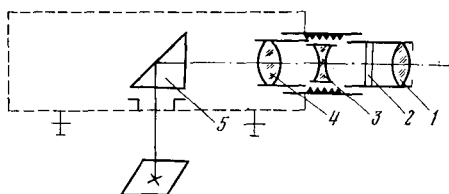


Рис. 29. Теодолит Т15:

1 — головка фокусирующего винта трубы; 2 — закрепительное устройство трубы; 3 — головка наводящего винта трубы; 4 — закрепительное устройство алидадной части горизонтального круга; 5 — головка наводящего винта алидадной части горизонтального круга

Рис. 30. Оптический центрир



скопа 10" (0,1 деления). Теодолит снабжен оптическим центриром, вмонтированным в алидадную часть (рис. 30), имеет один цилиндрический уровень при горизонтальном круге и цилиндрический уровень при алидаде вертикального круга.

На базе Т15 создана модификация теодолита под шифром Т15К со зрительной трубой прямого изображения и компенсатором при вертикальном круге. В качестве компенсатора здесь применена прямоугольная призма, подвешенная на плоской пружине.

Теодолиты Т2 и Т5 и их модификации относятся к числу точных. Теодолит 2Т2 имеет параметры аналогичные теодолиту Т2. Оптическая схема не отличается от схемы теодолита Т2. В теодолите 2Т2 применена новая система отсчитывания по микроскопу, где отсчет десятков минут производят по вспомогательной шкале. Теодолиты Т2 служат для измерения углов в триангуляции и полигонометрии 3 и 4 классов, для астрономических наблюдений, монтажа оборудования и других инженерных работах.

Теодолит 2Т5К по техническим характеристикам аналогичен 2Т5, но имеет самоустанавливающуюся систему оптического компенсатора при вертикальном круге, которая заменила уровень при алидаде вертикального круга. Точность компенсации $\pm 2''$, при диапазоне действия компенсатора $\pm 3,5'$.

Теодолиты типов Т15К, 2Т30П и Т60 изготавливаются с трубой прямого изображения.

Все теодолиты имеют зажимные и наводящие (микрометренные) винты. Зажимные — закрепляют вращающиеся части прибора, а наводящие предназначены для медленного и плавного их вращения.

§ 25. ПОВЕРКИ И ЮСТИРОВКА ТЕОДОЛИТА

До начала проведения полевых геодезических работ выполняются следующие проверки теодолита.

1. Ось цилиндрического уровня при алидаде горизонтального круга должна быть перпендикулярна вертикальной оси теодолита, т. е. $ZZ \perp iii$. В этом случае ось прибора занимает отвесное положение.

Для проверки этого условия поворачивают алидаду так, чтобы ось уровня расположилась приблизительно параллельно прямой, соединяющей два подъемных винта подставки, и вращением этих винтов выводят пузырек уровня в нуль-пункт. Затем поворачивают алидаду на 90° и третьим винтом устанавливают пузырек опять на середину. Поворотом алидады на 180° оценивают смещение пузырька от среднего положения. Если пузырек отклонился более чем на одно деление, выполняется юстировка. В этом случае, действуя подъемными винтами, перемещают пузырек уровня на половину делений отклонения и исправительными (юстировочными) винтами приводят уровень в нуль-пункт.

После юстировки проводят повторную проверку. При любом положении алидады пузырек уровня должен находиться в нуль-пункте.

2. Визирная ось зрительной трубы должна быть перпендикулярна к ее горизонтальной оси вращения, т. е. $WW \perp HH$.

Если это условие соблюдено, то визирная ось трубы при вращении образует коллимационную плоскость и отсчет на горизонтальном круге будет W . Уклонение визирной оси от ее перпендикулярного положения к своей оси вращения называется коллимационной ошибкой. В этом случае визирная ось при вращении образует коническую поверхность, а отсчеты по горизонтальному кругу при круге право (П) и круге лево (Л) будут соответственно равны Π_1 и Λ_1 (рис. 31). После этого нужно ослабить закрепительный винт горизонтального лимба, повернуть алидадную часть на 180° , закрепить лимб и навести трубу на ранее выбранную точку, снять отсчеты по горизонтальному кругу Л и П. Величина коллимационной ошибки c определяется по формуле

$$c = \frac{(\Lambda_1 - \Pi_1 \pm 180^\circ) + (\Lambda_2 - \Pi_2 \pm 180^\circ)}{4}.$$

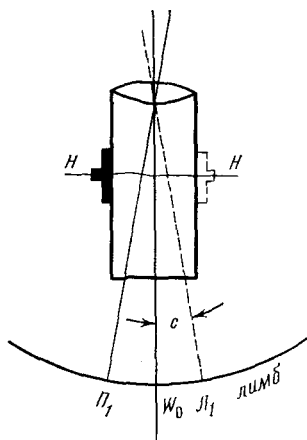


Рис. 31. Коллимационная ошибка

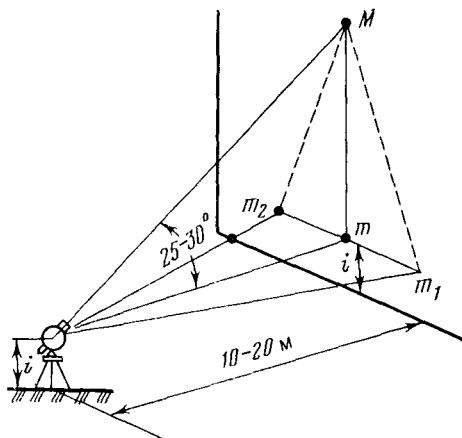


Рис. 32. Схема проверки горизонтальности оси вращения трубы

Если значение c будет равно или меньше двойной ошибки отсчетного устройства (для ТЗ0 $t=1'$), т. е. $|c| \leq 2t$, то юстировку проводить не требуется. Для исправления коллимационной ошибки необходимо: снять колпачок, закрывающий доступ к юстировочным винтам сетки нитей; навести зрительную трубу на удаленную визирную цель и снять показания L (или P) по горизонтальному кругу; вычислить исправленные показания для горизонтального круга по формуле $L_{\text{испр}} = L - c$ (или $P_{\text{испр}} = P + c$) и установить их. В этом случае перекрестие сетки нитей сойдет с наблюдаемой точкой. Затем, ослабив один из вертикальных винтов, действуя горизонтальными винтами, совмещают перекрестие сетки нитей с наблюдаемой точкой. Проверку следует повторить.

3. Горизонтальная ось вращения зрительной трубы должна быть перпендикулярна к вертикальной оси теодолита, т. е. $HH \perp ZZ$. Для проверки этого условия теодолит на штативе устанавливают по уровню на расстоянии 10—20 м от стены (рис. 32). Выбирают и отмечают на стене точку M (или укрепляют марку) под углом $25-30^\circ$ к горизонту. Наводят на эту точку зрительную трубу и при круге лево и право проектируют точку M вниз и отмечают точки m_1 и m_2 . Условие считается выполненным, если расстояние между точками m_1 и m_2 не превышает две ширины биссектора сетки нитей. Угловая погрешность определяется по формуле

$$i = \rho \frac{r_{m_1 m_2}}{2Mm},$$

где $m_1 m_2$ и Mm — расстояния между соответствующими точками, $\rho = 206\,265'$.

Значение наклона горизонтальной оси i не должно быть более $1'$. Если указанные условия не выполнены, то прибор ремонтируют в мастерской.

4. Вертикальная нить сетки должна быть установлена отвесно, т. е. находится в коллимационной плоскости.

Теодолит устанавливают на штативе и приводят вертикальную ось в отвесное положение. Зрительную трубу наводят на визирную цель и совмещают изображение цели с левым концом горизонтального штриха сетки нитей. Затем, вращая прибор наводящим винтом алидады, следят не сходит ли изображение цели с правого конца штриха сетки нитей. Если оно сходит более чем на три ширины штриха, то необходимо снять защитный колпачок сетки нитей, ослабить четыре крепежных винта окуляра и повернуть окуляр так, чтобы средний штрих сетки расположился горизонтально. После этого окуляр закрепляют, а защитный колпачок устанавливают на место.

§ 26. УСТАНОВКА ТЕОДОЛИТА

Установка теодолита в рабочее положение включает центрирование по отвесу, нивелирование по уровню, установку зрительной трубы и отсчетного микроскопа по глазу, ориентирование по выбранному направлению.

Перед началом работ штатив устанавливают над точкой местности, регулируя его высоту соответственно росту наблюдателя, при этом головка штатива должна быть в приблизительно горизонтальном положении. Затем на головку штатива ставят теодолит и закрепляют его становой винтом.

Под центрированием понимают установку вертикальной оси теодолита, проходящей через центр лимба на одной отвесной прямой с вершиной угла или съемочной точкой. Центрирование выполняют по нитяному отвесу, либо с помощью оптического центра. Для центрирования теодолит перемещают путем нажатия на выступы ножек и вдавливания их в грунт так, чтобы грузик отвеса находился приблизительно над точкой. После этого ослабляют становой винт и передвигают теодолит по головке штатива таким образом, чтобы грузик отвеса оказался точно над центром точки. Становой винт после этого закрепляют. Теодолит ТЗ0 может быть отцентрирован и при помощи зрительной трубы. В этом случае используют специальные окулярные насадки. Объектив зрительной трубы при центрировании опускают вниз, так, чтобы отсчет по микроскопу вертикального круга был равен 270° .

Нитяный отвес позволяет центрировать в безветренную погоду с точностью порядка 5 мм. Для повышения точности применяют оптические центры (см. рис. 30), встроенные в алидаду горизонтального круга. Центрир состоит из окуляра 1,

сетки нитей 2, фокусирующей линзы с кремальерой 3, объектива 4 и призмы 5, направляющей луч на 90° вниз. При центрировании алидада должна находиться в горизонтальном положении. Оптические центры позволяют устанавливать прибор с точностью порядка 0,5 мм.

Установка вертикальной оси прибора в отвесное положение осуществляется по выверенному уровню при горизонтальном круге. Для этого цилиндрический уровень поворотом алидады располагают по направлению двух подъемных винтов и вращением их приводят пузырек на середину, после чего поворачивают алидаду примерно на 90° по направлению третьего винта. Действуя этим винтом приводят пузырек опять на середину. Правильность установки проверяют 2—3 раза, при этом пузырек уровня горизонтального круга должен при всех положениях алидады находиться на середине.

Установка зрительной трубы по глазу имеет целью получение в поле зрения трубы резкого и отчетливого изображения сетки нитей и наблюдаемого объекта. Зрительную трубу наводят на небо или хорошо освещенный белый предмет и вращением диоптрийного кольца окуляра достигают четкого изображения сетки нитей. Отчетливое изображение наблюдаемого предмета осуществляется вращением кремальеры.

Установка отсчетного микроскопа по глазу необходима для получения отчетливого изображения делений на лимбах горизонтального и вертикального кругов. Необходимая яркость изображения достигается вращением зеркала подсветки и диоптрийного кольца.

Ориентирование заключается в наведении зрительной трубы на выбранную точку и получении при этом заранее заданного отсчета по горизонтальному кругу лимба. Так например, начальному направлению углов желают придать нулевой или какой-либо другой отсчет. Ориентирование лимба проводится не всегда.

§ 27. ИЗМЕРЕНИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ УГЛОВ

После установки теодолита в рабочее положение приступают к измерению горизонтальных углов, при этом в целях исключения ошибки от эксцентриситета алидады и наклона оси вращения зрительной трубы (коллимационной ошибки) измерение угла следует выполнять при двух положениях вертикального круга — при круге лево (Л) и круге право (П) по отношению к окуляру. Измерение горизонтальных углов может выполняться одним из следующих способов.

Способ приемов (рис. 33, а). Для измерения угла ADB закрепляют лимб при произвольном его ориентировании и вращением алидады наводят трубу на точку А, закрепляют али-

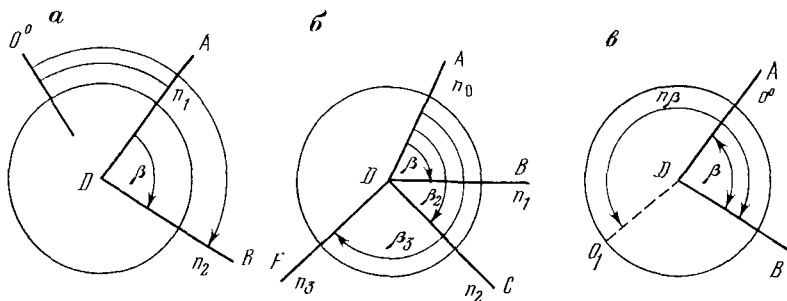


Рис. 33. Схема измерения горизонтальных углов:

а — способом приемов; б — способом круговых приемов; в — способом повторений

даду и берут отсчет n_1 . Затем открепив алидаду, визируют на точку B и делают второй отсчет n_2 . Искомый угол $\beta = n_2 - n_1$. Такое измерение называют полуприемом. После этого измеряют этот же угол при втором положении круга, но предварительно лимб смещают на $1-2^\circ$ (а при работе с верньерными теодолитами смещают на 90°). Если при вычислении окажется, что отсчет $n_2 < n_1$, то необходимо к отсчету n_2 прибавить 360° . Так, например, если $n_2 = 26^\circ 31'$, а $n_1 = 178^\circ 36'$, то $\beta = 360^\circ + 26^\circ 31' - 178^\circ 36' = 109^\circ 55'$.

Два таких измерения составляют один прием. Расхождение между измеренными величинами углов не должно превышать двух точностей ($2t$) прибора. Только в этом случае находят значение угла β как среднее между полуприемами. Для повышения точности измерения угол измеряют несколькими приемами. Способ приемов наиболее распространен в практике инженерной геодезии.

Способ круговых приемов (рис. 33, б). Этот способ применяют тогда, когда требуется измерить углы из одной точки между несколькими направлениями. Он состоит из двух полуприемов. Первый полуприем выполняется при левом положении вертикального круга, а второй — при правом (или наоборот). Закрепив лимб, зрительную трубу наводят последовательно на все направления, начиная с начального, и заканчивая визированием на эту же точку. Результаты наблюдений записывают в журнал. Расхождение в отсчетах на начальную точку не должно превышать $2t$. Определив среднее значение отсчета начального направления n_0 , вычисляют величины углов:

$$\beta_1 = n_1 - n_0; \quad \beta_2 = n_2 - n_0; \quad \beta_3 = n_3 - n_0; \quad . . .$$

Для выполнения второго полуприема зрительную трубу переводят через зенит и также последовательно визируют на все направления, но в обратном порядке.

При необходимости повышения точности измерения выполняют несколькими приемами, но перед каждым из них горизонтальный лимб смещают на угол $360^\circ/n$, где n — число приемов.

Способ повторений (рис. 33, в). Сущность этого способа заключается в последовательном многократном откладывании на лимбе величины измеряемого угла β . Способ может быть выполнен только повторительным теодолитом. Наблюдения делают при положении вертикального круга право и лево. Измерения выполняют следующим образом. Устанавливают отсчет по горизонтальному лимбу близкий к 0° . Закрепляют алидаду и вращением лимба наводят трубу на левую точку A угла ADB . Закрепляют лимб и берут отсчет. Затем открепляют алидаду, поворачивают ее по ходу часовой стрелки, визируют на правую точку B и записывают отсчет, называемый контрольным. Он является приблизительной величиной измеряемого угла β . В окончательном вычислении угла он не участвует, а служит для контроля вычислений, чтоб не пропустить переход отсчетного индекса через нуль лимба. Каждый переход через нуль учитывается прибавлением к отсчету 360° . Этими действиями осуществляется первое повторение.

Второе повторение выполняется аналогично первому. При скрепленной алидаде с лимбом, освобождают лимб и, вращая прибор по ходу часовой стрелки, наводят зрительную трубу на левую точку A и закрепляют лимб. Освободив алидаду, наводят трубу на правую точку B , но отсчета при этом не делают. Однако известно, что на лимбе отложились два значения измеряемого угла.

Третье и последующие измерения выполняют в том же порядке и заканчивают визированием на правую точку B со взятием отсчета. Таким образом, если обозначить через a — заключительный, а b — начальный отсчеты, n — число повторений, то искомый угол β будет равен

$$\beta = \frac{a - b}{n}.$$

На этом заканчивается первый полуприем. Второй полуприем ведется при другом положении вертикального круга, а отсчетный штрих устанавливают не на 0° , а в любом другом положении.

Способ повторений применяют с целью повышения точности измерения угла.

§ 28. ИЗМЕРЕНИЕ ВЕРТИКАЛЬНЫХ УГЛОВ

Вертикальные углы определяют по вертикальному кругу теодолита. Измерение вертикальных углов, так же как и горизонтальных начинается с установки прибора в рабочее положение.

Перед взятием отсчета по вертикальному кругу у теодолитов, имеющих уровень при алидаде вертикального круга, необходимо пузырек уровня с помощью наводящего винта привести в нуль-пункт. У теодолитов Т5К, Т15К этот уровень заменен компенсатором. Теодолиты Т30, 2Т30 также не имеют уровня при вертикальном круге, поэтому перед взятием отсчета следят, чтобы пузырек уровня при алидаде горизонтального круга был в нуль-пункте.

Принцип действия оптического компенсатора основан на том, что под действием силы тяжести оптическая система, подвешенная на проволоках, стремится занять вертикальное положение и тем самым устраняет погрешность установки теодолита.

Для получения величины угла наклона при помощи отсчетов по вертикальному кругу необходимо знать место нуля вертикального круга, обозначаемого символом M_0 . Местом нуля называют отсчеты по лимбу вертикального круга, когда визирная ось зрительной трубы горизонтальна, а пузырек уровня при его алидаде находится в нуль-пункте. При хорошо отъюстированном приборе место нуля должно быть близким к 0° . Но практически значение M_0 отличается от нулевого отсчета на некоторую величину, которую необходимо учитывать в определении угла наклона v . Для удобства расчетов M_0 приводят к значению близкому к нулю с положительным или отрицательным знаком. Например, $M_0 = +0^\circ 01'$ или $M_0 = -0^\circ 02'$.

Расчетные формулы по определению места нуля и вертикальных углов обычно приводятся в паспортах и зависят от типа оцифровки и основного положения вертикального круга — право (П) или лево (Л).

Если основным положением является круг лево (Л), а лимб оцифрован против часовой стрелки (теодолит Т30), то расчетные формулы имеют вид

$$\begin{aligned} M_0 &= \frac{Л + П}{2}; & v &= Л - M_0 \\ v &= \frac{Л - П}{2}; & v &= M_0 - П. \end{aligned} \quad (5.3)$$

Определение v ведут обычно по одной формуле, а остальными пользуются для контроля.

Пример. Пусть отсчет по кругу лево $Л = 3^\circ 27'$, а при круге право $П = 356^\circ 23'$. Заменим $П = 356^\circ 23' - 360^\circ = -3^\circ 37'$, тогда

$$M_0 = \frac{+3^\circ 27' + (-3^\circ 37')}{2} = -0^\circ 05';$$

$$v = +3^\circ 27' - (-0^\circ 05') = +3^\circ 32'.$$

Контроль:

$$v = -0^\circ 05' - (-3^\circ 37') = +3^\circ 32';$$

$$v = \frac{+3^\circ 27' - (-3^\circ 37')}{2} = +3^\circ 32'.$$

Если теодолит имеет основное положение круг право и круг оцифрован по ходу часовой стрелки (теодолит ТТ5, Т5), то расчет M_0 и углов наклона выполняется по формулам

$$M_0 = \frac{\Pi + Л}{2}; \quad v = \Pi - M_0;$$

$$v = \frac{\Pi - Л}{2}; \quad v = M_0 - Л. \quad (5.4)$$

Пример. Пусть отсчет при круге право $\Pi = 3^\circ 27'$ и круге лево $Л = 178^\circ 31'$. Преобразуем этот отсчет, тогда $Л = 178^\circ 31' - 180^\circ = -3^\circ 29'$. Значения M_0 и v будут равны:

$$M_0 = \frac{+3^\circ 27' + (-3^\circ 29')}{2} = -0^\circ 01'; \quad v = +3^\circ 27' - (-0^\circ 01') = +3^\circ 28'.$$

Контроль:

$$v = \frac{3^\circ 27' - (-3^\circ 29')}{2} = 3^\circ 28';$$

$$v = -0^\circ 01' - (-3^\circ 29') = +3^\circ 28'.$$

Из рассмотренных примеров видно, что прежде чем пользоваться расчетными формулами (5.3) и (5.4), необходимо предварительно привести все отсчеты по вертикальному кругу, превышающие 90° , к соответствующим им расчетам в малых значениях. При этом, если отсчет имеет значение в пределах $90^\circ - 270^\circ$, то из этой величины вычитается 180° , а при отсчетах в пределах $270^\circ - 360^\circ$, вычитается 360° .

В современных номограммных тахеометрах и кипрегелях нулевой штрих отсчетного устройства вертикального круга близок к 90° . Расчетными формулами места нуля и угла наклона для таких приборов являются:

$$M_0 = \frac{\Pi - Л}{2}; \quad v = \Pi - M_0;$$

$$v = Л + M_0; \quad v = \frac{\Pi + Л}{2}. \quad (5.5)$$

Контролем качества измерения углов наклона служит постоянство места нуля. Колебание его величины не должно превышать двойной точности отсчетного устройства теодолита. Место нуля не оказывает влияния на результаты измерений, но удобнее, когда его значение близко к нулю. Исправление места нуля у теодолитов, не имеющих отдельного уровня для вертикального круга (Т30), а также и приборов с компенсаторами (Т15К) осуществляют следующим образом. Наводят трубу (при круге право и лево) на одну точку и вычисляют исправленные отсчеты по вертикальному кругу $Л_{испр} = Л - M_0$ (или $\Pi_{испр} =$

=П—М0) и устанавливают их на соответствующих кругах. Изображение точки в этом случае сместится. Затем, действуя юстировочными винтами, сетку нитей перемещают до совпадения перекрестия с наблюдаемой точкой.

Если теодолит имеет уровень при алидаде вертикального круга или при вертикальном круге, отделенном от трубы, то зрительную трубу наводящим винтом устанавливают в горизонтальное положение, при этом отсчет по вертикальному кругу должен быть равен вычисленному значению места нуля, а пузырек уровня — находиться в нуль-пункте. После этого наводящим винтом совмещают нулевые штрихи отсчетного устройства и вертикального круга. Пузырек в этом случае отклонится от середины. Действуя исправительным винтом, приводят пузырек в нуль-пункт.

§ 29. ТОЧНОСТЬ ИЗМЕРЕНИЯ УГЛОВ

На точность измерения углов влияют как приборные ошибки (ошибки отсчетного устройства, градуировки лимбов, фокусировки трубы, расположения основных осей прибора), так и условия производства работ (квалификация геодезиста, климат, рельеф и т. д.).

Ошибка измерения горизонтального угла является суммой ошибок: визирования, отсчитывания по микроскопу, центрирования, редуцирования. Поэтому средняя квадратическая ошибка измеренного угла выразится формулой

$$m = \sqrt{m_v^2 + m_o^2 + m_{ц}^2 + m_p^2}, \quad (5.6)$$

где m_v , m_o , $m_{ц}$, m_p — средние квадратические ошибки соответственно визирования, отсчета, центрирования, редуцирования.

Величины средних квадратических ошибок могут быть определены по формулам:

$$m_v = \frac{60''}{v}; \quad m_o = 0,03t; \\ m_{ц} = (\rho/d) m_e; \quad m_p \approx m_{ц}, \quad (5.7)$$

где $60''$ — погрешность визирования невооруженным глазом; v — увеличение зрительной трубы; t — цена деления шкалы лимба; $\rho = 206\,265$; d — минимальная длина стороны угла; m_e — средняя квадратическая ошибка центрирования прибора над точкой.

Точность измерения вертикальных углов в основном зависит от ошибки взятия отсчета и рефракции. Для технических теодолитов точность измерения вертикальных углов примерно в 1,5—2 раза ниже точности измерения горизонтальных углов. Рефракцию при длине визирного луча до 300 м не учитывают.

§ 30. ИЗМЕРЕНИЕ ТЕОДОЛИТОМ МАГНИТНОГО И ИСТИННОГО АЗИМУТОВ

Магнитные азимуты теодолитом измеряются при помощи ориентир-буссоли. Для этого ее устанавливают в специальный паз, имеющийся в верхней части прибора и закрепляют винтом. На рис. 28 показано закрепление ориентир-буссоли на теодолитах Т30, 2Т30. Положение магнитной стрелки наблюдают в зеркале, которое вращают вокруг оси, придавая ему нужный наклон. Магнитная стрелка показывает направление магнитного меридиана, от которого и отсчитывается магнитный азимут или румб.

Для измерения магнитного азимута заданного направления теодолит с ориентир-буссолью устанавливают над исходной точкой. Затем совмещают нулевые штрихи лимба и алидады и, открепив лимб, вращая его, наводят зрительную трубу на север и закрепляют лимб. Освободив арретиром магнитную стрелку буссоли, наводящим винтом лимба добиваются точного совпадения конца магнитной стрелки с нулевым делением шкалы буссоли. В этом случае обеспечивается совпадение нулевых отсчетов на лимбе и буссоли с направлением на север по магнитному меридиану. После этого открепляют алидаду, устанавливают зрительную трубу на заданное направление и берут отсчет по лимбу горизонтального круга, который и соответствует его магнитному азимуту. Измерения выполняют несколько раз и определяют его вероятнейшее значение.

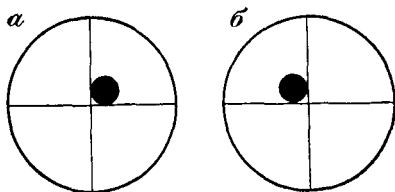
Направление истинного меридиана можно определить точными и приближенными способами. Точные — позволяют определить азимут с погрешностью 0,5", а приближенные 1—2', при этом продолжительность работ при благоприятных метеорологических условиях в первом случае составляет 8—25 суток бригадой из 3—4 инженеров и техников и 2—3 рабочих, а во втором — одни сутки, при этом работа выполняется меньшими силами.

Если известно магнитное склонение δ , то определив магнитный азимут можно вычислить истинный азимут $A = A_m \pm \delta$. Направление истинного меридиана с точностью $\pm 15'$ можно определить по гномону — стальной шпильке длиной 10—15 см, диаметром 2—3 мм. Шпильку втыкают в центр планшета, на котором нанесены через 1 см концентрические окружности. Затем в течение дня отмечают тени верхушки гномона. На каждой окружности будут отмечены две точки, которые соединяют хордами. Поделив каждую хорду пополам, через полученные точки проводят прямую, которая и будет обозначать направление истинного меридиана. На этом же планшете можно при помощи ориентир-буссоли определить магнитное склонение.

Направление полуденной линии можно определить по Полярной звезде. В этом случае на открытой площадке подвешивают

Рис. 34. Схема визирования на Солнце:

a — до полудня; *б* — после полудня



вается отвес на длинной белой бечеве и, стоя в нескольких метрах от него, улавливают момент, когда нить отвеса закроет Полярную звезду и разделит пополам расстояние между крайними звездами в хвосте Большой Медведицы. В этот момент устанавливается вежа так, чтобы она закрыла отвес. Полученная линия между отвесом и вежей укажет направление истинного меридиана.

Более точно истинный меридиан определяют по Солнцу. Выверенный теодолит за 3—4 ч до полудня устанавливают над заданной точкой и тщательно нивелируют. На окуляр укрепляют насадку с призмой и светофильтром. Зрительную трубу наводят на Солнце так, чтобы его изображение касалось вертикальной и средней горизонтальной нитей (рис. 34, *a*). Берут отсчет по вертикальному и горизонтальному кругам и отмечают время наблюдения с точностью до 1 мин. Такие наблюдения примерно через полчаса повторяют, но уже при других наклонах трубы. После полудня положение диска Солнца должно быть таким, как показано на рис. 34, *б*. Отсчеты на вертикальном круге устанавливают те, которые были получены до полудня, но в обратной последовательности. Одновременно записывают и отсчеты по горизонтальному кругу.

Если обозначить парные отсчеты по горизонтальному кругу до и после полудня соответственно через a_1 и a_1' , a_2 и a_2' , a_3 и a_3' и т. д., то отсчеты по лимбу, соответствующие наведению зрительной трубы на южное направление меридиана S будут равны

$$S_1 = \frac{a_1 + a_1'}{2} + k_1; \quad S_2 = \frac{a_2 + a_2'}{2} + k_2 \text{ и т. д.}, \quad (5.8)$$

где $k_1, k_2, \dots$ — поправки за счет неравномерного движения Солнца. Величина поправки в минутах определяется по формуле

$$k = \frac{t \Delta \delta}{\cos \varphi \sin 15t}, \quad (5.9)$$

где t — половина промежутка времени между парными наблюдениями, в мин.; $\Delta \delta$ — изменение склонения Солнца в 1 мин времени, принимаемое по астрономическому справочнику; φ — широта места наблюдения, определяемая по карте; $15t$ — половина

времени в минутах между парными наблюдениями, исходя из того, что за 1 мин времени Земля поворачивается на 15'.

Если наблюдение выполнялось с 22 июля по 21 декабря, то поправка принимается со знаком плюс и знаком минус при наблюдениях с 22 декабря по 21 июня.

Для получения северного направления N астрономического меридиана необходимо к среднему значению S прибавить 180° , тогда получим

$$N = \frac{\sum_{i=1}^n S_i}{n} + 180^\circ, \quad (5.10)$$

где n — число парных отсчетов.

Зная направление истинного меридиана, легко определить магнитное склонение и истинный азимут направления.

Направление истинного меридиана можно определить также при помощи гиротеодолита.

§ 31. ПОНЯТИЕ О КОДОВЫХ, ЛАЗЕРНЫХ ТЕОДОЛИТАХ И ГИРОТЕОДОЛИТАХ

Повышение производительности и точности топографо-геодезических работ возможно за счет механизации и автоматизации процессов измерений. При этом механизация и автоматизация наиболее эффективна только в том случае, если она является комплексной и завершается выдачей готовой геодезической продукции (документации). Наиболее перспективными в решении этой проблемы являются кодовые теодолиты.

В кодовых теодолитах все операции автоматизированы. Наблюдатель осуществляет только визирование на цель, а затем делает анализ и оценку выполненных работ. В последнее время появились новые приборы, в которых и слежение за целью осуществляется также автоматически.

В кодовых теодолитах оперируют числовыми отсчетами, а совокупности разных сигналов образуют кодовые знаки. Наиболее широкое применение получил код, основанием которого является двоичная система счисления. Кодовые лимбы изготавливают на стеклянных дисках.

В СССР разработан кодовый фоторегистрирующий теодолит ТК, который предназначен для измерения углов в теодолитных и тахеометрических ходах и при создании съёмочных обоснований. Средняя квадратическая ошибка измерения угла одним приемом $15''$. Декодирование фотопленки с результатами измерений производится считывателем фильмов СФ-400 или вручную с использованием микроскопа.

Применение лазерных приборов в инженерных изысканиях, строительстве и монтаже оборудования показало их эффектив-

ность и возможность автоматизации геодезических измерений. Луч лазера реально наблюдаем, так как он несет определенную световую энергию в заданном направлении. В результате этого имеется возможность его улавливания и выполнения необходимых геодезических измерений. В настоящее время серийно выпускаются лазерные нивелиры, теодолиты, тахеометры, светодальномеры, насадки к теодолитам и др. Однако лазерные приборы пока не могут полностью заменить существующие геодезические приборы, но области их применения в выполнении геодезических работ все время увеличиваются и расширяются. Лазерные приборы позволяют значительно упростить процесс геодезических измерений, увеличить производительность и точность выполняемых работ.

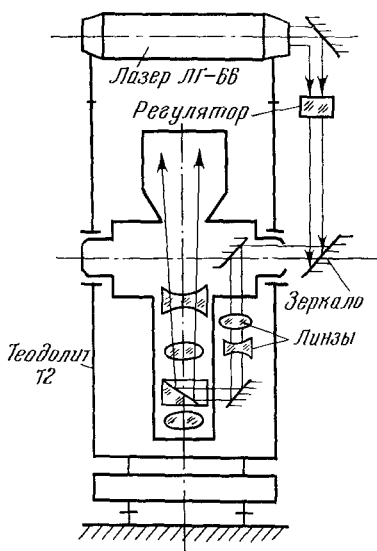


Рис. 35. Схема лазерного теодолита ЦНИИГАиК

Лазерные теодолиты применяются при прокладке тоннелей, строительстве каналов, оросительных систем, мостов, дорог, монтаже конструкций. Лазерный теодолит конструктивно характерен тем, что в обычном теодолите зрительная труба заменена лазерным излучателем. В лазерном теодолите вдоль или параллельно визирной оси направляют лазерный луч. Лазерный излучатель может быть съемным и различной мощности. Так, например, в лазерном теодолите ЛТ-75 применен лазер ЛГ-75 мощностью 30 м ВТ, а лазерный теодолит ЛТ-56 имеет малогабаритный лазер ЛГ-56, мощностью 2мВТ и может питаться от аккумулятора 12 В. Теодолит ЛТ-75 применяется в гидротехническом строительстве, а ЛТ-56 — при производстве разбивочных работ на строительных площадках. Лазерный теодолит ЛТ-56 разработан на базе горного теодолита ТГ-1.

Для выполнения строительно-монтажных работ с высокой точностью в ЦНИИГАиК разработан лазерный теодолит (рис. 35) на базе серийно выпускаемого теодолита Т2. Прибор может работать как обычный так и лазерный.

Разработаны и используются в практике съемные лазерные насадки к серийным теодолитам. В СССР и ряде зарубежных стран насадку монтируют на зрительную трубу. Лазерный луч в этом случае проходит параллельно визирной оси зрительной трубы. По такому принципу выполнена насадка ЛНОТ-02 к тео-

долиту ОТ-02. Источником света служит газовый лазер ЛГ-56. Коллиматор устроен в виде телескопической системы с внутренней фокусировкой. Луч лазера проходит выше визирной оси на 10 см.

К числу новых геодезических приборов относятся гиротеодолиты (гироскомпасы), гироскопические устройства, предназначенные для автономного определения истинных азимутов направлений. Гиротеодолиты используются в маркшейдерских, геодезических, топографических и других работах. Гироскопический эффект широко реализуется при производстве аэрофотосъемки для выдерживания курса самолета при прокладке маршрута, определения и фиксации угловых элементов ориентирования, измерения угловых скоростей, стабилизации прикладной рамки АФА на маршруте параллельно линии горизонта.

По принципу действия гиротеодолит является гироскомпасом, который позволяет с высокой точностью (5—60") определять направление истинного меридиана в любых метеорологических условиях, независимо от времени года и суток.

При аэрофотосъемке кроме гироскомпасов применяются гировертикали (гирогоризонты) для стабилизации прикладной рамки АФА и определения угловых элементов ориентирования.

Под гироскопом понимается твердое тело (ротор), быстро вращающееся вокруг оси симметрии, положение которой в пространстве может меняться.

При конструировании гиротеодолитов наибольшее распространение получили маятниковые гироскопы (рис. 36), в которых свобода вращения вокруг оси Y частично ограничена грузом Q . В результате маятниковый гироскоп приобретает способность указывать направление истинного меридиана.

Гиротеодолит — сложный оптико-механический и электронный прибор, состоящий из гироблока, угломерной части, блока питания и источника энергии. Принципиальная схема гиротеодолита представлена на рис. 37. Гироблок состоит из чувствительного элемента (ЧЭ), как правило маятникового гироскопа, который включает гиромотор в гироскопе, устройство арретирования, систему подвода тока и систему магнитной защиты гироблока. Для уменьшения нагрева гироскопа гироскопу вакуумируют, либо заполняют гелием или водородом. Угломерная часть представляет собой серийно выпускаемый теодолит со штативом, в котором выполнены некоторые доработки для крепления гироблока и устройства за слежением ЧЭ. Источниками питания служат аккумуляторные батареи. Блок питания преобразует постоянный ток в переменный трехфазный с частотой 400—100 Гц, стабилизирует его по напряжению и частоте и распределяет по потребителям.

В СССР нашли применение гиротеодолиты венгерского производства, которые делятся по точности на 5 классов. В соответ-

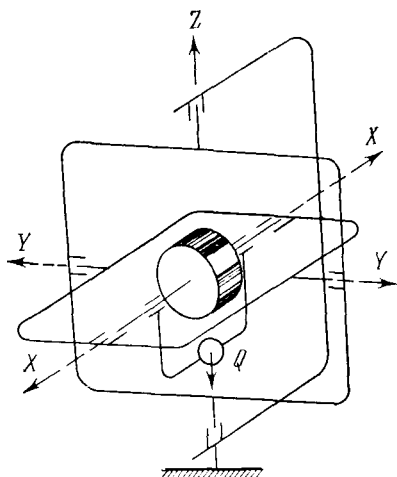
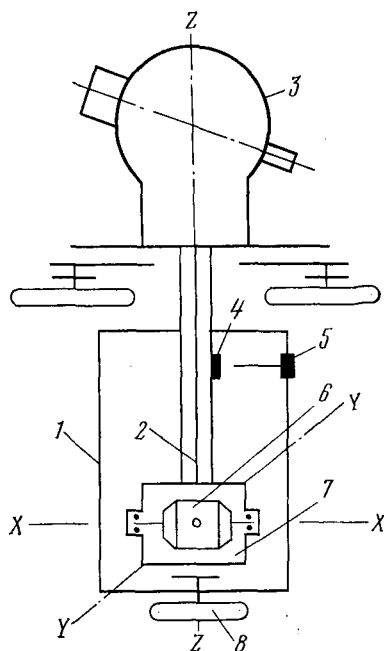


Рис. 36. Схема трехстепенного маятникового гироскопа

Рис. 37. Принципиальная схема гиротеодолита:

1 — гироскоп; 2 — терсион; 3 — теодолит;
4 — зеркало; 5 — шкала; 6 — гиромотор;
8 — гироскоп; 8 — арретир



ствии с этой классификацией, высокоточные (литер А) обеспечивают определение азимутов одним пуском со средней квадратической ошибкой не превышающей 5", точные (литер В) — 20", средней точности (литер С) — 40", малоточные (литер Д) — 1' и низкой точности (литер Е) — 3'. Время определения азимута из одного пуска по полной программе 20—40 мин. Масса прибора без упаковки 30—50 кг. Слежение за движением ЧЭ в теодолитах может быть ручное или автоматическое. В настоящее время применяются различные модели гиротеодолитов в том числе: Gi-B1, Gi-B2, Gi-B3, MBT2, MT-1 и др. Заслуживают внимания конструкторские работы по сочетанию гиротеодолита с лазерным дальномером, а также разработка гиротеодолитов с безроторными гироскопами (вибрационными, лазерными, ядерными и др.).

Гироскоп дает возможность определить гироскопический азимут ориентирного направления $a_{\text{гир}}$, зная который можно вычислить астрономический азимут

$$A = a_{\text{гир}} + \Delta, \quad (5.11)$$

где Δ — постоянная поправка гиротеодолита, получаемая из эталонирования.

§ 32. ЗАКРЕПЛЕНИЕ ТОЧЕК НА МЕСТНОСТИ. ВЕШЕНИЕ ЛИНИЙ

Для измерения длин линий с заданной точностью необходимо мерный прибор укладывать по створу. Створ — это линия пересечения местности вертикальной плоскостью, проходящей через концы отрезка линии. Поэтому при измерении длин линий лентой, рулеткой или проволокой в створе устанавливают вехи через 100—200 м в равнинной и 20—100 м — в холмистой местности. Этот процесс называется вешением линии.

Веха — деревянный шест длиной 2—2,5 м и толщиной 3,5—4 см, раскрашенный полосками красного и белого цветов. В нижней части вехи делается заострение с металлической оковкой для облегчения втыкания ее в землю.

Отрезки линий, подлежащие измерению, соответствующим образом закрепляют на местности. Если точки необходимо сохранить на небольшой период, то их закрепляют вбитыми в землю колышками длиной 30—40 см и установленными рядом сторожками. Центр временного знака обозначается гвоздем, который забивают в верхний срез колышка. При необходимости сохранения знака на более продолжительное время точки закрепляют деревянными столбами, железобетонными монолитами, рельсами, которые устанавливают в заранее пробуренные скважины.

Вешение линии можно выполнять на глаз или при помощи зрительной трубы геодезического прибора. Различные приемы вешения линий представлены на рис. 38. Вешение между взаимно видимыми точками A и B (рис. 38, *а*) производится «на себя». В этих точках устанавливают вехи. Затем техник становится у вехи A , а рабочий по его сигналу устанавливает в створе линии AB последовательно вехи в точках 1, 2, 3 и т. д. Продление отрезка линии AB показано на рис. 38, *б*. Здесь выполняется вешение «от себя».

При вешении через гору, когда точки A и B взаимно не видны (рис. 38, *в*), в этих точках также устанавливают вехи. Затем один рабочий устанавливает веху в произвольной точке d_1 так, чтобы была видна точка A , а другой рабочий ставит веху в точке C в створе линии Ad_1 . После этого первый рабочий переставляет веху из точки d_1 в точку d_2 , находящуюся в створе линии $C_1 B$. Второй рабочий переставляет веху C_1 в точку C_2 и т. д. до тех пор, пока из точки C будет видно, что веха D закрывает веху B , а из D — веха C закрывает A , что свидетельствует о том, что все вехи A , C , D и B выставлены в одной отесной плоскости.

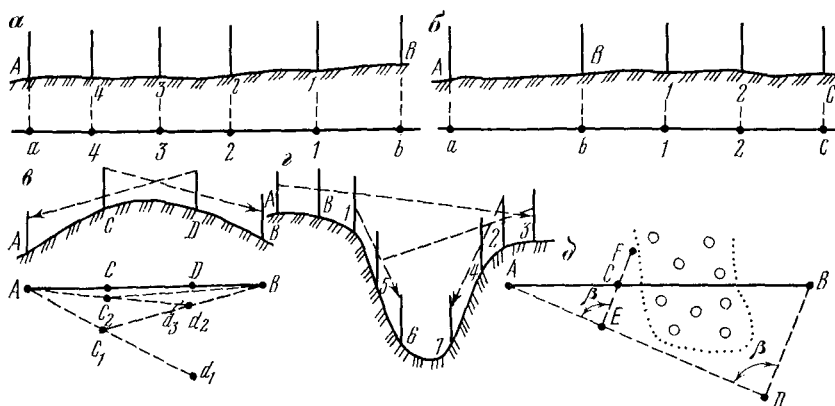


Рис. 38. Схемы вешения линий

Вешение через овраг показано на рис. 38, г. По вехам в точках A и B устанавливается веха 1 — на обрыве и вехи 2, 3 — на противоположной стороне оврага. Затем ставят вехи 4 и 5, а по ним и остальные вехи 6 и 7.

При вешении через лес, если точки A и B взаимно не видны (рис. 38, д) выбирается точка D , с которой видны точка A и B . В этой точке устанавливают теодолит и определяют угол ADB . Теодолит переносят в точку E , откладывают угол β и устанавливают веху в произвольной точке F . Определив лентой расстояния DB , DE и EA , из подобия треугольников AEC и ADB вычисляют $EC = BD \cdot AE / AD$. Это расстояние откладывают по направлению EF , в точке C устанавливают веху и по направлению AC делают просеку на точку B .

§ 33. ЗЕМЛЕМЕРНЫЕ ЛЕНТЫ И РУЛЕТКИ. КОМПАРИРОВАНИЕ

Землемерные ленты и рулетки находят широкое применение в инженерной геодезии при измерениях длин линий. Землемерные ленты выпускают двух типов — ЛЗ (штриховые) и ЛЗШ (шкаловые) длиной 20, 24 и 50 м. Ленты изготавливают в виде стальной полосы шириной 10—20 мм и толщиной 0,4÷0,5 мм с ручками на концах. Для удобства пользования ленты наматываются на железные кольца.

Ленты типа ЛЗ имеют вблизи концов вырезы для шпилек. Каждый метр на ленте отмечен металлической оцифрованной пластинкой. Полуметры обозначены заклепками, а дециметры — сквозными круглыми отверстиями, расположенными по оси ленты. Сантиметры отсчитывают на глаз. У концов ленты имеются вырезы для шпилек и нарезанные штрихи. За общую длину ленты принимается расстояние между штрихами. Земле-

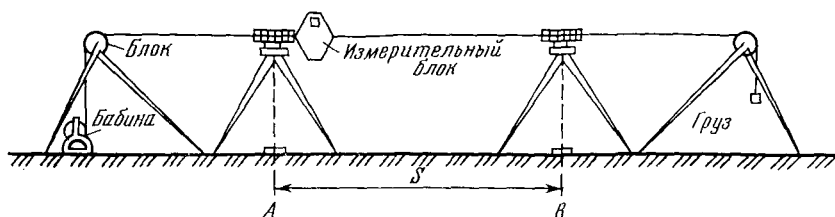


Рис. 39. Схема измерения длины прибором АД1М

мерные ленты позволяют определять длины линий с точностью до 1 : 2 000. Повышение точности измерений может быть достигнуто применением землемерных лент шкалового типа ЛЗШ. На концах этих лент имеются шкалы длиной 10—15 см с сантиметровыми и миллиметровыми делениями. Метровые и дециметровые деления здесь отсутствуют. Для повышения точности измерения мерными лентами их снабжают дополнительным оборудованием: пружинными динамометрами, ножами, булавами или иглами, термометрами и др. Точность измерения лентами с дополнительным оборудованием может быть повышена до 1 : 5 000.

Рулетки могут быть тесмяные или стальные. Тесмяные рулетки РТ применяются для измерения небольших расстояний длиной до 20 м. Стальные рулетки выпускаются с крестовиной РК длиной 50, 75 и 100 м и рулетки, закрепленные на вилке РВ—20, 30 и 50 м. Для высокоточных измерений применяют рулетки, изготавливаемые из инвара.

При необходимости особо точных измерений применяют подвесные мерные приборы, которые могут быть изготовлены из инварной или стальной проволоки. Приборы, изготовленные из инварной проволоки, получили название базисных. Их выпускают трех типов: БП-1, БП-2, БП-3. Эти приборы могут обеспечить ошибку в измеряемом расстоянии не более: 1 : 100 000 (БП-3); 1 : 200 000 (БП-2) и 1 : 750 000 (БП-1).

Подвесной прибор АД1М из стальной проволоки (рис. 39) предназначен для измерения расстояний S до 500 м с погрешностью 1 : 5 000—1 : 10 000.

Прежде чем применить мерный прибор, его рабочую длину сравнивают с образцовой (контрольной), длина которой известна с высокой точностью. Такое сравнение называют компарированием. Компарирование производится на специальных устройствах, называемых компараторами, которые бывают стационарные и полевые.

Полевой компаратор для ленты ЛЗ представляет собой закрепленный на местности базис длиной 120 м, измеренный с высокой точностью. Затем этот базис измеряют проверяемой (рабочей) лентой 6—8 раз и из сравнения результатов измерений

находят поправку Δl_k за компарирование. Фактическая длина l рабочей ленты будет

$$l = l_0 + \Delta l_k, \quad (6.1)$$

где l_0 — длина контрольной ленты.

Поправка считается положительной, если рабочая длина ленты больше и отрицательной — если меньше номинальной длины. При необходимости учета температуры, измеряют t_0 — температуру компарирования. В этом случае длина мерного прибора l при температуре t будет равна

$$l = l_0 + \Delta l_k + \alpha l_0 (t - t_0), \quad (6.2)$$

где α — коэффициент линейного расширения материала ленты, для стальной ленты $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$.

Измерение линии лентой состоит в последовательном укладывании ее в створе от начальной до конечной точки измеряемого отрезка. Измерение производят двое рабочих, — один из них именуется передним, другой — задним.

В начальной точке измерения передний рабочий берет комплект из 11 или 6 шпилек, одну из них передает заднему рабочему, который совмещает конец ленты с начальной точкой измерения и закрепляет его шпилькой. Передний рабочий в это время укладывает ленту в створе измеряемого отрезка. Фиксация ее положения осуществляется по сигналам заднего рабочего. Перед закреплением ленты передний рабочий ее слегка встряхивает, натягивает и шпильку вертикально вставляет в вырез имеющейся в конце ленты. Во время натяжения ленты задний рабочий прижимает конец ленты ногой к земле, что предотвращает ее от смещения. После этого задний рабочий вынимает, а передний рабочий оставляет шпильку в земле и оба перемещают ленту вперед до подхода заднего рабочего к оставленной шпильке. Конец ленты задний рабочий зацепляет за шпильку, а передний рабочий встает в створе задней шпильки и вехи, установленной в начальной точке. Уточнив положение ленты, задний рабочий дает сигнал на закрепление ленты второй шпилькой и процесс измерения повторяется. В ходе измерения у заднего рабочего число шпилек увеличивается, а у переднего убавляется. После установки последней шпильки измеренное расстояние будет 200 или 100 м.

Израсходовав все шпильки, передний рабочий останавливается у последней шпильки и ждет подхода к нему заднего рабочего. Задний рабочий передает переднему 10 или 5 шпилек, а производитель работ записывает число передач шпилек. Поскольку расстояние между измеряемыми точками, как правило, не кратно длине ленты, то всегда остается отрезок от последней шпильки до конечной точки линии. Этот отрезок называется остатком. Он измеряется по метровым и дециметровым меткам на ленте.

Линию измеряют дважды в прямом и обратном направлениях и если расхождение между двумя измерениями допустимо, то из них определяется среднее арифметическое, которое и принимается за результат измерения. При выполнении работ в благоприятных условиях расхождение между двумя измерениями должно быть не более $1/2000$. Общая длина измеряемой линии, если в комплекте 6 шпилек, определяется по формуле

$$D = 5l_n n + l_m m + p,$$

где n — число передач шпилек от заднего рабочего переднему; m — число шпилек в руках у заднего рабочего, не считая воткнутой в землю; p — длина остатка; l_n — длина ленты.

§ 34. ПРИВЕДЕНИЕ НАКЛОННЫХ ЛИНИЙ К ГОРИЗОНТУ

Для составления плана нужно знать не наклонную длину линии, а ее горизонтальную проекцию (рис. 40).

Из рис. 40 видно, что

$$\Delta D = D - d = D - D \cos v = 2D \sin^2 \frac{v}{2}. \quad (6.3)$$

Величина ΔD называется поправкой за наклон линии местности к горизонту. Ее можно определить с помощью микрокалькулятора, либо по специальным таблицам, составленным для различных расстояний и углов наклона местности к горизонту v .

При малых углах наклона величина поправки весьма незначительна. Так, если $v = 1^\circ$, то $\cos 1^\circ = 0,99985$ и $\Delta D : D = 1 - 0,99985 = 0,00015$ или $1 : 6700$; при $v = 2^\circ$ $\Delta D : D = 1 : 1600$; $v = 3^\circ$ $\Delta D : D = 1 : 730$. Отсюда следует, что если требуется обеспечить точность измерения выше $1 : 5000$, то поправку нужно вводить при $v < 2^\circ$.

Точность измерения расстояний землемерной лентой зависит от систематических и случайных ошибок. Систематические

ошибки возникают в результате неточного компарирования ленты λ_n , ошибок при определении длины ленты и неточного ее укладывания в створе линии λ_c , а также ошибки за рельеф местности λ_n . Случайные ошибки вызваны изменением температуры ленты в процессе измерения μ_t , погрешностями за натяжение μ_p ленты, фиксации концов $\mu_{\text{ф}}$, отсчитывания μ_o по шкале и др.

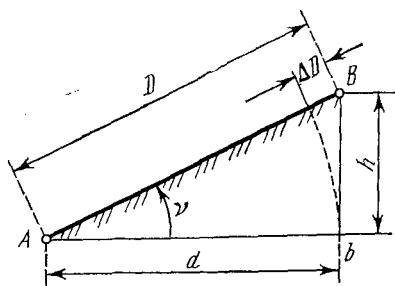


Рис. 40. Горизонтальная проекция линии

Систематические ошибки по величине пропорциональны числу отложений мерного прибора n , а случайные — корню квадратному из числа отложений.

Известно, что квадрат полной ошибки равен сумме квадратов ошибок ее составляющих, поэтому

$$m_D^2 = \mu^2 D + \lambda^2 D$$

или

$$m_D^2 = \mu^2 n + \lambda^2 n,$$

где m_D — полная ошибка; D — длина измеряемой линии; μ — коэффициент случайного влияния, для стальных лент, он колеблется от 0,004 до 0,006; λ — коэффициент систематического влияния, $\lambda = 0,0001 \div 0,0003$.

§ 35. ОПТИЧЕСКИЕ ДАЛЬНОМЕРЫ

Применение оптических дальномеров особенно эффективно при выполнении геодезических работ в труднодоступных районах, в таежной и заболоченной местности, при наличии сложного рельефа, где использование механических приборов для непосредственного измерения длин линий крайне затруднительно или невозможно.

По конструктивным решениям оптические дальномеры подразделяются на нитяные и двойного изображения. Принцип измерения расстояний этими дальномерами основан на решении прямоугольных или равнобедренных треугольников, которые образуются между наблюдателем и базисом дальномера (рейкой).

Схема определения расстояний оптическим дальномером, независимо от конструкции, представлена на рис. 41. Угол β в этом треугольнике весьма мал и называется параллактическим, а противолежащая ему сторона b — базисом. Расстояние D определяется по формуле

$$D = \frac{b}{2} \operatorname{ctg} \frac{\beta}{2}$$

или

$$D = kb,$$

где $k = \frac{1}{2} \operatorname{ctg} \frac{\beta}{2}$ — коэффициент дальномера.

Оптические дальномеры бывают с постоянным параллактическим углом и переменной базой или с переменным параллактическим углом и постоянной базой, а также с переменным углом и базой. Последний тип нашел применение в тахеометрах-

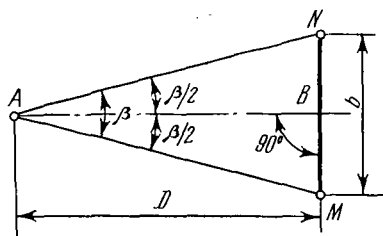


Рис. 41. Параллактический треугольник

автоматах, где горизонтальные проекции наклонных линий определяются автоматически за счет имеющихся в приборе редукционных устройств.

§ 36. НИТЯНЫЕ ДАЛЬНОМЕРЫ

В качестве нитяного дальномера могут использоваться все зрительные трубы геодезических приборов, имеющие сетки нитей. Два горизонтальных штриха, симметрично расположенные относительно перекрестия сетки нитей, являются дальномерными.

При определении расстояний нитяным дальномером рассмотрим два случая: 1 — визирная ось перпендикулярна вертикальной оси рейки и 2 — визирная ось не перпендикулярна вертикальной оси рейки.

Для первого случая расчетная схема представлена на рис. 42. Лучи от глаза через окуляр, сетку нитей и объектив пройдут через фокус эквивалентной линзы F и отсекут на рейке n делений. Из подобия треугольников FMT и Ft_1m_1 видно, что

$$\frac{d_1}{n} = \frac{f}{p}; \quad d_1 = \frac{f}{p} n.$$

Из рис. 42 следует:

$$D = d_1 + f + \delta,$$

где f — фокусное расстояние объектива; δ — расстояние от объектива до оси вращения прибора. Обозначив через $k = \frac{f}{p}$ и $f + \delta = c$, получим

$$D = kn + c. \quad (6.4)$$

Величина k называется коэффициентом дальномера, а c — постоянной дальномера.

В современных приборах с внутренней фокусировкой постоянная дальномера мала, и ею можно пренебречь. В этом случае формула (6.4) примет вид

$$D = kn \quad (6.5)$$

и разность отсчетов по дальномерным штрихам в сантиметрах, умноженная на коэффициент дальномера (который у большин-

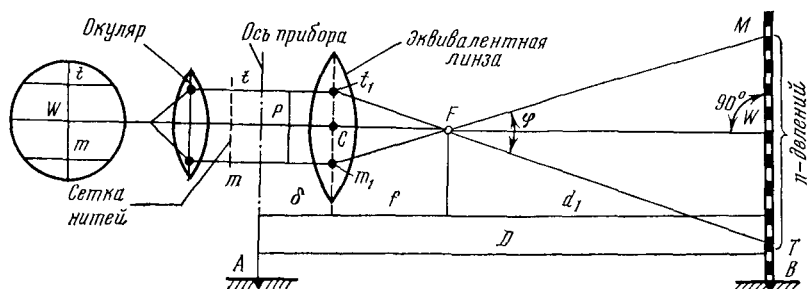


Рис. 42. Схема измерения расстояний нитяным дальномером

ства приборов равен 100) выразит расстояние в метрах. Так например, если разность отсчетов по рейке $n=57$, то $D=57$ м, если $n=106$, то $D=106$ м и т. д.

При работе с нитяным дальномером необходимо произвести проверку, заключающуюся в практическом определении коэффициента дальномера. Для этого рейку устанавливают в 100 м от оси прибора, берут отсчеты по дальномерным нитям. Нижний отсчет на рейке не должен быть ниже 1 м над поверхностью земли в целях устранения влияния рефракции на отсчеты.

Для второго случая расчетная схема представлена на рис. 43. Здесь ν — угол наклона визирной оси к горизонту, n — отсчет между дальномерными нитями по рейке, стоящей вертикально; n' — то же, но по рейке, стоящей перпендикулярно к визирной оси, т. е. наклонно к горизонту.

Из рис. 43 видно, что

$$d = (D_1 + c) \cos \nu. \quad (6.6)$$

Ввиду малости угла β можно принять, что угол $NM'M$ прямоугольный и тогда

$$\frac{n'}{2} = \frac{n}{2} \cos \nu \quad \text{и} \quad n' = n \cos \nu.$$

Величина D_1 может быть определена по формуле (6.5)

$$D_1 = kn' = kn \cos \nu.$$

Подставив значение D_1 в формулу (6.6), получим

$$d = (D_1 + c) \cos \nu = (kn \cos \nu + c) \cos \nu = kn \cos^2 \nu + c \cos \nu.$$

Преобразуем полученное выражение, прибавив и вычтя в правой части величину $c \cos^2 \nu$, тогда

$$d = kn \cos^2 \nu + c \cos^2 \nu + c \cos \nu - c \cos^2 \nu = (kn + c) \cos^2 \nu + c \cos \nu (1 - \cos \nu) = (kn + c) \cos^2 \nu + 2c \cos \nu \sin^2 \frac{\nu}{2}.$$

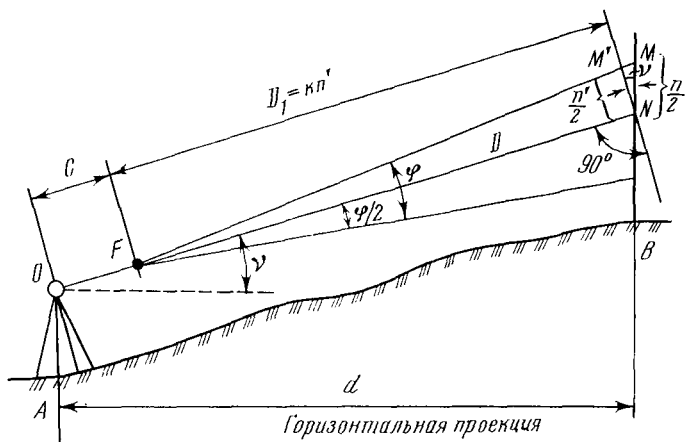


Рис. 43. Схема определения горизонтальных проекций длин нитяным дальномером

Второе слагаемое правой части, величина $2c \cos \nu \sin^2 \frac{\nu}{2}$ при $c=0,30$ и ν от 0 до 10° весьма мала, а при $\nu=20$ и 30° составляет около 2 и 3 см, поэтому ею можно пренебречь и можно записать

$$d = (kn + c) \cos^2 \nu = kn + c - (kn + c) \sin^2 \nu.$$

Обозначив $kn + c = D$, а $(kn + c) \sin^2 \nu = \Delta D$, получим

$$d = D - \Delta D, \quad (6.7)$$

где ΔD представляет поправку к величине D .

Для малых значений ν эта поправка незначительна и составляет:

при $\nu = 5^\circ$ и $D = 10$ м,	$\Delta D = 0,1$ м;
$D = 50$ м,	$\Delta D = 0,4$ м;
$D = 100$ м,	$\Delta D = 0,8$ м.

С возрастанием угла ν величина ΔD увеличивается.

§ 37. СВЕТО- И РАДИОДАЛЬНОМЕРЫ

Свето- и радиодальномеры относятся к группе электромагнитных дальномеров, работающих на принципе измерения времени прохождения электромагнитными волнами измеряемого расстояния. Если обозначить скорость распространения электро-

магнитных волн через v , а время их прохождения измеряемого расстояния через t , то это расстояние определится по формуле

$$D = vt/2.$$

Скорость распространения электромагнитных волн известна, и в вакууме она равна 299 792 456 м/с, а в воздухе может быть определена с учетом показателя преломления воздуха, зависящего от температуры, давления и влажности атмосферы. Для определения времени t существуют два метода: импульсный и фазовый. Импульсный метод применяется при измерении больших расстояний, но с малой точностью. В геодезии более широкое распространение получили фазовые дальномеры, имеющие более высокую точность измерений.

Светодальномеры — это приборы для определения расстояний при помощи светового луча. Принцип действия светодальномера заключается в том, что от источника света через модулятор электромагнитные волны передаются на отражатель, установленный в точке, до которой измеряется расстояние. От отражателя волны возвращаются к приемному устройству, совмещенному с передающим. Приемное устройство передает полученные сигналы через усилитель и демодулятор на устройство обработки сигнала, откуда он идет на табло индикатора, где и высвечиваются результаты измерений в конечном виде, либо в промежуточных значениях.

Источниками излучения в этих приборах могут быть лампы накаливания, газоразрядные лампы, светодиоды, оптические квантовые генераторы — лазеры. Модуляция светового потока осуществляется за счет использования оптических и электрооптических явлений, возникающих при прохождении света через жидкости, кристаллы, полупроводниковые диоды и др. В качестве приемников используются фотоэлектронные умножители, а там, где источником света являются светодиоды — фотодиоды. Визуальный прием менее эффективен, поэтому совершенствование приема и обработки сигналов осуществляется в направлении автоматизации всех процессов измерений.

Отечественные светодальномеры делятся на четыре типа: 1) высокоточные (СБ-6), для измерения расстояний до 50 км со средней квадратической ошибкой не более $\left(1 + \frac{D_{\text{км}}}{5}\right)$ см в трилатерации, полигонометрии и триангуляции 1, 2 и 3 классов; 2) высокоточные (СМ-02) для измерения расстояний до 300 м со средней квадратической ошибкой не более 0,2 см в инженерно-геодезических и маркшейдерских работах; 3) точные (СМ-2) для измерения расстояний до 2 км со средней квадратической ошибкой 2 см в трилатерации и полигонометрии 4 класса; 4) технические (СМ-5) для измерения расстояний до

5 км со средней квадратической ошибкой 5 см в полигонометрии 2 разряда и теодолитных ходах.

Ниже приводится краткая характеристика некоторых отечественных светодальномеров.

Светодальномер «Кварц» предназначен для измерения расстояний в геодезических сетях 1 и 2 классов. Днем им можно измерять расстояния до 30 км, ночью — до 50 км. Наблюдения одного приема занимают не более 5 мин, а вычисления — 20 мин. В качестве источника света применяется неоновый лазер (ЛГ-56), а модулятора — ячейка Керра, представляющая собой стеклянный сосуд, наполненный нитробензолом, в котором имеются два электрода. При наличии напряжения на электродах нитробензол приобретает свойство двойного лучепреломления, которое и используется в светодальномерах.

Светодальномер СТ-65 — малый топографический светодальномер, предназначенный для измерения расстояний от 0,1 до 2 км днем и до 5 км ночью. Время измерения расстояния 15 мин, средняя квадратическая ошибка измерения $m = (15 + +3 D_{\text{км}})$ мм. В качестве модулятора здесь применена ячейка Керра, а источника тока — лампа накаливания СГ-2. Определение расстояний производится расчетом по формулам.

Светодальномер СМ-3 — квантовый геодезический светодальномер малый, предназначенный для измерения расстояний от 2 до 1600 м. Средняя квадратическая ошибка измерения 3 см. Для измерения одним приемом вместе с вычислениями требуется не более 15 мин. В качестве источника света применен светодиод из арсенида гелия, излучающий световой поток с длиной волны 0,91 мкм. Приемо-передающая система — совмещенная; регистрация отраженного светового потока — фотоэлектронная.

Светодальномер 2 СМ-2 — относится к группе топографических приборов. Предназначен для измерения расстояний от 2 до 2000 м со средней квадратической ошибкой 2 см. Масса прибора 58 кг.

Основными частями светодальномера являются: приемо-передатчик, монтируемый на штативе, электронный блок, электронное табло, блок источников питания, уголковые отражатели. Результаты измерения выдаются в метрах с точностью до миллиметров и не требуют каких-либо дополнительных преобразований. Блок источников питания обеспечивает напряжение от 12 до 15 В при помощи аккумуляторов. Уголковые отражатели — трипельпризменные, устанавливаются на штативе. Время измерения расстояния 10 мин.

Радиодальномеры работают на сантиметровом диапазоне ультракоротких радиоволн. Их преимущество перед светодальномерами состоит в том, что они могут работать в любых атмосферных условиях, кроме сильных дождей. Принцип ра-

боты радиодальномеров мало отличается от светодальномеров. Здесь функции отражателя выполняют станции, аналогичные излучающей, т. е. активные переизлучатели, вместо пассивных — в светодальномерах. Кроме того, в радиодальномерах применяются антенные устройства. В последних моделях передаточные и отражательные станции взаимозаменяемые, что значительно повышает возможности радиодальномеров.

Радiodальномер РДВ2 позволяет определять расстояния от 0,2 до 30 км. В этом дальномере применена фазовая система измерения расстояния. Передающая и переизлучающая станции взаимозаменяемые. В комплект радиодальномера могут входить телескопические мачты высотой до 30 м, которые позволяют устанавливать на них дистанционноуправляемые станции. Эти мачты выполняют функции геодезических сигналов.

Глава 7

НИВЕЛИРОВАНИЕ

§ 38. СУЩНОСТЬ И МЕТОДЫ НИВЕЛИРОВАНИЯ

Для изображения рельефа на топографических картах, при проектировании и строительстве инженерных сооружений необходимо знать высоты точек местности.

Определение разности высот (превышений h) точек местности называется нивелированием. Рассмотрим основные методы нивелирования.

Геометрическое нивелирование. При геометрическом нивелировании превышение h между точками A и B определяют с помощью горизонтального луча визирования (рис. 44, а).

Горизонтальный луч реализует специальный геодезический прибор — нивелир, устанавливаемый между точками A и B . На точках A и B местности отвесно устанавливают нивелирные рейки с нанесенными на них делениями, каждое из которых соответствует единицам измерения длины (см, мм). Горизонтальный луч пересекает рейку в точках M и N , отсекая на рейках от их начала (пятки) отрезки a и b , называемые отсчетами по рейке. Как следует из рис. 44, а превышение между точками A и B равно: $h = a - b$.

Для геометрического нивелирования могут использоваться и другие геодезические приборы (теодолит, кипрегель), если визирные оси их зрительных труб устанавливаются в строго горизонтальное положение.

Тригонометрическое нивелирование. При тригонометрическом нивелировании превышение h одной точки над другой опреде-

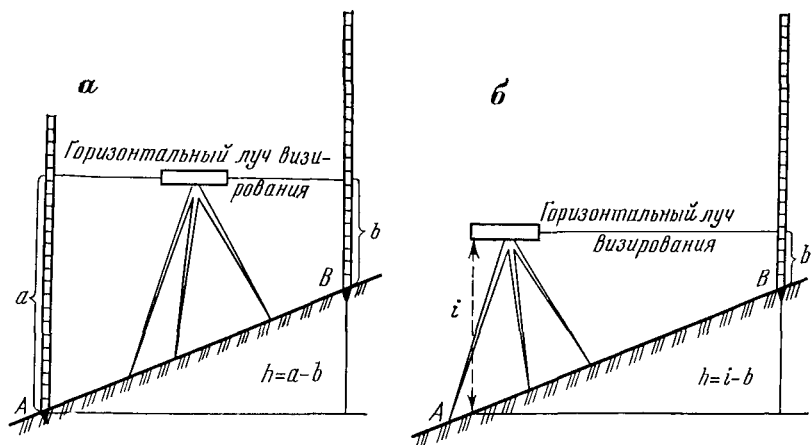


Рис. 44. Схемы геометрического нивелирования:
а — способ «из середины»; *б* — способ «вперед»

ляется с помощью наклонного луча визирования путем измерения угла наклона линии визирования и горизонтальной проекции расстояния между этими точками. Тригонометрическое нивелирование дает меньшую точность в определении превышения, чем геометрическое нивелирование, главным образом в результате влияния рефракции (искривление луча света при прохождении через слои атмосферы различной плотности).

Барометрическое нивелирование. Известно, что с увеличением высоты атмосферное давление уменьшается. Барометрическое нивелирование как раз и основано на физическом законе изменения атмосферного давления при изменении высоты точек. Если в двух точках на земной поверхности одновременно измерить атмосферное давление B , то превышение h между этими точками выразится формулой

$$h = (B_B - B_A) \Delta h,$$

где B_B , B_A — измеренное давление в т. B и A ; Δh — барометрическая ступень высоты, равная изменению высоты при изменении давления на 1 мм ртутного столба.

Барометрическое нивелирование используется в труднодоступных районах страны. Специальные приборы (микробарометры) устанавливаются на вертолетах, вертолеты зависают над труднодоступными точками местности, по микробарометрам измеряют давление и вычисляют превышения. Однако точность барометрического нивелирования не велика (до 0,5 м).

Гидростатическое нивелирование. Гидростатическое нивелирование основано на законе равенства уровней жидкости в со-

общающихся сосудах, не зависимо от высот точек, на которых установлены эти сосуды. Средняя квадратическая ошибка превышения, измеренного методом гидростатического нивелирования, равна $m_h = 5—8$ мкм. Такая высокая точность определения превышений не может быть достигнута другими методами, что делает этот метод предпочтительным при высокоточных работах. Так, например, гидростатическое нивелирование используется при наблюдении за осадками инженерных сооружений, при установке высокоточного оборудования и т. д.

§ 39. СПОСОБЫ ГЕОМЕТРИЧЕСКОГО НИВЕЛИРОВАНИЯ

Различают два способа геометрического нивелирования: «из середины» и «вперед» (см. рис. 44).

При нивелировании «из середины» нивелир устанавливают приблизительно на одинаковом расстоянии от реек в точках *A* и *B*. Точка *B*, превышение которой над точкой *A* определяют, называется передней точкой, точка *A*, относительно которой определяют превышение, называется задней. Приведя визирный луч нивелира в горизонтальное положение, берут отсчеты по рейкам *a* и *b*. Как видно из рис. 44, *a*, превышение *h* равно разности отсчетов на заднюю и переднюю точки, т. е.

$$h = a - b. \quad (7.1)$$

Превышение *h* положительно, если передняя точка выше задней, и отрицательно, если передняя точка ниже задней.

При нивелировании «вперед» нивелир устанавливают так, чтобы его окуляр располагался над задней точкой по отвесной линии, а рейку устанавливают отвесно в передней точке. Приводят визирный луч нивелира в горизонтальное положение, измеряют высоту прибора *i* (расстояние от центра окуляра до точки *A*) и берут отсчет по рейке, стоящей в т. *B*. Превышение *h* (рис. 44, *б*) равно разности высоты прибора *i* и отсчета *b* на переднюю точку, т. е.

$$h = i - b. \quad (7.2)$$

Нивелирование с одной стоянки прибора — станции называется простым. При необходимости определять разности высот точек, находящихся на значительном расстоянии друг от друга, производят последовательное нивелирование на нескольких станциях. Такое нивелирование называется сложным (рис. 45). Последовательное нивелирование образует нивелирный ход. Точки нивелирного хода, на которых рейка сначала является передней, а затем — задней, называют связующими точками. Так, на рис. 45 рейка, стоящая в т. *A* для нивелира на станции 1 является передней, а для нивелира, стоящего на станции 2 — задней. По этому признаку точки *A*, *B*,

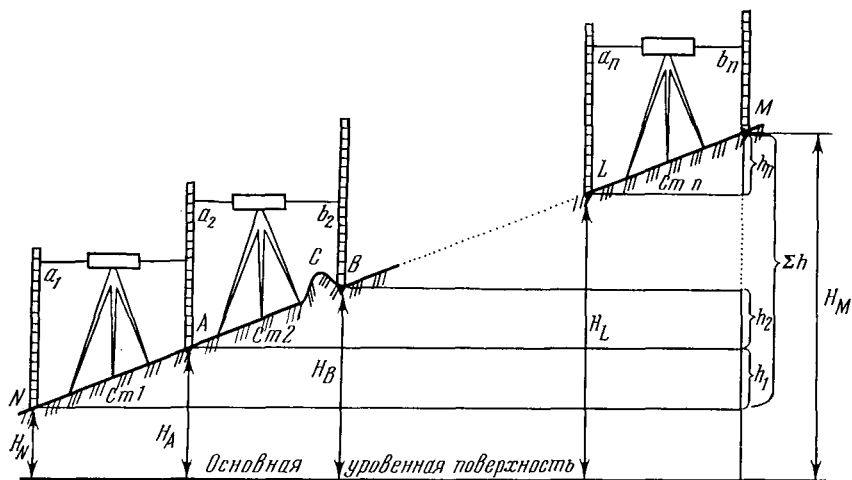


Рис. 45. Схема сложного нивелирования (нивелирный ход)

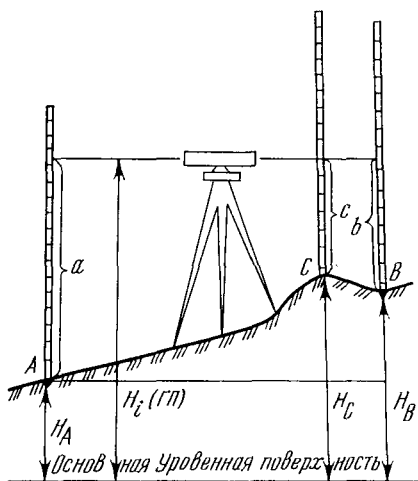


Рис. 46. Высота промежуточной точки

..., L , M нивелирного хода являются связующими. Так как расстояние между нивелируемыми точками невелико (100—150 м), то уровенные поверхности, проходящие через точки N , A , B , ..., L , M (см. рис. 45) можно заменить горизонтальными плоскостями. Зная высоту H_N точки N и превышение h_1 точки A над точкой N , получают высоту связующей точки A :

$$H_A = H_N + h_1.$$

Аналогично

$$H_B = H_A + h_2;$$

$$H_M = H_L + h_n.$$

В общем виде

$$H_{i+1} = H_i + h_i, \quad (7.3)$$

т. е. высота последующей связующей точки равна высоте предыдущей плюс превышение между ними. Суммируя равенства (7.3), можно получить высоту конечной точки M без определения высот связующих точек

$$H_M = H_A + \Sigma h. \quad (7.4)$$

Как видно из выражения (7.3), для того, чтобы вычислить высоты всех связующих точек хода, высота начальной точки A должна быть известна. Для контроля измерений должна быть известна и высота конечной точки M . Нивелирный ход, опирающийся своим началом и концом на точки с известными высотами, называется разомкнутым. Если конечная точка нивелирного хода совпадает с начальной, то такой ход называется замкнутым.

Характерная точка местности C (см. рис. 45), расположенная между связующими точками A и B , называется промежуточной. Для определения высоты промежуточной точки C на нее надо отвесно установить рейку и взять отсчет c по рабочей стороне рейки. Высота точки C по взятому отсчету определяется через горизонт прибора.

Горизонт прибора H_i (ГП) — это расстояние по отвесной линии от горизонтального луча визирования нивелира до уровенной поверхности.

Из рис. 46 следует

$$H_i = H_A + a = H_B + b. \quad (7.5)$$

т. е. горизонт прибора равен высоте точки плюс отсчет по рейке, стоящей на этой точке. Зная горизонт прибора, определяют высоту точки C

$$H_C = H_i - c, \quad (7.6)$$

т. е. высота промежуточной точки равна горизонту прибора минус отсчет по рейке, стоящей на этой промежуточной точке.

§ 40. ВЛИЯНИЕ КРИВИЗНЫ ЗЕМЛИ И ВЕРТИКАЛЬНОЙ РЕФРАКЦИИ НА РЕЗУЛЬТАТЫ ГЕОМЕТРИЧЕСКОГО НИВЕЛИРОВАНИЯ

Рассмотрим общий случай геометрического нивелирования (рис. 47). Уровенные поверхности, проходящие через точки местности A и B и через точку J нивелира не являются плоскостями, рейки в точках A и B перпендикулярны уровенным поверхностям и, следовательно, непараллельны между собой.

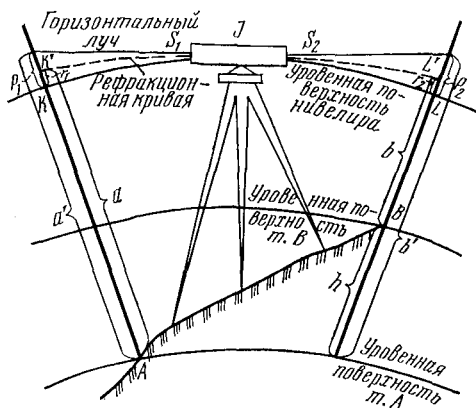


Рис. 47. Общий случай геометрического нивелирования (300 м)

Если бы визирный луч в атмосфере был прямолинеен, то кривизна Земли вызывала бы в отсчетах по рейкам в точках A и B ошибки p_1 и p_2 (см. рис. 47). Величины p_1 и p_2 можно определить по формулам:

$$p_1 = \frac{S_1^2}{2R}; \quad p_2 = \frac{S_2^2}{2R},$$

где R — радиус Земли, S_1 , S_2 — расстояния от нивелира до реек.

Из рис. 47 видно, что поправки за счет кривизны Земли p_1 и p_2 нужно вычитать из отсчета по рейке для получения правильного отсчета.

Однако визирный луч вследствие неодинаковой плотности слоев атмосферы занимает положение рефракционной кривой, обращенной вогнутостью к Земле. Вследствие явления вертикальной рефракции наблюдаемые точки кажутся приподнятыми — находящимися выше их действительного положения.

Так, наблюдая в зрительную трубу точку K , на самом деле мы видим точку K' (для рейки в точке A), а наблюдая точку L , мы видим точку L' (для рейки в точке B). Рефракция вызывает ошибки в отсчетах по рейкам, равные соответственно r_1 и r_2 (см. рис. 47). Как видно, поправки за рефракцию r_1 и r_2 надо прибавлять к отсчетам по рейкам. Тогда правильное превышение можно определить по формуле:

$$h = (a + r_1 - p_1) - (b + r_2 - p_2). \quad (7.7)$$

Обозначим $f_1 = r_1 - p_1$, $f_2 = r_2 - p_2$. Величины f_1 и f_2 выражают совместное влияние кривизны Земли и рефракции на результат геометрического нивелирования. При изучении геометрического нивелирования важно, что величины r и p пропорцио-

нальны расстояниям от нивелира до реек, называемым плечами.

При равных плечах S_1 и S_2 поправки за кривизну Земли равны, а поправки за рефракцию близки по величине. Поэтому, при нивелировании из середины поправки за кривизну Земли и рефракцию практически равны, т. е. $f_1=f_2$. Тогда формула (7.7) примет вид:

$$h=a-b.$$

Следовательно, при нивелировании из середины ошибки за кривизну Земли и рефракцию не оказывают влияния на величину определяемого превышения h .

§ 41. КЛАССИФИКАЦИЯ И УСТРОЙСТВО НИВЕЛИРОВ

По точности нивелиры в соответствии с ГОСТ 10528-76 разделяют на три типа: высокоточные (типа Н-05), точные (типа Н-3) и технические (типа Н-10). Цифра в обозначении нивелира указывает значение средней квадратической ошибки превышения на 1 км двойного хода $m_{\text{км}}$: для нивелира Н-05 $m_{\text{км}}=0,5$ мм, для нивелира Н-3 $m_{\text{км}}=3$ мм, для нивелира Н-10 $m_{\text{км}}=10$ мм.

По конструктивным особенностям приведения визирной оси в горизонтальное положение различают нивелиры с уровнем при зрительной трубе и нивелиры с компенсатором. Для нивелиров с компенсатором к обозначению нивелира добавляется буква К. Если нивелир имеет лимб, к его обозначению добавляется буква Л.

Например, Н-3К — нивелир с компенсатором, обеспечивающий измерение превышений с ошибкой $m_{\text{км}}=3$ мм; Н-10КЛ — нивелир с компенсатором и лимбом, $m_{\text{км}}=10$ мм.

Установлено, что применение нивелиров с компенсатором позволяет повысить производительность нивелирных работ на 10—15 %, поэтому в геодезическом приборостроении наблюдается тенденция замены нивелиров с уровнями нивелирами с компенсаторами. Однако, высокоточный нивелир Н-05 ($m_{\text{км}}=0,5$ мм) в настоящее время выпускается только с уровнем.

На рис. 48, а представлен нивелир с уровнем Н-3. Его зрительная труба 1 с внутренним фокусированием имеет увеличение 30 $\times$, фокусирование трубы производят при помощи кремальеры 2. Нивелир снабжен закрепительным 3 и микрометрическим 4 винтами. Круглый уровень 5 служит для приведения оси вращения нивелира в отвесное положение с помощью подъемных винтов. Нивелир имеет контактный цилиндрический уровень и элевационный 6 винт. Цилиндрический уровень наглухо скреплен со зрительной трубой. Изображения концов цилиндрического уровня через систему призм передаются в поле зрения трубы. Через лупу в поле зрения зрительной трубы нивелира

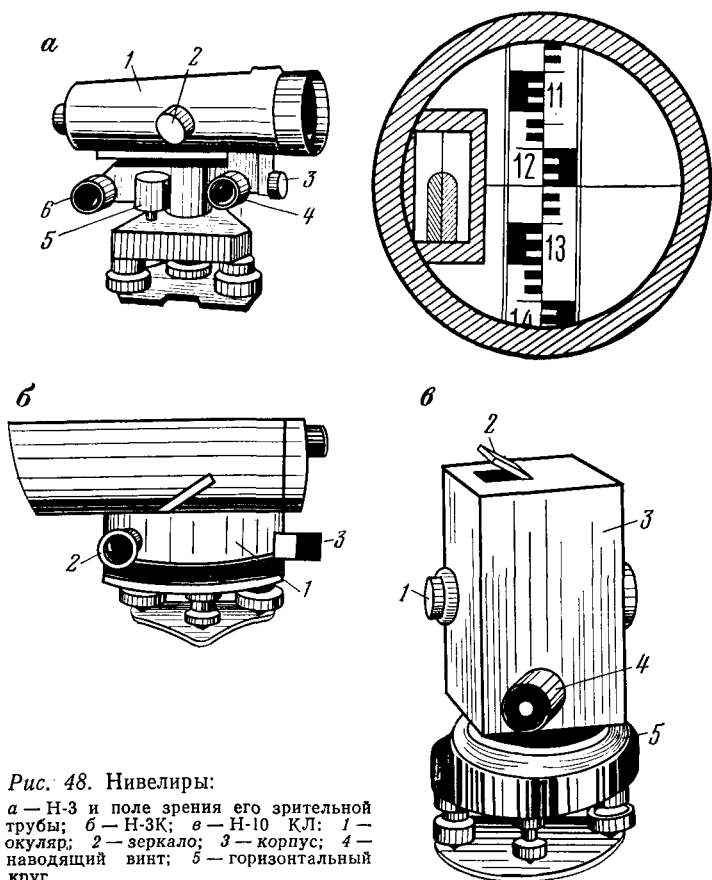


Рис. 48. Нивелиры:

а — Н-3 и поле зрения его зрительной трубы; б — Н-3К; в — Н-10 КЛ: 1 — окуляр; 2 — зеркало; 3 — корпус; 4 — наводящий винт; 5 — горизонтальный круг

можно видеть одновременно оба конца уровня, разрезанного вертикально по оси. Перед отсчетом по рейке элевационным винтом осуществляют точное совмещение (контакт) концов пузырька уровня, приведя тем самым визирную ось зрительной трубы в горизонтальное положение. Именно поэтому уровень в нивелире Н-3 называют контактным.

В момент контакта, когда визирная ось занимает горизонтальное положение, и производят отсчеты по рейкам.

Нивелир Н-3 является достаточно точным и портативным прибором, масса его без укладочного ящика 2 кг.

Нивелир Н-3К (рис. 48, б) имеет устройство для автоматического приведения визирной оси в горизонтальное положение при наклоне прибора в диапазоне $\pm 15'$. В отличие от нивелира Н-3 подставка 1 зрительной трубы не имеет закрепительного винта, окончательное наведение трубы производят микромер-

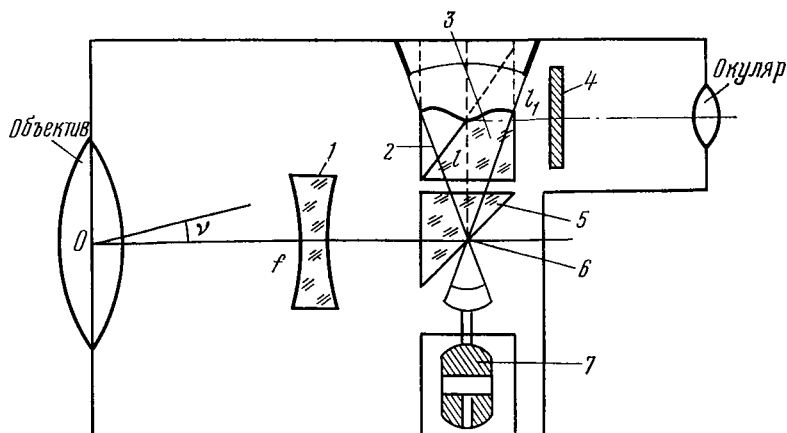


Рис. 49. Оптическая схема зрительной трубы нивелира Н-3К

ным винтом 2. Увеличение зрительной трубы 30^x. Ось вращения прибора приводится в отвесное положение при помощи круглого уровня 3.

Маятниковый, оптико-механический компенсатор (рис. 49) расположен между сеткой нитей 4 и фокусирующей линзой 1 в сходящемся пучке лучей. Компенсатор состоит из двух прямоугольных призм 3 и 5. Верхняя призма 3 служит для передачи изображения в плоскость сетки нитей 4, она скреплена с корпусом зрительной трубы. Нижняя призма 5 подвешена на двух парах стальных нитей 2, пересекающихся в центре тяжести подвески 6. Воздушный демпфер 7 служит для гашения колебаний призмы.

Рассмотрим действие компенсатора. При небольшом наклоне трубы на угол ν центральная точка сетки нитей сместится на величину $d = f \cdot \sin \nu$ или, по малости угла ν $d = f\nu$, где f эквивалентное фокусное расстояние объектива зрительной трубы. Выражение $d = f\nu$ называют условием компенсации.

При наклоне трубы на угол ν призма 5 развернется в сторону, противоположную наклону трубы, на угол $2K\nu$, где K — коэффициент компенсации. Смещение горизонтального луча, вызванное разворотом подвешенной призмы 5, составляет $d' = l \sin 2K\nu$, где l — расстояние между отражающими гранями подвешенной 5 и неподвижной 3 призмами.

Неподвижная призма 3 вместе с трубой наклонится на угол ν , образуя между преломляющими гранями призм 3 и 5 угол $K\nu + \nu$, и отклонит падающий луч на угол $2(K\nu + \nu) = 2\nu(K + 1)$. Наклон призмы 3 вызывает смещение горизонтального луча

$d'' = l' \sin \cdot 2\nu (K + 1)$, где l' — расстояние от отражающей грани неподвижной призмы 3 до сетки нитей 4. Тогда общее смещение горизонтального луча составит

$$d = d' + d'' = l \sin 2K\nu + l' \sin 2\nu (K + 1).$$

Вследствие малости угла ν

$$d = 2lK\nu + 2l' (K + 1) \nu.$$

Подставив полученное значение d в условие компенсации, получим

$$f\nu = 2lK\nu + 2l' (K + 1) \nu$$

или

$$f = 2[lK + l' (K + 1)].$$

Отсюда коэффициент компенсации

$$K = \frac{f - 2l'}{2(l + l')}. \quad (7.8)$$

Для нивелира Н-3К коэффициент компенсации $K \approx 3$.

Если геометрические параметры нивелира связаны соотношением (7.8), то при наклоне нивелира на угол ν произойдет компенсация, т. е. визирный луч снова займет горизонтальное положение.

Нивелир Н-10КЛ (рис. 48, в) имеет оптико-механический компенсатор. Чувствительным элементом компенсатора является прямоугольная призма, подвешенная на шарикоподшипниковой подвеске, колебания компенсатора гасятся воздушным демпфером. Зрительная труба имеет прямое изображение. Наводящий винт трубы отсутствует. В нижнюю часть нивелира вмонтирован горизонтальный лимб со шкалой через 1° , что расширяет возможности нивелира при решении различных инженерных задач в строительстве.

§ 42. ИССЛЕДОВАНИЯ, ПОВЕРКИ И ИСПРАВЛЕНИЯ НИВЕЛИРОВ

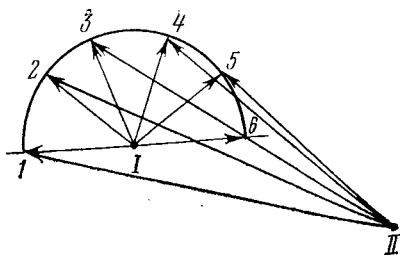
Перед началом производственной работы с нивелиром требуется выполнить исследования, проверки и, если нужно, исправления нивелира.

Основными исследованиями являются:

1. Определение цены деления цилиндрического уровня;
2. Исследование постоянства положения визирной оси при фокусировании трубы;
3. Исследование правильности работы компенсатора.

Определение цены деления цилиндрического уровня выполняют следующим образом. На выбранной горизонтальной площадке на расстоянии около 50 м друг от

Рис. 50. Схема исследования постоянства визирной оси зрительной трубы



друга забивают два колышка с вбитым в верхний срез гвоздем, расстояние d между колышками измеряют мерной лентой. Установив прибор над одной из точек, наводят зрительную трубу на рейку, установленную на другой точке. Элевационным винтом смещают пузырек уровня сначала к одному концу ампулы и берут отсчеты по концам пузырька k_1 , k_2 и по рейке b_1 , затем — к другому концу ампулы и берут отсчеты по концам пузырька k_1 , k_2 и по рейке b_2 .

Цену деления вычисляют по формуле

$$\tau'' = \frac{(b_1 - b_2) 206''}{nd}, \quad (7.9)$$

где $n = [(k_1 - k_1') + (k_2 - k_2')]/2$ — число делений, на которое сместился пузырек уровня.

Исследование постоянства положения визирной оси при фокусировании выполняется следующим образом.

На выбранной горизонтальной площадке закрепляют точку I (рис. 50) и несколько точек 1, 2, ..., 6, расположенных по дуге окружности, проведенной радиусом 40—50 м из центра I. В точке I устанавливают нивелир, в точках 1, 2, ..., 6 последовательно ставят рейки и определяют превышения h_1, h_2, h_3, h_4, h_5 точек на окружности 2, 3, ..., 6 относительно точки 1. При измерении этих превышений зрительная труба не перефокусируется вследствие одинаковых расстояний от нивелира до реек. Затем устанавливают нивелир в точке II, а рейку — последовательно на точки окружности 1, 2, ..., 6, и, изменяя фокусировку, наводят на рейку зрительную трубу и берут отсчеты. По полученным отсчетам получают превышения $h_1', h_2', \dots, h_5'$ тех же точек 2, 3, ..., 6 относительно той же точки 1.

Если визирная ось при фокусировании не изменяет положение, то превышения между одними и теми же точками должны быть одинаковыми с учетом точности нивелира t , в какой бы точке ни стоял нивелир, т. е.

$$h_i = h_i' \pm t. \quad (7.10)$$

Если условия (7.10) не выполняются, нивелир не пригоден к работе.

Исследование правильности работы компенсатора состоит из определения диапазона его действия, периода затухания и ошибки компенсации углов наклона. Определение диапазона компенсатора состоит в следующем: в 30—40 м друг от друга устанавливают нивелир и рейку, причем нивелир устанавливают так, чтобы один подъемный винт был расположен по направлению зрительной трубы. Двумя другими подъемными винтами отклоняют пузырек круглого уровня в разные стороны на одно деление. Отсчет при этом по рейке не должен изменяться; дефект можно устранить только в мастерской.

Время затухания колебаний компенсатора определяют с помощью секундомера, оно должно быть не более 2 с. Ошибку компенсации углов наклона оси вращения нивелира определяют путем сравнения превышений между концами линии длиной в 200 м, полученных при положении пузырька уровня на середине и при отклонении его от середины на величину диапазона действия компенсатора. Ошибка компенсации для нивелира Н-3 К не должна превышать 3 мм.

Поверки нивелиров выполняют перед началом нивелирования, а иногда и в процессе работы. От правильно выполненных поверок и юстировок прибора во многом зависит качество нивелирования.

Поверки нивелира с цилиндрическим уровнем

На рис. 51 показаны основные оси нивелира Н-3: ось вращения нивелира — OO ; визирная ось — bb ; ось цилиндрического уровня $Y_{ц}Y_{ц}$; ось круглого уровня $Y_{кр}Y_{кр}$. Перед началом работы с нивелиром выполняют его поверки, чтобы ослабить накопление в превышениях систематических ошибок.

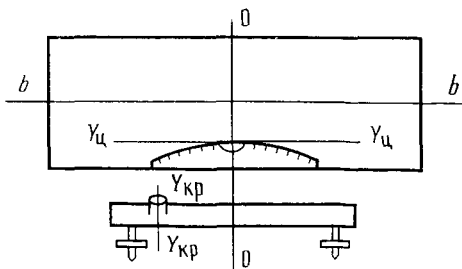
1. *Поверка круглого уровня.* Ось круглого уровня $Y_{кр}Y_{кр}$ должна быть параллельна оси вращения OO нивелира ($Y_{кр}/OO$).

Подъемными винтами приводят пузырек круглого уровня на середину и поворачивают верхнюю часть нивелира на 180° . Если пузырек уровня с середины сместился, то его перемещают к центру на половину отклонения исправительными винтами уровня. Поверку обычно следует выполнить несколько раз, чтобы убедиться в правильной установке круглого уровня.

2. *Поверка правильности установки сетки нитей.* Горизонтальный основной штрих сетки должен быть перпендикулярным к оси вращения нивелира.

В 20—30 м от нивелира устанавливают рейку. Наводят зрительную трубу нивелира на рейку таким образом, чтобы изображение рейки расположилось у края поля зрения трубы, и берут отсчет по горизонтальному основному штриху сетки. Затем зрительную трубу поворачивают наводящим винтом так, чтобы

Рис. 51. Основные оси нивелира Н-3



изображение рейки переместилось в другой край поля зрения. Если отсчет по рейке не изменяется, условие выполнено. В противном случае сетку нитей следует повернуть до нужного положения. В нивелире Н-3 для этого снимают окуляр и поворачивают сетку за счет эллиптичности отверстий для винтов, скрепляющих сетку с корпусом трубы. В нивелире Н-10Л поворачивают окуляр вместе с сеткой, предварительно ослабив винты.

3. *Проверка цилиндрического уровня (главная проверка).* Ось цилиндрического уровня $У_цУ_ц$ и визирная ось зрительной трубы bb должны быть параллельны ($У_цУ_ц \parallel bb$). Проверка состоит из двух частей.

I. Ось цилиндрического уровня и визирная ось зрительной трубы должны лежать в параллельных вертикальных плоскостях.

Устанавливают нивелир на расстоянии 50—75 м от рейки таким образом, чтобы при наведении на рейку зрительная труба располагалась по направлению одного из подъемных винтов (рис. 52, а). Совмещают элевационным винтом концы пузырька цилиндрического уровня и производят отсчет по рейке. Поворотом подъемных винтов I и II в разные стороны на 2—3 полных оборота дают зрительной трубе нивелира боковой наклон, при этом следят, чтобы отсчет по рейке не изменялся. Затем наклоняют зрительную трубу в другую сторону, вращая подъемные винты I и II в противоположных направлениях.

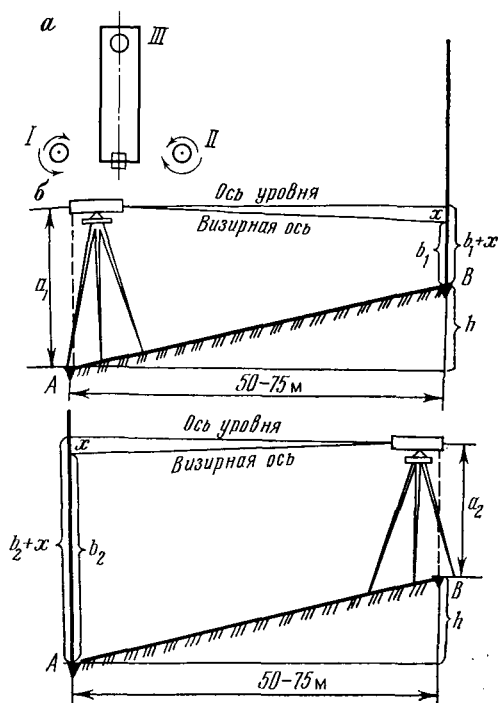
Если в обоих случаях концы пузырька уровня не отклоняются или отклоняются оба раза в одну сторону, то уровень установлен правильно. В противном случае исправляют установку цилиндрического уровня боковыми исправительными винтами.

Эта часть проверки цилиндрического уровня выполняется при получении новых нивелиров.

II. Ось цилиндрического уровня $У_цУ_ц$ и визирная ось зрительной трубы bb должны лежать в параллельных горизонтальных плоскостях. Проверку можно выполнить несколькими способами. Рассмотрим один из них. Концы линии длиной 50—75 м закрепляют на местности колышками или колышками.

Рис. 52. Схема проверки цилиндрического уровня:

а — расположение подъемных винтов; *б* — выполнение проверки



С концов линии проводят двойное нивелирование способом «вперед» (рис. 52, б).

Нивелир устанавливают над точкой *А* таким образом, чтобы окуляр и точка *А* лежали на одной отвесной линии. Высоту нивелира a_1 , т. е. расстояние от центра окуляра до головки костыля, определяют по рейке. Нивелир приводят в рабочее положение, элевационным винтом совмещают изображение концов пузырька уровня и производят отсчет по рейке, стоящей в точке *В*. При непараллельности оси уровня и визирной оси отсчет по рейке b_1 будет ошибочен на величину x и превышение равно

$$h = a_1 - (b_1 + x). \quad (7.11)$$

После этого нивелир устанавливают над точкой *В* и производят аналогичные измерения. В этом случае превышение

$$h = (b_2 + x) - a_2. \quad (7.12)$$

Приравняв правые части (7.11) и (7.12), получим величину x ошибки за непараллельность осей уровня и визирной

$$x = \frac{a_1 + a_2}{2} - \frac{b_1 + b_2}{2}. \quad (7.13)$$

Если величина x более 4 мм, исправляют положение цилиндрического уровня. Для этого при помощи элевационного винта наводят среднюю нить сетки на отсчет по рейке, равный $b_2 + x$. При этом изображения концов цилиндрического уровня разойдутся и концы пузырька совмещают вертикальными винтами уровня. После исправления поверку обязательно повторяют.

Эту часть поверки цилиндрического уровня выполняют в процессе работы через 10—15 дней.

Если установить нивелир на строго равных расстояниях от точек A и B , то в случае невыполнения главного условия нивелира, отсчеты по рейкам, стоящим в точках A и B , будут сделаны с одинаковой ошибкой x . Однако превышение при этом будет вычислено правильно

$$h = (a + x) - (b + x) = a - b.$$

Способ нивелирования «из середины» в связи с этим является основным способом геометрического нивелирования.

Поверка нивелира с компенсатором

Для нивелиров Н-10К, Н-3К поверки 1 и 2 выполняются точно так же, как для нивелиров с уровнем.

Специальная поверка нивелира. Визирная ось зрительной трубы должна быть горизонтальной в пределах работы компенсатора. Выполняется точно так же, как главная поверка для нивелиров с уровнем. Исправления производят, устанавливая исправительными винтами сетки нитей зрительную трубу на предвычисленный отсчет по рейке.

Нивелирные рейки

Нивелирные рейки представляют собой бруски шириной до 10 см, толщиной 2—3 см, высотой 3—4 м. Обычно рейки бывают складные, две их части шарнирно скрепляются между собой. От нижней части рейки — пятки начинается отсчет делений. Нивелирные рейки делают двусторонними: на одной стороне нанесены черные деления (черная сторона), на другой — красные (красная сторона).

На черной стороне нуль совмещен с пяткой рейки, на красной стороне пятка оцифрована отсчетом 4687 или 4787 мм. При нивелировании черная сторона является основной, а красная используется для контроля: отсчет по черной и красной сторонам рейки должен расходиться на величину разности пятков (4687 или 4787 мм) в пределах точности нивелирования.

Рейки могут иметь круглый уровень и ручки для приведения и удержания их в отвесном положении.

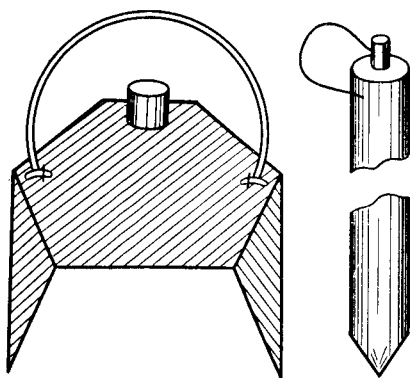


Рис. 53. Нивелирный башмак и костыль

Проверка правильности установки круглого уровня (ось круглого уровня должна быть параллельна продольной оси рейки) выполняется следующим образом: наводят зрительную трубу на рейку так, чтобы вертикальная нить сетки совпала с продольной осью рейки. Если пузырек круглого уровня не стоит при этом в нуль-пункте, то исправительными винтами уровня его приводят в нуль-пункт. Проверку повторяют, повернув рейку на 90 и 180°.

В настоящее время в СССР в соответствии с ГОСТ 11158-78 выпускаются следующие типы реек: РН-05 — рейка инварная, трехметровая, имеющая деления через 0,5 см; рейки РН-3 и РН-10 — деревянные, с делениями через 1 см, имеющие длину соответственно 3 и 4 м.

При нивелировании рейки устанавливают на верхний ровный срез деревянных колов, вбитых в землю, металлические костыли или башмаки (рис. 53).

§ 43. ЛАЗЕРНЫЕ ПРИБОРЫ ДЛЯ ГЕОМЕТРИЧЕСКОГО НИВЕЛИРОВАНИЯ

Широкое применение в настоящее время нивелиров с компенсаторами дает возможность автоматизировать одну из операций в нивелировании — приведение визирного луча в горизонтальное положение. Все остальные операции остаются по-прежнему неавтоматизированными.

В последние годы с целью автоматизации всего процесса нивелирования созданы лазерные кодовые нивелиры. Лазерные нивелиры основаны на использовании в нивелире лазера — оптического квантового генератора (ОКГ), источника видимого диапазона, основанного на вынужденном излучении атомов и молекул. Возможность автоматизации в лазерных нивелирах основана на создаваемой прибором видимой визирной линии или плоскости. При пересечении видимой плоскостью вертикальных реек, на них высвечивается горизонтальная световая линия, от которой отсчитываются превышения. Используется визуальная или фотоэлектрическая индикация светового пучка. Один лазерный нивелир может обслуживать одновременно несколько реек.

Все лазерные нивелиры подразделяются на три вида:

1. С уровнем на корпусе излучателя или на зрительной трубе нивелира;

2. С самоустанавливающимся лазерным пучком (нивелир с компенсатором и лазерной насадкой);

3. С вращающимся лазерным пучком.

В нашей стране выпускается лазерный визир ЛВ5М. Он состоит из излучателя с коллиматором, колонки с подставкой и блока сетевого или аккумуляторного питания.

Излучателем является газовый гелий-неоновый лазер ОКГ-13 с длиной волны излучения 632,8 мкм. В качестве коллиматора, позволяющего фокусировать пучок на цель, применена зрительная труба теодолита Т30. В лазерном визире ЛВ5М приведение луча в горизонтальное положение производится с помощью уровня. В зависимости от метода регистрации изменяется предел дальности действия лазерного визира: при визуальной регистрации дальность 200 м, при фотоэлектрической — 1000 м. Рабочий диапазон температур от -30 до $+40$ °С. Наибольший угол поворота в вертикальной плоскости 30° .

Серийно изготавливаемая в СССР приставка ПЛ-1 крепится специальным кронштейном к нивелиру Н-3.

Луч лазера направляется в зрительную трубу оптической насадкой, зрительная труба служит коллиматором, окуляр нивелира имеет откидную призму, позволяющую работать с прибором как с обычным нивелиром. Лазерная приставка ПЛ-1 при наличии специальных приспособлений может быть использована для геометрического нивелирования.

В лазерном нивелире с вращающимся пучком лучей Геоплан 300 источник излучения размещен вертикально, он находится в нижней части алюминиевой трубы, которая проходит через отверстие в головке штатива. На верхней части трубы находится электродвигатель, обеспечивающий скорость вращения оптической системы 12 об/мин, и компенсатор, обеспечивающий горизонтальность плоскости излучения при наклоне вертикальной оси прибора в пределах $\pm 1,8^\circ$. Во вращающейся верхней части корпуса прибора расположена оптическая система, которая делит световой пучок на 2 части и при помощи вращающегося оптического клина разворачивает в горизонтальную плоскость. Используется визуальный и фотоэлектрический способы наблюдений.

Полная автоматизация нивелирных работ возможна при создании кодовых нивелиров*.

Кодовый нивелир имеет встроенную миниЭВМ, используемые двусторонние рейки имеют закодированные деления.

* Кочетов Ф. Г. Нивелиры с компенсатором. М.: Недра, 1985.

Установив нивелир между двумя точками по круглому уровню, введя в память ЭВМ информацию об отметках начального и конечного реперов, номера станции и прочую информацию, наводят зрительную трубу последовательно на заднюю и переднюю рейки и нажимают клавишу «отсчет». Все наблюдения повторяют, производя визирование на красные стороны реек. Вычисления на станции и увязку хода выполняет ЭВМ по составленной программе.

Регистрирующий нивелир RENI 002A (ГДР) дает возможность выполнять нивелирование в автоматическом режиме.

Для точной горизонтальной установки линии визирования нивелир RENI 002A оснащен поворотным компенсатором. В качестве компенсатора используется плоское зеркало, закрепленное на подвеске на половине фокусного расстояния объектива. Компенсатор поворачивается на 180° путем поворота рычага переключения. Среднее из положений компенсатора дает линию горизонта, абсолютное смещение которой меньше $1''$, поэтому в процессе нивелирования измерения выполняют при двух положениях компенсатора. Отсчет по рейке состоит из грубого значения (метры, дециметры, сантиметры), считываемого по нивелирной рейке, и из микрометрического значения (миллиметры и доли миллиметров), регистрируемого электронным устройством. При нескольких следующих друг за другом совпадениях микрометрического значения автоматически вычисляется среднее. Полный отсчет заносится во внутреннее запоминающее устройство для использования при последующих расчетах. После окончания измерений на станции автоматически определяются и контролируются превышения и визирные расстояния. В процессе нивелирования в оперативной памяти нивелира производится суммирование всех средних превышений, кроме того на каждой станции нивелирования могут быть вызваны необходимые текущие значения (например, высота точки, сумма измеренных превышений). Полученные значения могут быть переданы во внешнее запоминающее устройство для полностью автоматической последующей обработки. Регистрирующий нивелир RENI 002A дает возможность измерять превышения при двойном нивелировании со средней квадратической ошибкой 0,2 мм на 1 км хода.

§ 44. ТОЧНОСТЬ ГЕОМЕТРИЧЕСКОГО НИВЕЛИРОВАНИЯ

На результатах геометрического нивелирования сказываются ошибки, вызванные применяемыми приборами, методикой измерений, воздействием на измерения окружающей среды. Проанализируем источники ошибок и точность геометрического нивелирования. Основными источниками ошибки взгляда в геометрическом нивелировании являются ошибки в отсчетах по рейке

за счет недостаточной разрешающей способности зрительной трубы $m_{\text{тр}}$, ошибки округления отсчетов по рейке при визировании в трубу m_0 , ошибки установки визирной оси зрительной трубы в горизонтальное положение (ошибки за наклон уровня) $m_{\text{ур}}$, ошибки дециметровых делений рейки $m_{\text{дел}}$. Из этих ошибок складывается общая ошибка взгляда по рейке, т. е.

$$m_{\text{взгл}}^2 = m_{\text{тр}}^2 + m_0^2 + m_{\text{ур}}^2 + m_{\text{дел}}^2. \quad (7.14)$$

Величина ошибки $m_{\text{тр}}$ определяется формулой:

$$m_{\text{тр}} = \frac{60'' \cdot S}{\rho v}, \quad (7.15)$$

где v — увеличение трубы ($v=30\times$ для Н-3 и $23\times$ — для Н-10); S — расстояние от нивелира до рейки.

При длине плеч в 50 м ($S=50$ м) для нивелира Н-3 получим:

$$m_{\text{тр}} = \frac{60'' \cdot 50 \text{ м}}{\rho'' \cdot 30} = 0,5 \text{ мм},$$

для нивелира Н-10 КЛ:

$$m_{\text{тр}} = \frac{60'' \cdot 50 \text{ м}}{\rho'' \cdot 23} = 0,6 \text{ мм}.$$

Экспериментально установлено, что ошибка округления отсчета по рейке может быть принята равной 0,1 наименьшего деления рейки. Следовательно, для рейки с сантиметровыми делениями $m_0 = 1$ мм.

Ошибку за наклон уровня $m_{\text{ур}}$ можно определить по формуле

$$m_{\text{ур}} = \frac{m_{\text{уст}}}{\rho} S, \quad (7.16)$$

где S — расстояние от нивелира до рейки; $m_{\text{уст}}$ — ошибка установки уровня в нуль-пункте.

Цена деления уровня τ для нивелира Н-3 равна $15''$, для нивелира Н-10 $\tau = 45''$.

Поэтому для нивелира Н-3:

$$m_{\text{ур}} = \frac{0,1 \cdot 15'' \cdot 50 \text{ м}}{\rho''} = 0,4 \text{ мм},$$

для нивелира Н-10:

$$m_{\text{ур}} = \frac{0,1 \cdot 45'' \cdot 50 \text{ м}}{\rho''} = 1,1 \text{ мм}.$$

Ошибка дециметровых делений рейки определяется экспериментально и ее значение лежит в интервале 0,5 мм — 1,0 мм, т. е.

$$m_{\text{дел}} = 0,5 \text{ мм} \div 1,0 \text{ мм}.$$

Итак, полная ошибка взгляда по рейке для нивелира Н-3 равна

$$m_{\text{взгл}} = \sqrt{0,5^2 + 1,0^2 + 0,4^2 + 0,8^2} = 1,6 \text{ мм},$$

для нивелира Н-10

$$m_{\text{взгл}} = \sqrt{0,6^2 + 1,0^2 + 1,1^2 + 0,8^2} = 1,8 \text{ мм}.$$

При производстве геометрического нивелирования технической точности превышение на станции определяют дважды: один раз как разность отсчетов по черным сторонам задней и передней реек, второй раз — как разность отсчетов на заднюю и переднюю рейки по красным сторонам. Расхождение превышений, вычисленных по черной и красной сторонам реек на станции, не должно превышать установленного предельного значения. Определим это предельное значение.

Итак,

$$h_{\text{ч}} = a_{\text{ч}} - b_{\text{ч}}; \quad (7.17)$$

$$h_{\text{кр}} = a_{\text{кр}} - b_{\text{кр}}; \quad (7.18)$$

$$\Delta h = h_{\text{ч}} - h_{\text{кр}}. \quad (7.19)$$

Применяя к (7.17) и (7.18) формулы оценки точности, получим

$$m_{h_{\text{ч}}}^2 = m_{a_{\text{ч}}}^2 + m_{b_{\text{ч}}}^2 = 2m_{\text{взгл}}^2.$$

Аналогично

$$m_{h_{\text{кр}}}^2 = m_{a_{\text{кр}}}^2 + m_{b_{\text{кр}}}^2 = 2m_{\text{взгл}}^2.$$

Тогда средняя квадратическая ошибка разности превышений равна:

$$\begin{aligned} m_{\Delta h}^2 &= m_{h_{\text{ч}}}^2 + m_{h_{\text{кр}}}^2 = 4m_{\text{взгл}}^2, \\ m_{\Delta h} &= 2m_{\text{взгл}}. \end{aligned} \quad (7.20)$$

Для технического нивелирования

$$m_{\Delta h} = 2 \cdot 1,8 \text{ мм} = 3,6 \text{ мм}.$$

Перейдя от средней квадратической ошибки к предельной по формуле

$$m_{\Delta h_{\text{пред}}} = 2,5m_{\Delta h},$$

получим

$$m_{\Delta h_{\text{пред}}} = 9,0 \text{ мм}.$$

В практике технического нивелирования принято считать допустимым расхождением на станции между превышениями по черной и красной сторонам реек 10 мм.

Вычислим ошибку среднего превышения на станции $h_{\text{ст}}$:

$$m_{h_{\text{ст}}}^2 = \frac{1}{4} m_{h_{\text{ч}}}^2 + \frac{1}{4} m_{h_{\text{кр}}}^2 = \frac{1}{4} \cdot 4 m_{\text{взгл}}^2 = m_{\text{взгл}}^2;$$

$$m_{h_{\text{ст}}} = m_{\text{взгл}}. \quad (7.21)$$

Поэтому $m_{h_{\text{ст}}} = 1,8$ мм.

Вычислим ошибку превышения для хода длиной в 1 км при расстояниях между связующими точками 100 м, число станций $n = 10$

$$m_{\text{км}} = m_{h_{\text{ст}}} \sqrt{n}. \quad (7.22)$$

Тогда $m_{\text{км}} = 18$ мм.

Перейдя от средней квадратической ошибки к предельной по формуле $\Delta = 2,5 m$, получим значение предельной невязки в превышении для хода длиной в 1 км:

$$f_{h_{\text{км}}} = 2,5 \cdot 18 = 45 \text{ мм.}$$

В общем виде для хода в L км формула примет вид:

$$f_h = f_{h_{\text{км}}} \sqrt{L}. \quad (7.23)$$

Для нивелирования технической точности принято:

$$f_h = 30 \div 100 \sqrt{L}, \text{ мм,} \quad (7.24)$$

где L — число километров в длине хода.

§ 45. ТРИГОНОМЕТРИЧЕСКОЕ НИВЕЛИРОВАНИЕ

На рис. 54, а приведена схема тригонометрического нивелирования с целью определения превышения h между точками A и B на земной поверхности, расстояние d между которыми известно и не превышает 300 м. В этом случае ($d \leq 300$ м) можно не учитывать кривизну уровенной поверхности Земли и рефракции и считать, что уровенная поверхность является плоскостью, а визирный луч прямолинеен.

Установив в точке A теодолит и измерив высоту прибора * над точкой A — i , наводят зрительную трубу теодолита на некоторую точку B' на рейке, стоящей в точке B . Расстояние BB' этой точки по рейке от пятки рейки называется высотой визирования v . С помощью вертикального круга теодолита измеряют угол наклона визирной оси зрительной трубы v .

* Под «высотой прибора» понимают расстояние от точки пересечения вертикальной оси прибора и оси вращения зрительной трубы до точки на земной поверхности, над которой установлен прибор.

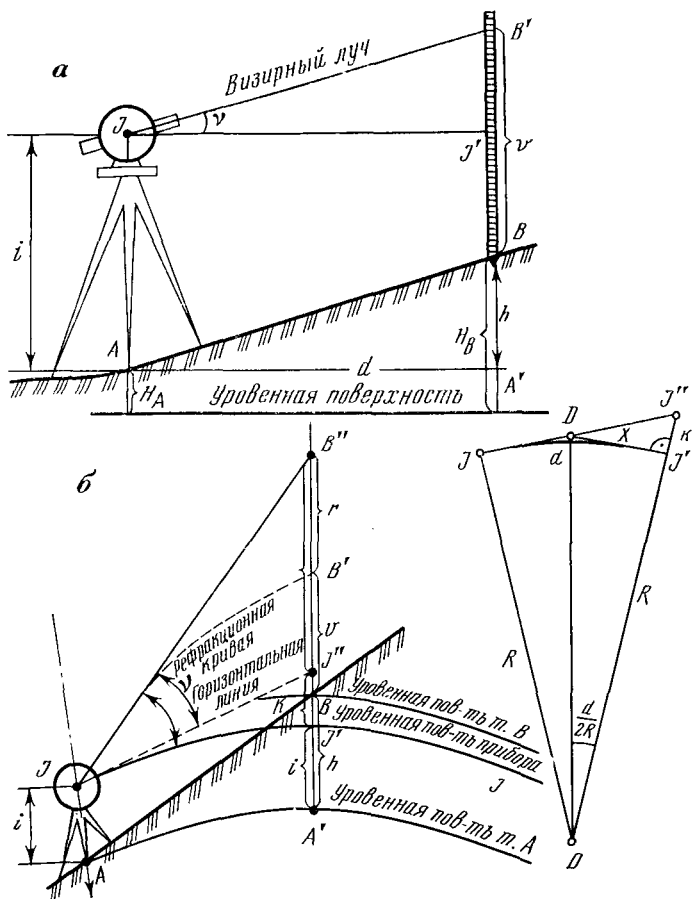


Рис. 54. Схемы тригонометрического нивелирования:
 $a - d < 300$ м; $b - d > 300$ м

Из рис. 54, a следует, что

$$h = J'B' + A'J' - BB',$$

но

$$A'J' = i; \quad BB' = v.$$

$J'B'$ определяем из прямоугольного треугольника $B'J'I$:

$$J'B' = h' = d \operatorname{tg} v.$$

Тогда $h = h' + i - v$, где

$$h' = d \operatorname{tg} v. \quad (7.25)$$

В том случае, если расстояние между точками A и B превышает 300 м, превышение h искажается за счет влияния на него кривизны Земли и рефракции.

Общий случай тригонометрического нивелирования представлен на рис. 54, б. Вследствие влияния кривизны Земли уровенные поверхности точек A , B и точки прибора J не являются плоскостями. Касательная плоскость к уровенной поверхности в точке J является горизонтальной. На рис. 54, б изображен след этой горизонтальной плоскости — горизонтальная линия JJ'' , от которой отсчитывается угол наклона γ . Вследствие того, что вертикальный угол отсчитывается не от уровенной поверхности JJ' , а от горизонтальной линии JJ'' и появляется ошибка за кривизну Земли, выражающаяся на рисунке отрезком K . Как видно из рис. 54, б, $OJ = OJ' = R$, где R — радиус Земли, JJ' — горизонтальная проекция d , отрезок $J'J''$ определяет величину рефракции K . Центральный угол JOJ' равен $\varphi = d/R$, поэтому угол DOJ' составляет $d/2R$. В прямоугольном треугольнике $OJ'D$ обозначим через X сторону DJ' , тогда

$$X = R \operatorname{tg} \frac{d}{2R}. \quad (7.26)$$

Из прямоугольного треугольника $DJ'J''$ определим величину K

$$K = X \operatorname{tg} \frac{d}{R}. \quad (7.27)$$

Подставив (7.26) в (7.27), получаем

$$K = R \operatorname{tg} \frac{d}{2R} \operatorname{tg} \frac{d}{R}.$$

Величина угла d/K при $d = 10$ км, $R = 6371$ км не превышает $5'$, поэтому можно считать, что

$$\operatorname{tg} \frac{d}{R} = \frac{d}{R}, \quad \operatorname{tg} \frac{d}{2R} = \frac{d}{2R}.$$

Тогда выражение для величины K примет вид

$$K = R \frac{d}{2R} \frac{d}{R}, \quad K = \frac{d^2}{2R}. \quad (7.28)$$

Вследствие рефракции при наведении зрительной трубы на точку B' наведение на самом деле будет произведено на точку B'' . Луч света от точки B' (см. рис. 54, б) к прибору идет по рефракционной кривой, а визирный луч зрительной трубы направлен по касательной к этой кривой, т. е. по линии JB'' .

Отрезок $B'B''=r$ является ошибкой за рефракцию атмосферы. Экспериментально установлено, что

$$r = 0,16 \frac{d^2}{2R}. \quad (7.29)$$

Формула для вычисления в общем случае превышения h (при $d > 300$ м) может быть получена следующим образом. Из рис. 54, б следует

$$A'B'' = h + v + r = i + K + h',$$

отсюда

$$h = h' + i - v + K - r. \quad (7.30)$$

Поскольку $h' = d \operatorname{tg} v$, то (7.30) примет вид

$$h = d \operatorname{tg} v + i - v + K - r. \quad (7.31)$$

Величина $(K-r)$ выражает влияние на превышение кривизны Земли и рефракции. Обозначим $f = K - r$ и получим

$$f = \frac{d^2}{2R} - 0,16 \frac{d^2}{2R} = 0,42 \frac{d^2}{R}.$$

Итак, поправка в превышение за кривизну Земли и рефракцию равна

$$f = 0,42 \frac{d^2}{R}. \quad (7.32)$$

Значения f для разных расстояний приведены ниже.

Расстояния, м . . .	100	200	300	400	500	1000	2000
Поправка, м . . .	0,001	0,003	0,01	0,01	0,02	0,07	0,26

Как видно, начиная с расстояния $d = 300$ м поправка за кривизну Земли и рефракцию выражается в сантиметрах и при определении превышений с точностью до 0,01 м ее необходимо учитывать.

Превышение

$$h = d \operatorname{tg} v + i - v + f, \quad (7.33)$$

где $f = 0,42 \frac{d^2}{R}$ является общей формулой тригонометрического нивелирования.

При $d < 300$ м формула для определения превышения превращается в обычную формулу тригонометрического нивелирования:

$$h = d \operatorname{tg} v + i - v. \quad (7.34)$$

Если методом тригонометрического нивелирования превышения между точками, удаленными друг от друга на значитель-

ные расстояния, определяют установкой прибора на несколько последовательных станций, то такое тригонометрическое нивелирование называют **высотным ходом**.

§ 46. ТОЧНОСТЬ ТРИГОНОМЕТРИЧЕСКОГО НИВЕЛИРОВАНИЯ

Как следует из формулы (7.34), на точность определения превышений влияют ошибки в измерении величин d , v , i , v . Согласно теории ошибок можно записать:

$$m_h^2 = m_d^2 \operatorname{tg} v + m^2 + m_v^2. \quad (7.35)$$

При измерении расстояний мерной лентой обычно

$$\frac{m_d}{d} = \frac{1}{1500}.$$

Если высота прибора измерена рулеткой, то $m_i = 0,01$ м. Ошибка определения высоты визирования по рейке $m_v = 0,01$ м, угол наклона измерен теодолитом ТЗ0 с ошибкой $m_v = 0,5'$. При этих условиях определим ошибку получения величины $h' = d \operatorname{tg} v$ формулы (7.35). Из теории ошибок известно, что

$$m_{h'}^2 = d^2 m_{\operatorname{tg} v}^2 + \operatorname{tg}^2 v \cdot m_d^2.$$

Разделим обе части равенства на d^2 и получим

$$\frac{m_{h'}^2}{d^2} = m_{\operatorname{tg} v}^2 + \operatorname{tg}^2 v \cdot \left(\frac{m_d}{d} \right)^2. \quad (7.36)$$

Вследствие малости угла v первый член правой части равенства примет вид:

$$m_{\operatorname{tg} v}^2 = \left(\frac{m_v}{\rho} \right)^2. \quad (7.37)$$

Значение второго члена в правой части выражения (7.36) мало по сравнению с первым (7.36) и его можно в дальнейшем не учитывать. Тогда

$$\frac{m_{h'}^2}{d^2} = \left(\frac{m_v}{\rho} \right)^2$$

и

$$m_{h'} = d \frac{m_v}{\rho}.$$

При $m_v = 0,5'$ и $\rho = 3438'$ получим

$$m_{h'} = \frac{0,5'}{3438'} d = 0,000145 d_m = 0,0145 \frac{d_m}{100};$$

$$m_{h'} = 1,45 \frac{d_{\text{см}}}{100}. \quad (7.38)$$

Из полученной формулы следует, что ошибка превышения в тригонометрическом нивелировании прямо пропорциональна расстоянию между точками. Подставив (7.38) в формулу (7.35), получим общую формулу для оценки точности превышения

$$m_h^2 = \left(1,45 \frac{d_{\text{см}}}{100}\right)^2 + m_i^2 + m_v^2. \quad (7.39)$$

Определим ошибку вычисления h' и h для разных расстояний:

d , м		50	100	200	300
$m_{h'}$, см		0,7	1,4	2,9	4,4
m_h , см		1,6	2,0	3,2	4,6

Как видно, для расстояний больших 200 м влиянием ошибок m_i и m_v можно пренебречь, так как они составляют менее 10 % от полной ошибки m_h и можно пользоваться формулой

$$m_h = 1,45 \frac{d}{100} \text{ см.}$$

На практике в целях контроля измерений превышения измеряют дважды: первый раз с точки A на точку B — это так называемое прямое превышение $h_{\text{пр}}$; второй раз — с точки B на точку A — обратное превышение $h_{\text{обр}}$.

Определим допустимое расхождение между значениями прямого и обратного превышений. Так как прямое и обратное превышения различны по знаку, то разность превышений Δh равна сумме этих величин $\Delta h = h_{\text{пр}} + h_{\text{обр}}$, причем $h_{\text{пр}}$ и $h_{\text{обр}}$ получены с ошибкой $m_h = 1,45 \frac{d_{\text{см}}}{100}$. Тогда $m_{\Delta h}^2 = 2m_h^2$ и $m_{\Delta h} = m_h \sqrt{2}$.

Перейдем от средней квадратической ошибки $m_{\Delta h}$ к предельной по формуле

$$\Delta h = 2,5m_{\Delta h}.$$

Подставив сюда значение $m_{\Delta h} = m_h \sqrt{2}$ и $m_h = 1,45 \frac{d_{\text{см}}}{100}$, получим

$$\begin{aligned} \Delta h &= 2m_{\Delta h} = 2m_h \sqrt{2} = 2\sqrt{2} \cdot 1,45 \frac{d_{\text{см}}}{100}; \\ \Delta h &= 4 \text{ см} \cdot \frac{d}{100}. \end{aligned} \quad (7.40)$$

Таким образом, установлено, что предельное расхождение между прямым и обратным превышениями равно 4 см на каждые 100 м расстояния.

Определим предельную ошибку превышения в высотном ходе. Пусть в ходе измерено n превышений, следовательно общее превышение по ходу равно сумме n превышений: $h_x = h_1 +$

$+h_2+\dots+h_n$, причем каждое из превышений получено как среднее из прямого и обратного значений.

Учитывая, что все превышения получены с одинаковыми ошибками (измерения равноточные), можно записать

$$m_{h_x}^2 = nm_{h_{cp}}^2. \quad (7.41)$$

Здесь

$$h_{cp} = \frac{h_{np} + h_{обp}}{2}$$

и

$$m_{h_{cp}}^2 = \frac{2m_h^2}{4} = \frac{m_h^2}{2}. \quad (7.42)$$

Подставив (7.42) в (7.41), получим

$$m_{h_x}^2 = n \frac{m_h^2}{2}.$$

Ранее получено, что

$$m_h^2 = 1,45 \frac{d}{100} \text{ см},$$

тогда

$$m_{h_x} = \frac{1,45d}{100} \frac{\sqrt{n}}{\sqrt{2}} \text{ см},$$

$$m_{h_x} = (0,01d \sqrt{n}) \text{ см}.$$

Переходя от средней квадратической ошибки к предельной ошибке, получим

$$\text{пред } f_{h_x} = (0,03d \sqrt{n}) \text{ см}, \quad (7.43)$$

где d — средняя длина стороны хода в м; n — число станций в ходе.

§ 47. НИВЕЛИРОВАНИЕ ЧЕРЕЗ ВОДНЫЕ ПРЕПЯТСТВИЯ И ОВРАГИ

При производстве инженерных изысканий возникает задача передачи высот через водные препятствия и овраги. Особенность нивелирования через водные препятствия состоит в том, что на точность нивелирования здесь оказывают существенное влияние некоторые ошибки, которые являются малыми при обычном нивелировании.

Как уже было отмечено, ошибка взгляда при техническом нивелировании, выполняемом нивелиром Н-3 при длине плеч порядка 50 м, составляет 1,6 мм. Очевидно, что ошибка взгляда возрастет при увеличении длины плеча. Поэтому при передаче высот при ширине препятствий до 50 м можно выполнять техническое нивелирование с помощью нивелира Н-3, при ширине препятствий больше 50 м — следует применять более точное нивелирование (IV, III, II классов).

При передаче высот через водные препятствия бывает трудно, а порой и невозможно, обеспечить равенство расстояний между нивелиром и рейками. На результаты нивелирования в этом случае оказывает влияние ошибка, связанная с непараллельностью визирной оси зрительной трубы нивелира оси цилиндрического уровня.

Для уменьшения влияния рефракции на результаты нивелирования целесообразно производить измерения одновременно двумя наблюдателями с использованием двух приборов на противоположных берегах. Следует стремиться, чтобы ширина препятствия была минимальной, для этого нужно использовать узкие места, острова и мели. Наблюдения следует производить в периоды дня, благоприятные для наблюдений.

До начала нивелирования тщательно обследуют берега, выбирают удобные места на твердом грунте для установки нивелира и реек. При ширине водной поверхности более 150 м на двух берегах закладывают постоянные реперы. Высоты их не должны отличаться больше, чем на 0,5 м, для этого при установке реперов их высоты определяют приблизительно относительно уровня воды в реке. В качестве временных реперов используют деревянные колья длиной около 1 м и толщиной 10—15 см. В необходимых случаях под ножки нивелира забивают колья. Нивелир тщательно исследуют и проверяют. При исследовании нивелира особое внимание уделяют определению постоянства положения визирной оси при фокусировании. Ход фокусирующей линзы должен быть хорошим, в противном случае нивелир не пригоден к работе. Тщательно выполняют проверку главного условия нивелира.

Для передачи высот через реки с пологими берегами шириной до 200 м нивелир и рейки устанавливают вблизи уреза воды так, чтобы расстояния от нивелира до реек были соизмеримыми. Желательно, чтобы лучи визирования на обе рейки проходили в одинаковых условиях, например, над водной поверхностью (рис. 55, а). В этом случае влияние рефракции и ошибки, связанной с непараллельностью визирной оси и оси цилиндрического уровня на измеряемое превышение, будет минимальным.

Используя острова и мели, этим способом можно передавать высоты через водные препятствия шириной до 400 м.

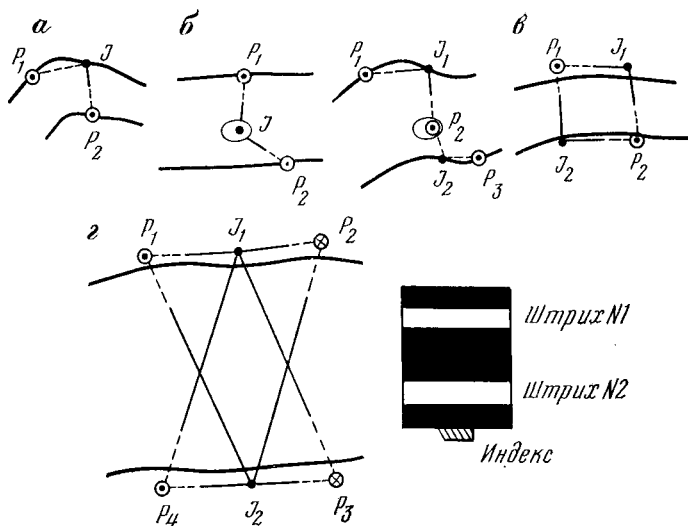


Рис. 55. Схемы передач высот через водные препятствия

При этом также необходимо по возможности обеспечивать равенство расстояний от нивелира до рек (рис. 55, б).

Передавать высоты рассмотренным способом через реки с крутыми берегами не рекомендуется, так как не удастся обеспечить прохождения лучей визирования в одинаковых условиях. В таких случаях передачу высот следует выполнять, проводя измерения с обоих берегов (рис. 55, в). При измерениях с точки J_1 визирный луч на точку P_1 идет над поверхностью земли, а визирный луч на точку P_2 — над водной поверхностью. При наблюдении с точки J_2 визирный луч на точку P_1 идет теперь над поверхностью, а на точку P_2 — над землей. Ошибка за рефракцию при наблюдении с точки J_1 будет влиять на превышение с одним знаком, при наблюдении с точки J_2 — с другим, а среднее превышение будет свободно от ошибки за рефракцию.

При передаче высот через водные препятствия шириной 200—400 м не менее, чем за один день до нивелирования, на берегах реки недалеко от заложенных реперов P_2 и P_3 устанавливают временные реперы в точках P_1 и P_4 и забивают колья в точках J_1 и J_2 для установки нивелиров. Нивелирование выполняют одновременно по двум сторонам с помощью двух нивелиров и двух комплектов реек способом «подвижной марки» при помощи специальных щитков (рис. 55, г). На щитках нанесены два белых штриха толщиной $0,06 S$, где S — ширина водного препятствия. Расстояния между штрихами принимают в 2—4 раза больше толщины штриха. На одном берегу реки

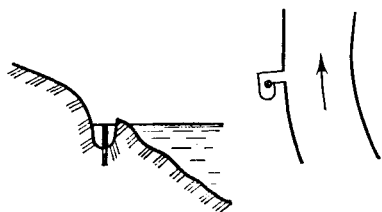


Рис. 56. Схема забивки кола при передаче высоты по урезу воды

при помощи нивелира, стоящего в точке J_1 , берут отсчеты по черной и красной сторонам реек, установленным в ближних к нивелиру точках P_1 и P_2 . На рейки, стоящие на дальних точках P_3 и P_4 , устанавливают щитки таким образом, чтобы середина белого штриха находилась вблизи средней нитки сетки, а концы пузырька уровня были совмещены. Помощник, находящийся у точки P_3 , по команде наблюдателя, передаваемой по радию, медленно перемещает щиток до тех пор, пока средняя нить не окажется точно на середине первого белого штриха щитка. В этот момент по команде наблюдателя помощник проводит отсчет по рейке при помощи индекса с точностью до 1 мм. Делают четыре таких измерения и вычисляют среднее значение. Аналогичным образом берут отсчеты по красной стороне рейки. Затем такие же наблюдения выполняют на рейку P_4 .

Одновременно с другого берега выполняют наблюдения на ближние рейки P_3 и P_4 и дальние — P_1 и P_2 . После окончания наблюдений с нивелирами переезжают на другой берег. Значения превышений, полученных разными наблюдателями, не должны отличаться более, чем на 10 мм.

При ширине препятствий 200—400 м при производстве инженерных изысканий разрешается передавать высоту по урезу воды. С этой целью на берегах реки выбирают прямолинейный участок со спокойным течением. На обоих берегах реки выкапывают отводные каналы (рис. 56). Одновременно по сигналу в каждый канал забивают кол так, чтобы его срез находился на уровне воды. В этот момент колья связывают нивелированием с установленными на берегах реперами. Превышение между реперами на берегах равно сумме превышений по ходу, полученному на двух берегах. Нивелирование по урезу воды производят дважды. Расхождения между значениями превышений допускаются до 20 мм $\sqrt{L}$, где L — расстояние между реперами в км.

В некоторых случаях передачу высот через водные препятствия производят по льду. Нивелирование выполняют по деревянным кольям длиной 20—30 см, замороженным в лед; в торцы кольев вбивают гвозди. Под ножки штатива вмораживают колья длиной 10—15 см. Передачу высот по льду выполняют в пря-

мом и обратном направлениях. Нивелирование по льду производят в периоды наименьших суточных колебаний уровней льда. Одновременно с нивелированием проводят наблюдение за устойчивостью поверхности льда. С этой целью в 50—60 м от берега вмораживают столб, к нему прикрепляют рейку и при помощи нивелира, стоящего на берегу, берут отсчеты по этой рейке.

Глава 8

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ГОСУДАРСТВЕННЫХ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ СЕТЯХ

§ 48. ВИДЫ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ СЕТЕЙ

Геодезическая сеть состоит из точек, закрепленных на земной поверхности, положение которых определено в единой системе координат.

Геодезическая сеть в нашей стране строится на основе принципа перехода «от общего к частному». Сначала на территории государства создается редкая сеть пунктов, координаты которых известны с большой точностью.

Затем эта редкая сеть геодезических пунктов сгущается, расстояния между пунктами уменьшаются, точность положения пунктов более густой сети понижается. Такой принцип построения геодезической сети СССР позволяет обеспечить территорию страны пунктами с известными координатами такой густоты, которая необходима для производства инженерных работ и топографических съемок в данном районе.

При создании геодезической сети на местности производят геодезические измерения — измерения горизонтальных и вертикальных углов, расстояний, превышений, причем все геодезические измерения производят обязательно с контролем их правильности. Результаты геодезических измерений подвергаются математической обработке и позволяют определить плановое или высотное положение пунктов геодезических сетей.

Если пункты геодезической сети имеют плановые координаты X , Y , то такая сеть называется плановой. Если же для пунктов геодезической сети известна только высота H , то такая сеть называется высотной. Геодезическая сеть является планово-высотной, если пункты сети имеют координаты X , Y , H .

По своему назначению и точности геодезические сети подразделяются на государственную геодезическую сеть, сети сгущения и съемочные сети.

§ 49. МЕТОДЫ СОЗДАНИЯ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ СЕТЕЙ

Плановое положение пунктов геодезической сети определяется методами триангуляции, трилатерации, полигонометрии, а также другими методами.

Геодезическая сеть, созданная методом триангуляции*, представляет собой сеть треугольников, в вершинах которых расположены геодезические пункты; в этой сети измеряют все горизонтальные углы и некоторые из сторон — базисы (рис. 57).

Измерение базисов в триангуляции с высокой точностью производят светодальномерами или другими мерными приборами.

По мере удаления от базиса, измеренного в начале сети триангуляции, точность определения сторон треугольников понижается. Для повышения точности и контроля в конце ряда треугольников измеряют еще один базис.

Для связи сети триангуляции с уже созданными геодезическими сетями, в развивающуюся триангуляцию должны быть включены пункты из ранее созданных сетей.

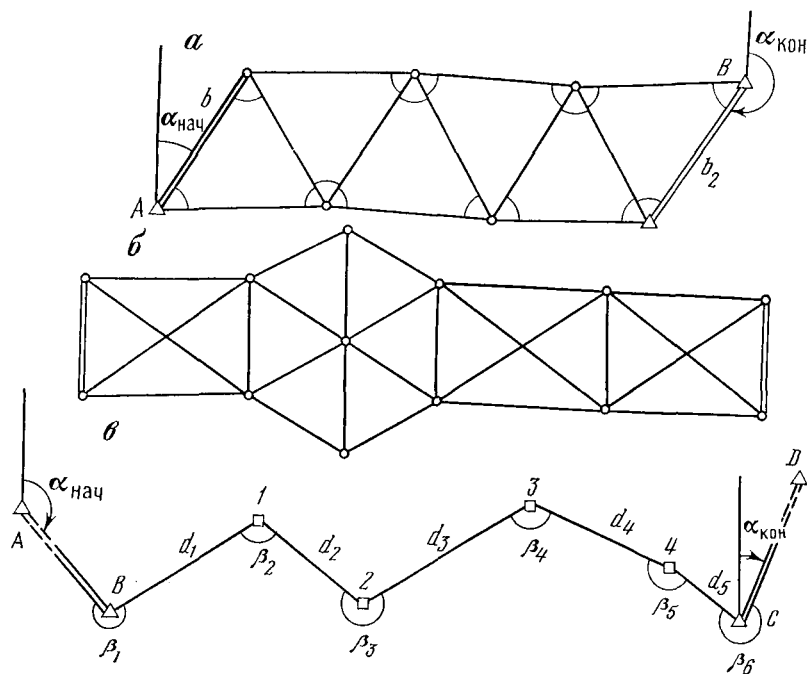


Рис. 57. Методы планового обоснования:

а — триангуляция; б — трилатерация; в — полигонометрия

* Триангуляция — от латинского слова *triangulum* — треугольник.

Для того, чтобы в триангуляции было принципиально возможным определение положения смежных пунктов, необходимо в каждом треугольнике измерять два угла, а в сети треугольников иметь всего один базис, дирекционный угол одного направления и координаты одного пункта. Однако число измерений всегда больше необходимого количества. Так, в ряду триангуляции на рис. 57, а измеряют все три угла в каждом треугольнике, две базисные стороны b_1 и b_2 , два дирекционных угла направлений $\alpha_{\text{нач}}$ и $\alpha_{\text{кон}}$, а также включают два пункта A и B с известными координатами X, Y . Наличие избыточных измерений дает возможность произвести вычислительную обработку измерений с применением специальных математических методов, называемую уравниванием измеренных величин.

Метод трилатерации* состоит в определении планового положения вершин треугольников, в которых расположены геодезические пункты, измерением длин всех сторон треугольников и одного горизонтального угла.

В настоящее время в связи с широким использованием светодальномеров метод трилатерации получает все более широкое применение.

В сетях трилатерации для определения координат пунктов необходимо производить измерения трех сторон в треугольнике, в то время как в триангуляции необходимых измерений два, а производят измерения трех углов. Отсутствие лишних (избыточных) измерений в трилатерации приводит к невозможности контроля измерений и повышения их точности путем уравнивания. Поэтому для повышения точности в трилатерации измеряют длины диагоналей, соединяющие вершины смежных треугольников. Именно поэтому ряды трилатерации состоят из геодезических четырехугольников, центральных систем или их комбинаций (рис. 57, б).

Метод полигонометрии** состоит в построении геодезической сети путем измерения расстояний и горизонтальных углов между пунктами. Метод полигонометрии для развития геодезической сети широко применяется в закрытой (залесенной, застроенной) местности.

На рис. 57, в приведена схема полигонометрического хода. В ходе измерены длины всех сторон $d_1, d_2, \dots, d_5$ и все горизонтальные углы $\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_6$. Углы могут измеряться как справа, так и слева по ходу лежащие.

Для связи с уже созданной геодезической сетью в полигонометрический ход включены пункты B, C с уже известными

* Трилатерация — от латинских слов *tri* (три) и *latus* (сторона).

** Полигонометрия — от греческих слов *πολυ* — много, *γωνία* — угол, *μετροω* — измеряю.

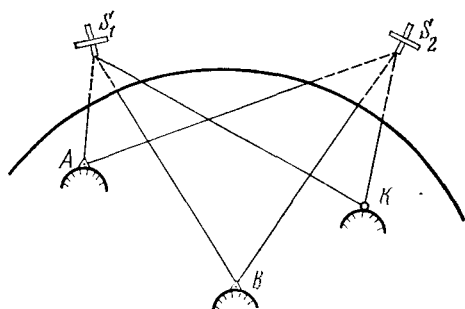


Рис. 58. Космический метод определения положения пунктов на земной поверхности

координатами и направления AB и CD , заданные дирекционными углами $\alpha_{нач}$ и $\alpha_{кон}$.

Подсчитаем, сколько необходимых измерений надо произвести в полигонометрическом ходе на рис. 57, *в* для того, чтобы определить положение четырех пунктов 1, 2, 3, 4. Для определения координат X, Y одного пункта необходимо произвести два измерения, поэтому в полигонометрическом ходе на рис. 57, *в* число необходимых измерений для определения координат X, Y четырех пунктов равно 8. Выполнено же в ходе пять измерений сторон и шести углов, т. е. всего 11 измерений.

Значит, в полигонометрическом ходе сделано три избыточных измерения, что требует, как и в триангуляции, решение задачи уравнивания полигонометрического хода.

В необжитых районах плановая геодезическая сеть может развиваться астрономическим методом. Астрономический метод состоит в определении широты φ и долготы λ по наблюдениям звезд и Солнца и перехода от координат φ и λ по определенным математическим зависимостям к координатам X и Y .

С развитием практической космонавтики получил жизнь новый метод определения положения геодезических пунктов — метод космической геодезии. Если в один и тот же момент времени из точек A и B на земной поверхности (рис. 58) с известными координатами и из точки K , координаты которой требуется определить, измерить углы на точки S_1 и S_2 , в которых находятся искусственные спутники Земли, то можно вычислить сначала координаты спутника в точках S_1 и S_2 , а затем искомые координаты пункта K .

Высотное положение пунктов геодезической сети определяют различными методами нивелирования в зависимости от назначения и требуемой точности положения пунктов по высоте.

§ 50. ГОСУДАРСТВЕННАЯ ПЛАНОВАЯ ГЕОДЕЗИЧЕСКАЯ СЕТЬ

Государственная плановая геодезическая сеть служит основой для решения научных задач геодезии, для топографических съемок, для проектирования, строительства и эксплуатации инженерных сооружений.

Государственная геодезическая сеть подразделяется на четыре класса. Геодезическая сеть 1 класса создает исходную геодезическую основу для дальнейшего развития сетей, служит распространению единой системы координат на всю территорию страны. Сети 2 класса опираются на пункты 1 класса, сгущают ее и используются также для решения научно-технических задач. Сети 3 и 4 классов опираются на пункты старших по точности классов и используются для сгущения этих сетей до необходимой плотности для решения инженерных задач и съемок.

Сеть геодезических пунктов 1 класса состоит из полигонов, образованных звеньями, длиной до 200 км и вытянутых

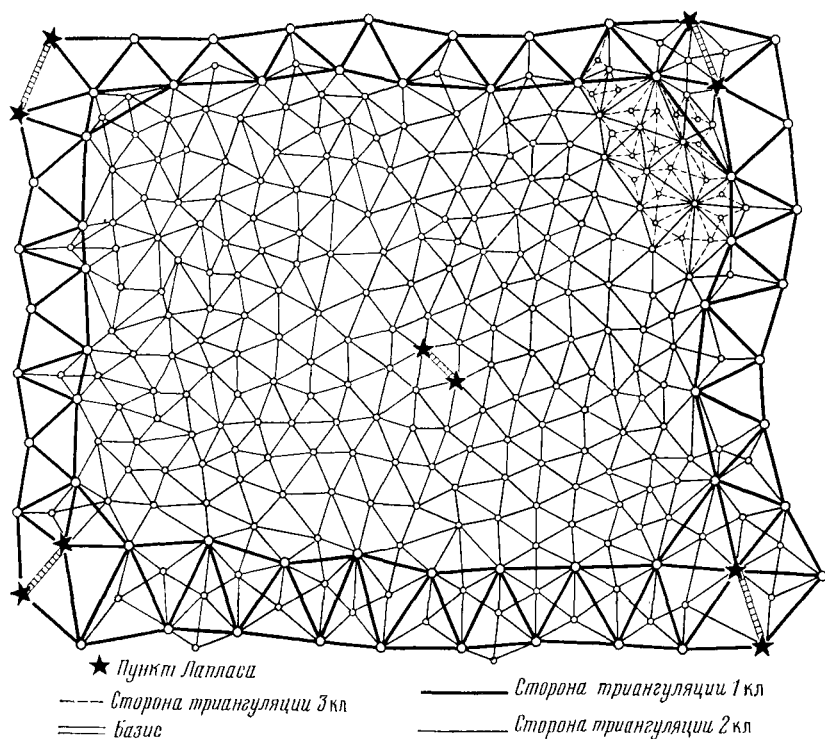


Рис. 59. Схема государственной плановой геодезической сети

вдоль меридианов и параллелей (рис. 59). Звенья длиной не более 200 км строятся методами триангуляции и полигонометрии. На пересечениях звеньев триангуляции измеряют базисные стороны с относительной ошибкой, не превышающей 1:400 000. На концах базисных сторон в триангуляции или крайних линий полигонометрических ходов выполняют астрономические измерения широты и долготы точки и азимута или дирекционного угла направления (так называемые пункты Лапласа). Длины сторон полигонометрических ходов I класса измеряют с ошибкой не более 1:300 000. Горизонтальные углы в сетях I класса измеряют высокоточными теодолитами типа Т05 со средними квадратическими ошибками измерения угла на пункте триангуляции $m_B = 0,5''$, на пункте полигонометрии $m_B = 0,7''$.

Внутри полигонов I класса методами триангуляции и полигонометрии развивается сеть пунктов 2 класса. Базисные стороны в сетях триангуляции 2 класса измеряются не реже, чем через 25 треугольников, с относительной ошибкой не более

Таблица 3

Характеристика	Метод создания геодезической сети			
	Триангуляция			
	1 кл	2 кл	3 кл	4 кл
Длина звена, км	200			
Длина стороны, км	20	7—20	5—8	2—5
Относительная ошибка стороны	1 : 400 000	1 : 300 000	1 : 200 000	1 : 200 000
Средняя квадратическая ошибка измерения угла, угл. с	0,7	1,0	1,5	2,0

Продолжение табл. 3

Характеристика	Метод создания геодезической сети			
	Полигонометрия			
	1 кл	2 кл	3 кл	4 кл
Длина звена, км	200			
Длина стороны, км	20	7—20	3—8	2—5
Относительная ошибка стороны	1 : 300 000	1 : 250 000	1 : 200 000	1 : 150 000
Средняя квадратическая ошибка измерения угла, угл. с	0,4	1,0	1,5	2,0

1:300 000. Линии полигонометрии измеряются с ошибкой 1:250 000. Горизонтальные углы в триангуляции и полигонометрии измеряются с ошибкой $m_B = 1,0''$ теодолитами типа Т1.

Сеть геодезических пунктов 2 класса сгущается пунктами 3 и 4 классов путем вставки отдельных пунктов или систем в построения более точных классов. Горизонтальные углы в триангуляции и полигонометрии 3 и 4 классов измеряются теодолитами типа Т2, ТБ-1 и характеризуются средней квадратической ошибкой измерения угла равной для 3 класса $1,5''$, для 4 класса — $2,0''$. Относительные ошибки измерения сторон в полигонометрии 3 и 4 классов соответственно равны 1:200 000 и 1:150 000.

Данные, характеризующие правила построения и точность государственной геодезической сети, приведены в табл. 3.

§ 51. ГОСУДАРСТВЕННАЯ ВЫСОТНАЯ ГЕОДЕЗИЧЕСКАЯ СЕТЬ

Высотная государственная геодезическая сеть создается методом геометрического нивелирования и разделяется на четыре класса.

Основное назначение нивелирных сетей I и II классов — создании высотной основы, с помощью которой на территории СССР устанавливается единая (Балтийская) система счета высот. Кроме того, нивелирные ходы I и II классов используются при решении научных задач геодезии.

Нивелирование I класса выполняется с наивысшей в настоящее время точностью с применением точных современных приборов и методик. Нивелирование I класса через 25 лет повторяется по тем же линиям с целью изучения динамики вертикальных смещений земной коры. Нивелирование I класса характеризуется случайной средней квадратической ошибкой на 1 км хода $\sigma_{км} = 0,5$ мм и систематической на 1 км хода $\eta_{км} = 0,05$ мм. Нивелирные ходы I класса образуют полигоны периметром 800 км.

Ходы нивелирования I класса служат основой для ходов II класса, прокладываемых вдоль шоссейных и железнодорожных путей сообщения внутри полигонов I класса и образующих полигоны периметром 500—600 км. На нивелирных линиях I и II классов через 50—80 км устанавливаются фундаментальные репера. Линии нивелирования I и II классов обязательно привязывают к морским водомерным постам. Для нивелирования I класса используются высокоточные нивелиры с уровнем при зрительной трубе, позволяющие получить среднюю квадратическую ошибку измерения превышения на 1 км двойного хода 0,5 мм. Из современных приборов, выпускаемых в СССР, для нивелирования I класса пригодны нивелиры Н-05, Н1. Для нивелирования I класса может с успехом применяться высокоточный нивелир с компенсатором $Ni=002$ (ГДР), дающий

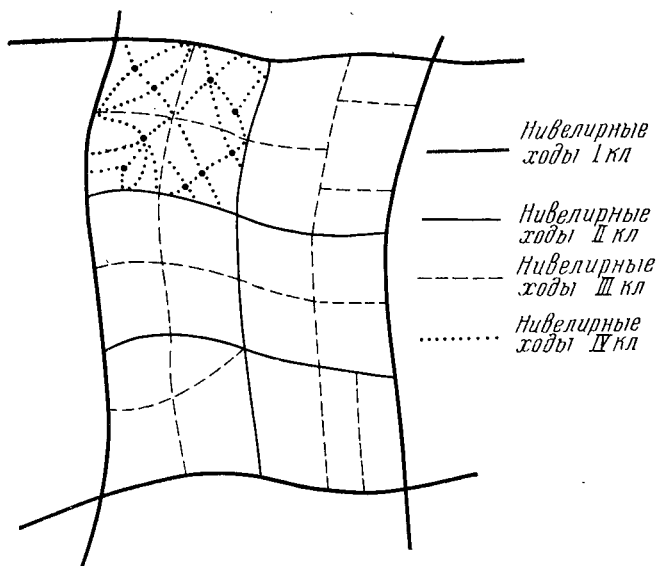


Рис. 60. Схема государственной нивелирной сети

среднюю квадратическую ошибку 0,2 мм на 1 км двойного хода.

Методика нивелирования I класса чрезвычайно сложна. Его выполняют в прямом и обратном направлениях по двум парам костылей или кольев, образующих две независимые линии нивелирования. Длина визирного луча при нивелировании принята равной 50 м, а неравенство расстояний от нивелира до реек на станции допускается не более 0,5 м.

Нивелирование II класса выполняется с точностью, обеспечивающей получение невязок f_h в ходах и полигонах не более $5\sqrt{L}$ мм, где L — число км в длине хода или периметра полигона.

Нивелирование II класса производят в прямом и обратном направлениях по костылям или кольям. Для нивелирования II класса пригодны высокоточные нивелиры с уровнем Н1 и Н2 и нивелиры с компенсатором Ni-007 (ГДР) и Ni-A3 (ВНР).

Длина визирного луча в нивелировании II класса принята равной 65 м, а допустимое неравенство разностей расстояний от нивелира до реек на станции — 1 м.

Полигоны нивелирования II класса сгущаются ходами нивелирования III класса, которые в свою очередь сгущаются нивелирными ходами IV класса (рис. 60).

Каждая линия нивелирования III и IV классов должна опираться обоими концами на знаки нивелирования старшего класса или образовать замкнутый полигон.

Нивелирные ходы III и IV классов должны начинаться и заканчиваться на постоянных знаках. Для нивелирования III класса используются точные нивелиры с уровнем при зрительной трубе Н-3 и с компенсатором Н-ЗК и Ni-B3 (ВНР). Длина визирного луча в нивелировании III класса — 75 м, неравенство расстояний от нивелира до реек на станции допускается до 2 м. Рейки устанавливают на костыли или башмаки, нивелир закрывают зонтом от действия солнечных лучей. На заболоченных участках используют нивелиры с компенсатором, ножки штатива устанавливают на вбитые в грунт деревянные колья.

В нивелировании III класса после установки нивелира на станции (в соответствии с инструкцией по нивелированию) берут следующие отсчеты:

по черной стороне задней рейки (по средней нити $a_{\text{ср}}$, по верхней $a_{\text{в}}$ и по нижней $a_{\text{н}}$ дальномерным нитям);

по черной стороне передней рейки (по средней нити $b_{\text{ср}}$, по верхней $b_{\text{в}}$ и по нижней $b_{\text{н}}$ дальномерным нитям);

по красной стороне передней рейки $b_{\text{кр}}$;

по красной стороне задней рейки $a_{\text{кр}}$.

На каждой станции производят следующий контроль наблюдений:

отсчет по средней нити по черной стороне рейки не должен расходиться более чем на 3 мм с соответствующей полусуммой отсчетов по дальномерным нитям

$$a_{\text{ср}} = \frac{a_{\text{в}} + a_{\text{н}}}{2} \pm 3 \text{ мм}, \quad b_{\text{ср}} = \frac{b_{\text{в}} + b_{\text{н}}}{2} \pm 3 \text{ мм};$$

расхождение между значениями превышения, полученными по черным и красным сторонам реек, не должно быть более 3 мм с учетом разности высот пятков реек

$$h_{\text{ч}} = h_{\text{кр}} \pm 3 \text{ мм}.$$

Нивелирование III класса выполняется с точностью, обеспечивающей получение невязки хода или полигона, не превышающей $10\sqrt{L}$ мм (L —число км в длине хода или периметре полигона).

В нивелировании IV класса длину луча визирования принимают равной 100 м, а допускаемое неравенство расстояний от нивелира до реек на станции — 5 м. Рейки устанавливают на костыли, башмаки, колья. Используются нивелиры с уровнем Н-3, Н-10, Н-10Л, с компенсатором Н-ЗК, Н-10КЛ, Ni-050 (ГДР) и Ni-B3 (ВНР).

Нивелирование IV класса выполняют в одном направлении, отсчеты по черным и красным сторонам реек производят только по средней нити в следующем порядке: отсчет по черной стороне задней рейки $a_{\text{ч}}$; отсчет по черной стороне передней рейки

$b_{\text{ч}}$; отсчет по красной стороне передней рейки $b_{\text{кр}}$; отсчет по красной стороне задней рейки $a_{\text{кр}}$. На станции расхождение значений превышений, вычисленных по черным и красным сторонам реек, допускают до 5 мм, т. е.

$$h_{\text{ч}} = h_{\text{кр}} \pm 5 \text{ мм.}$$

Допустимая невязка превышений по ходу не должна превышать $20 \text{ мм} \sqrt{L}$.

§ 52. ЗАКРЕПЛЕНИЕ ПУНКТОВ ГОСУДАРСТВЕННЫХ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ СЕТЕЙ НА МЕСТНОСТИ

Точки государственных геодезических сетей для их долговременной сохранности должны быть надежно закреплены на земной поверхности геодезическими центрами. Центры представляют собой бетонные или железобетонные монолиты, закладываемые на глубину ниже глубины промерзания грунта. Центр имеет не менее двух марок на одной отвесной линии, отмеченная центральная точка марки и является точкой государственной геодезической сети. В зависимости от физико-географических условий используют центры геодезических пунктов различных видов.

Над центрами государственных плановых сетей 1—4 классов устанавливаются наружные знаки; их назначение — поднять на нужную высоту (до 50 м) визирную марку и геодезический прибор для обеспечения взаимной видимости с соседними пунктами. Геодезические знаки бывают деревянными и металлическими и имеют разную конструкцию (пирамиды, простые и сложные сигналы, туры и проч.) (рис. 61).

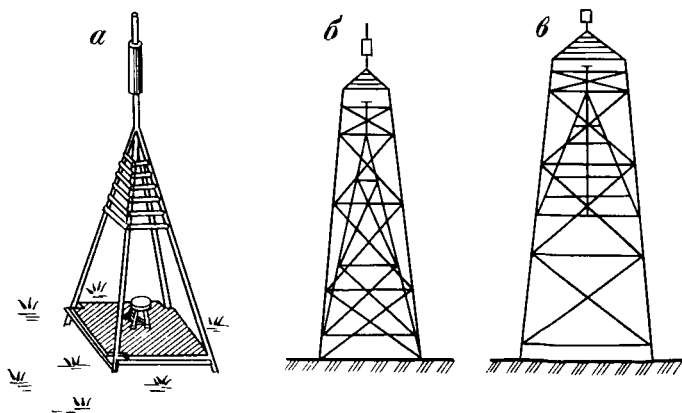


Рис. 61. Геодезические знаки:

а — пирамида; б — простой сигнал; в — сложный сигнал

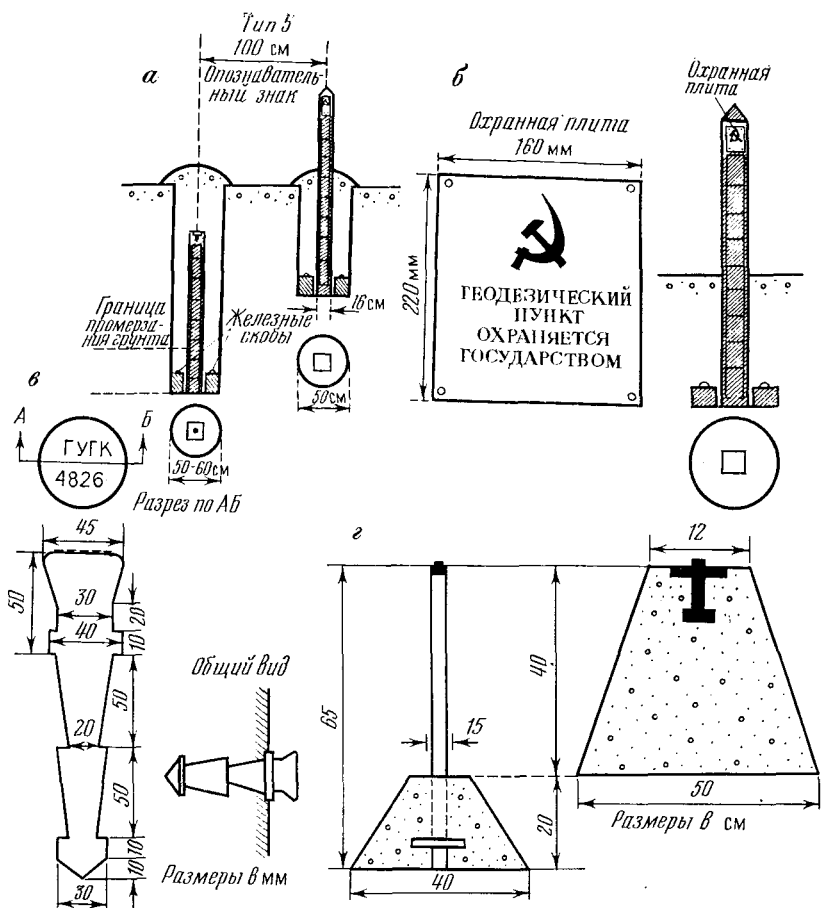


Рис. 62. Нивелирные центры:

а — грунтовый репер нивелирной сети I—IV классов для средней зоны сезонного промерзания грунтов; б — железобетонный опознавательный столб; в — стенной репер; г — реперы для закрепления линий технического нивелирования в зоне сезонного промерзания грунтов

Пункты высотного геодезического обоснования закрепляются на местности грунтовыми и стенными реперами. Нивелирные линии I класса через 50—60 км закрепляются капитальными реперами, которые обеспечивают сохранность положения пунктов на длительное время. Реперы для закрепления линий нивелирования I, II, III, IV классов закладываются на 50—65 см ниже границы наибольшего промерзания (рис. 62, а). В 1 м от репера устанавливают опознавательный знак, к которому прикрепляют на болтах охранную чугунную плиту с надписью (рис. 62, б).

Типы реперов определяются физико-географическими условиями и гидрогеологической характеристикой местности (рис. 62, а, з).

Если репер закладывают в стенку искусственного сооружения, то его называют **стенным репером** (рис. 62, в).

§ 53. КАТАЛОГИ КООРДИНАТ И ВЫСОТ ПУНКТОВ

Координаты и высоты пунктов геодезической сети приводятся отдельно в каталогах координат или высот пунктов. Каталоги составляют в соответствии со специальной инструкцией. Каталоги содержат описание физико-географических условий района работ, год производства работ, схему обоснования, сведения о приборах, анализ и оценку точности полевых работ. В каталоги помещают данные о сохранившихся пунктах старых геодезических сетей и надежно закрепленных на местности временных геодезических знаках.

Каталоги координат и высот пунктов хранятся в организациях, которые их составили, в Госгеокартфонде, в подразделениях ГУГК СССР и в Госгеонадзоре.

Глава 9

ГЕОДЕЗИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ СЪЕМОК

§ 54. НАЗНАЧЕНИЕ И ВИДЫ ГЕОДЕЗИЧЕСКОГО ОБОСНОВАНИЯ

Для составления топографических карт, планов и цифровых моделей местности (ЦММ) необходимо выполнение целого ряда мероприятий: проектирование, производство геодезических измерений, их камеральная обработка. Этот комплекс мероприятий, в результате выполнения которого появляется план местности и ЦММ, называют **топографической съемкой**.

Для производства съемок надо иметь на местности сеть закрепленных точек с известными пространственными координатами, с которых непосредственно будет производиться съемка. Эта сеть точек является геодезической основой или геодезическим обоснованием съемок.

Геодезическое обоснование является **плановым**, если его составляющие точки имеют плановые координаты, **высотным**, если для точек известны высоты, и **планово-высотным**, если все точки геодезических сетей имеют плановые и высотные координаты.

В качестве планового обоснования съемок могут использоваться государственные геодезические сети триангуляции и полигонометрии 1, 2, 3, 4 классов, в качестве высотного — государственные нивелирные сети 1, 2, 3, 4 классов.

Однако государственные плановые геодезические сети достигают плотности 1 пункт на 5—15 км², высотные — 1 пункт на 5—7 км² и эта плотность оказывается недостаточной для производства съемок и обеспечения инженерных работ.

Дальнейшее сгущение государственной геодезической сети производится путем создания сетей местного значения — сетей сгущения и съемочных сетей.

Все работы по созданию геодезического обоснования выполняют последовательно в следующем порядке:

1. *Проектирование геодезических сетей.* Проектирование геодезического обоснования для съемок производят по имеющимся топографическим картам на район работ с учетом масштаба и назначения предстоящих съемок. При выборе того или иного метода создания обоснования исходят из необходимой его точности, густоты и экономической целесообразности. При проектировании большое значение уделяют тому, чтобы пункты обоснования обеспечивали возможность привязки к государственным геодезическим сетям, в случае надобности обеспечивали возможность дальнейшего сгущения обоснования, долговременность сохранности пунктов, удобство линейных измерений (по дорогам, просекам, вдоль рек и т. д.) и, самое главное, наибольший охват местности с одного пункта.

В итоге проектирования составляют планы организации работ и смету затрат.

2. *Рекогносцировка.* В результате рекогносцировки на местности уточняют составленный проект геодезической сети и, если нужно, корректируют.

3. *Закрепление пунктов геодезических сетей.* Все пункты геодезического обоснования на местности обязательно закрепляют центрами и знаками.

4. *Непосредственное выполнение геодезических работ.* В результате выполнения полевых работ измеряют те величины, которые необходимы для определения планового или высотного (или планово-высотного) положения пунктов сетей. По возможности стараются измерить большее число величин, чем это необходимо, с тем, чтобы обеспечить контроль измерений.

5. *Камеральная обработка результатов измерений* является заключительным этапом создания обоснования и состоит в вычислении координат X, Y, H, определяющих положение пунктов сетей в принятой системе координат.

§ 55. ОСНОВНЫЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ ЗАДАЧИ

При производстве геодезических работ обычно приходится решать прямую и обратную геодезические задачи.

Прямая геодезическая задача

Пусть на местности имеется пункт $A (x_A, y_A)$ с известными координатами (рис. 63). Зная дирекционный угол α линии между пунктами A и B и горизонтальную проекцию длины этой линии d , можно вычислить координаты пункта B . Эта задача называется прямой геодезической задачей. Рассмотрим ее решение на плоскости. Спроецировав точки A и B на оси координат, из рис. 63 видим, что координаты x, y точки B равны координатам точки A плюс соответственно величины Δx и Δy , т. е.

$$\begin{aligned}x_B &= x_A + \Delta x; \\y_B &= y_A + \Delta y.\end{aligned}\quad (9.1)$$

Отрезки Δx и Δy представляют собой проекции отрезка AB на соответствующие оси координат и называются приращениями координат. Приращения координат Δx и Δy определяем из прямоугольного треугольника AKB по известным величинам дирекционного угла α и длины d :

$$\begin{aligned}\Delta x &= d \cos \alpha; \\ \Delta y &= d \sin \alpha.\end{aligned}\quad (9.2)$$

Подставив значения приращений координат (9.2) в выражения (9.1), получим решение прямой геодезической задачи

$$\begin{aligned}x_B &= x_A + d \cos \alpha; \\ y_B &= y_A + d \sin \alpha.\end{aligned}\quad (9.3)$$

Таблица 4

Значение дирекционного угла	Название румба	Формулы перехода дирекционного угла к румбу	Знаки приращений координат		Пояснение
			x	y	
$0 \div 90^\circ$	СВ	$r = \alpha$	+	+	
$90 \div 180^\circ$	ЮВ	$r = 180^\circ - \alpha$	—	+	
$180 \div 270^\circ$	ЮЗ	$r = \alpha - 180^\circ$	—	—	
$270 \div 360^\circ$	СЗ	$r = 360^\circ - \alpha$	+	—	

Для использования в вычислениях таблиц тригонометрических функций необходимо перейти от дирекционного угла α к румбу r , тогда знаки приращений координат определяются в зависимости от названия румба линии (табл. 4).

Решение прямых геодезических задач целесообразно выполнять с помощью микрокалькуляторов.

Применение микрокалькуляторов не требует перехода от дирекционных углов к румбам, автоматизирует вычислительный процесс, сокращает затраты времени и повышает надежность вычислений.

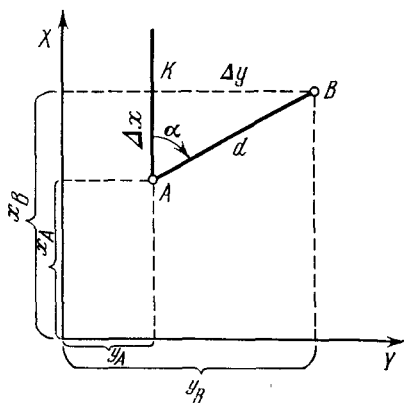


Рис. 63. Основные геодезические задачи

Обратная геодезическая задача

Если на местности известны координаты двух точек $A (x_A, y_A)$ и $B (x_B, y_B)$, то можно определить горизонтальную проекцию расстояния между этими пунктами d и дирекционный угол этого направления α (см. рис. 63). Эта задача носит название обратной геодезической задачи.

В обратной геодезической задаче, как видно из рис. 63, приращения координат могут быть вычислены по исходным данным:

$$\begin{aligned}\Delta x &= x_B - x_A; \\ \Delta y &= y_B - y_A.\end{aligned}\tag{9.4}$$

Из прямоугольного треугольника AKB можно определить угол α и горизонтальную проекцию расстояния

$$\begin{aligned}\operatorname{tg} \alpha &= \frac{\Delta y}{\Delta x}; \\ \alpha &= \operatorname{arctg} \frac{\Delta y}{\Delta x}; \\ d &= \frac{\Delta y}{\sin \alpha} = \frac{\Delta x}{\cos \alpha}.\end{aligned}\tag{9.5}$$

С помощью формул (9.5) решают обратную геодезическую задачу, при этом горизонтальную проекцию расстояния d для

контроля вычисляют дважды. Если возникает необходимость определения только горизонтальной проекции расстояния между точками с известными координатами без определения направления, то пользуются формулой:

$$d = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2}. \quad (9.6)$$

При вычислении по таблицам тригонометрических функций по формулам (9.5) сначала определяют румб направления

$$r = \arctg \frac{|\Delta y|}{|\Delta x|} \text{ и } d = \frac{|\Delta y|}{\sin r} = \frac{|\Delta x|}{\cos r},$$

а затем переходят от румба к дирекционному углу в соответствии с табл. 4.

Для решения обратной геодезической задачи, так же как и прямой, используются микрокалькуляторы.

§ 56. ПЛАНОВЫЕ СЕТИ СГУЩЕНИЯ

Сети сгущения создаются с целью обеспечения инженерных работ и топографических съемок масштабов 1:500 ÷ 1:5000. Методы создания плановых и высотных сетей сгущения те же, что и для государственных сетей.

Сети сгущения опираются на пункты государственной геодезической сети, поэтому плановые координаты и высоты пунктов сетей сгущения вычисляются в единой государственной системе координат и высот. Плановые сети сгущения подразделяются на сети триангуляции 1 и 2 разрядов и сети полигонометрии 1 и 2 разрядов.

Триангуляция 1 и 2 разрядов прокладывается преимущественно в открытой местности. Основными типичными сетями триангуляции 1 и 2 разрядов являются цепочки треугольников, центральные системы и вставки пунктов в треугольники.

Триангуляция сетей сгущения 1 и 2 разрядов опирается на стороны или пункты плановых сетей более высокой точности. Между смежными пунктами триангуляции должна быть обеспечена взаимная видимость. Углы сетей сгущения в триангуляции измеряют теодолитами типа Т2, Т5.

Техническая характеристика триангуляции сетей сгущения 1 и 2 разрядов приведена в табл. 5.

Полигонометрию 1 и 2 разрядов прокладывают для создания геодезического обоснования в виде одиночных ходов или системы ходов.

Углы измеряют теодолитами Т2, Т5. В зависимости от методов измерения длин сторон различают следующие виды полигонометрии:

- с непосредственным измерением линий;
- дальномерную;

Таблица 5

Характеристика сетей	Разряд триангуляции	
	1	2
1. Длина сторон треугольников	0,5—5 км	0,25—3 км
2. Число треугольников между выходными сторонами, не более	10	10
3. Минимальная длина выходной стороны	1 км	1 км
4. Средняя квадратическая ошибка угла, полученного по невязкам треугольников, не более	5"	10"
5. Предельная невязка в треугольнике	20"	40"
6. Относительная ошибка базисной (выходной) стороны, не более	1 : 50 000	1 : 20 000

короткобазисную или параллактическую.

В полигонометрических ходах длины сторон измеряют инварной проволокой с относительной ошибкой $1 : 300\,000 \div 1 : 25\,000$. Если в ходе полигонометрии длины сторон измеряют стальной мерной лентой с относительной ошибкой $1 : 1000 \div 1 : 2000$, то такой ход называется теодолитным.

В дальномерной полигонометрии длины сторон измеряют дальномерами двойного изображения или малыми (топографическими) светодальномерами, обеспечивающими точность измерения длин линий порядка 5—10 мм.

В короткобазисной или параллактической полигонометрии длины сторон определяются косвенно (из вычислений). В качестве короткого базиса используют 2—3-метровые жезлы различной конструкции, устанавливаемые на штативе перпендикулярно к линии визирования (рис. 64). Измеряемые малые углы, под которыми базис виден с концов линии хода, называются параллактическими.

В звене короткобазисной полигонометрии на рис. 64, а известен короткий базис b и измерены углы φ , φ_1 , γ .

Значение базиса b_1 определяют из треугольника BOK

$$b_1 = \frac{b}{2} \operatorname{ctg} \varphi/2.$$

Тогда значение стороны AB определяется из треугольника ABO :

$$S = b_1 \frac{\sin(\varphi_1 + \gamma)}{\sin \varphi_1} = \frac{b}{2} \operatorname{ctg} \frac{\varphi}{2} \frac{\sin(\varphi_1 + \gamma)}{\sin \varphi_1}.$$

Для повышения точности измеряемую линию AB делят пополам (рис. 64, б), ее длина:

$$S = S_1 + S_2.$$

В короткобазисной полигонометрии находит широкое применение симметричное ромбическое звено. В симметричном ром-

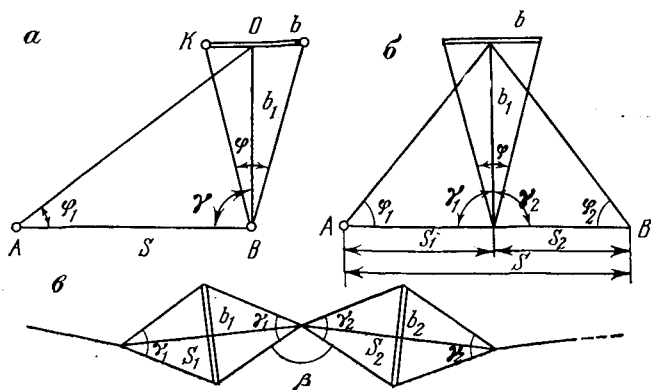


Рис. 64. Короткобазисная полигонометрия:

a — звено короткобазисной полигонометрии; *б* — схема измерения больших расстояний; *в* — симметричное ромбическое звено

бическом звене (рис. 64, *в*) длины S_1 и S_2 определяют по формулам

$$S_1 = \frac{b_1}{2} \left(\operatorname{ctg} \frac{\gamma_1}{2} + \operatorname{ctg} \frac{\gamma'_1}{2} \right);$$

$$S_2 = \frac{b_2}{2} \left(\operatorname{ctg} \frac{\gamma_2}{2} + \operatorname{ctg} \frac{\gamma'_2}{2} \right).$$

Техническая характеристика полигонометрических сетей сгущения приведена в табл. 6.

При развитии плановых геодезических сетей сгущения в условиях обжитых, застроенных территорий все пункты триангу-

Таблица 6

Характеристика сетей	Полигонометрия	
	1 разряда	2 разряда
1. Предельная длина хода между исходными пунктами	5 км	3 км
Предельная длина хода между узловыми пунктами	2 км	1,5 км
2. Максимальное число сторон в ходе	15	15
3. Предельная относительная ошибка хода	1 : 10 000	1 : 5000
4. Средняя квадратическая ошибка измерения угла, вычисленная по невязкам в ходах и полигонах	5"	10"
5. Предельная угловая невязка в ходе	10"	20"

ляции и полигонометрии закрепляют знаками. В условиях малообжитых районов либо в сельской местности закрепляют узловые пункты полигонометрии. В полигонометрии 1 разряда закрепляют пункты через 1 км, в полигонометрии 2 разряда через 0,5 км. Закрепленные знаки пунктов должны располагаться попарно на обоих концах стороны полигонометрии. На пунктах сетей сгущения устанавливают наружные знаки: простую пирамиду, пирамиду-штатив или тур.

§ 57. СЪЕМОЧНЫЕ ПЛАНОВЫЕ СЕТИ

Сети триангуляции и полигонометрии 1 и 2 разрядов по мере необходимости для обеспечения съемок и инженерных работ сгущают съемочными сетями. С точек съемочной сети непосредственно производят съемку местности, поэтому последние должны быть выбраны на местности с учетом необходимости обеспечения видимости смежных точек и хорошего обзора местности при съемке.

Существует много способов построения съемочных сетей и в каждом конкретном случае съемочная сеть развивается тем способом, который наиболее целесообразен в данных условиях. Рассмотрим некоторые из них.

1. Теодолитный ход создается методом полигонометрии, но точность измерений в ходе существенно ниже, чем в полигонометрии 2 разряда. Теодолитный ход используется, в основном, в закрытой местности для обеспечения съемки вдоль рек, каналов, дорог, оврагов, по просекам и при съемках других линейных объектов.

Различают теодолитные ходы разомкнутые либо замкнутые. Разомкнутый ход своей начальной и конечной точками опирается на стороны обоснования более высокой точности (рис. 65, а). В замкнутом ходе начальная и конечная точки совпадают. Замкнутый теодолитный ход может также опираться на сторону более точного обоснования (рис. 65, б). Если разомкнутый теодолитный ход опирается на точное обоснование только одним своим концом, то он называется висячим (рис. 65, в). Часто внутри замкнутого хода прокладывают диагональные ходы (рис. 65, б), для обеспечения съемочным обоснованием большой территории используют системы ходов с узловыми точками (рис. 65, г).

В теодолитном ходе горизонтальные углы $\beta_1, \dots, \beta_n$ обычно измеряют техническими теодолитами типа ТЗ0 со средней квадратической ошибкой угла $m_\beta = 30''$. Углы измеряют одним полным приемом при допустимом расхождении его значения в полуприемах на величину $\Delta_{\text{пред}} = 2t$, где t — точность отсчитывания по горизонтальному кругу теодолита. Для теодолита ТЗ0 $t = 1'$ и $\Delta_{\text{пред}} = 2'$.

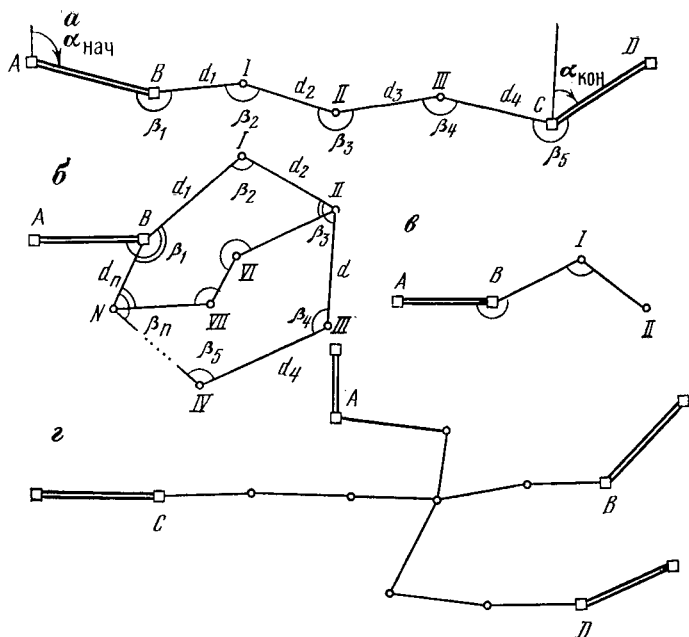


Рис. 65. Теодолитные ходы:
а — разомкнутый; *б* — замкнутый;
в — висячий; *г* — система теодолит-
 ных ходов

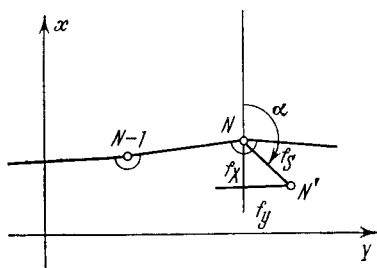


Рис. 66. Геометрический смысл
 линейной невязки теодолитного
 хода

Стороны измеряют мерной лентой или оптическими дально-
 мерами в прямом $D_{\text{пр}}$ и обратном $D_{\text{обр}}$ направлениях при допу-
 стимом расхождении их значений на величину не более

$$\frac{|D_{\text{пр}} - D_{\text{обр}}|}{2} \leq \frac{1}{1000}.$$

При углах наклона сторон хода, превышающих 2° , длины
 сторон приводят к горизонту $d = D \cos \alpha$.

Неизбежные случайные ошибки в измерении горизонтальных
 углов и расстояний приводят к ошибкам в определении поло-
 жения точек теодолитного хода 1, 2, 3, ..., N . По мере удаления
 точек хода от исходных ошибки накапливаются и оказывают
 наибольшее влияние на определение положения конечной точки
 хода. Если на рис. 66 точка N — это фактическое положение

Таблица 7

Масштаб съемки	Предельная длина хода между исходными пунктами, мм	Предельная абсолютная линейная невязка, м	
		Открытая местность	Местность, закрытая древесной и кустарниковой растительностью
1 : 5000	6,0	2,0	3,0
1 : 2000	3,0	1,0	1,5
1 : 1000	1,8	0,6	0,9
1 : 500	0,9	0,3	0,4

последней точки теодолитного хода, то, вследствие неизбежных ошибок измерений, последняя точка хода займет положение N' . Расстояние NN' обозначают f_s и называют линейной невязкой теодолитного хода. Точность теодолитного хода оценивается не абсолютной величиной невязки f_s , а ее отношением к общей длине хода, равной сумме длин сторон, т. е. величиной $f_s/[S]$, выраженной дробью с 1 в числителе в виде $1/N$, называемой относительной невязкой теодолитного хода.

Предельные относительные линейные невязки теодолитных ходов на открытой местности не должны превышать $1/2000$, а на местности, покрытой древесной и кустарниковой растительностью, и на изрытых участках строительства площадок — $1/1000$, т. е. пред. $f_s/[S] \leq 1 : 1000/1 : 1500$.

После уравнивания теодолитного хода наибольшую ошибку положения Δp имеет средняя точка хода, она равна половине невязки f_s , т. е. $\Delta p = f_s/2$. Потребовав, чтобы предельная ошибка положения точки хода не превышала 0,2 мм для открытой местности и 0,3 мм для закрытой в масштабе плана, можно вычислить допустимую длину теодолитного хода.

Пусть $\Delta p = 0,5 f_s = 0,2 \text{ мм} \times M$,
отсюда $f_s = 0,4 \text{ мм} \times M$; но

$$\frac{f_s}{[S]} = \frac{1}{N}$$

и тогда $[S] = 0,4 \times M \times N$.

Предельные длины и предельные абсолютные линейные невязки теодолитных ходов приведены в табл. 7.

Для висячих ходов допускается иметь не более 3-х сторон.

Камеральная обработка измерений в теодолитном ходе рассмотрена в § 59.

2. Прямая и обратная геодезические засечки. Метод геодезических засечек находит широкое применение при создании планового обоснования на открытой местности.

Прямая засечка. Пусть требуется определить положение точки M (рис. 67, а). Известны координаты точек A и B ме-

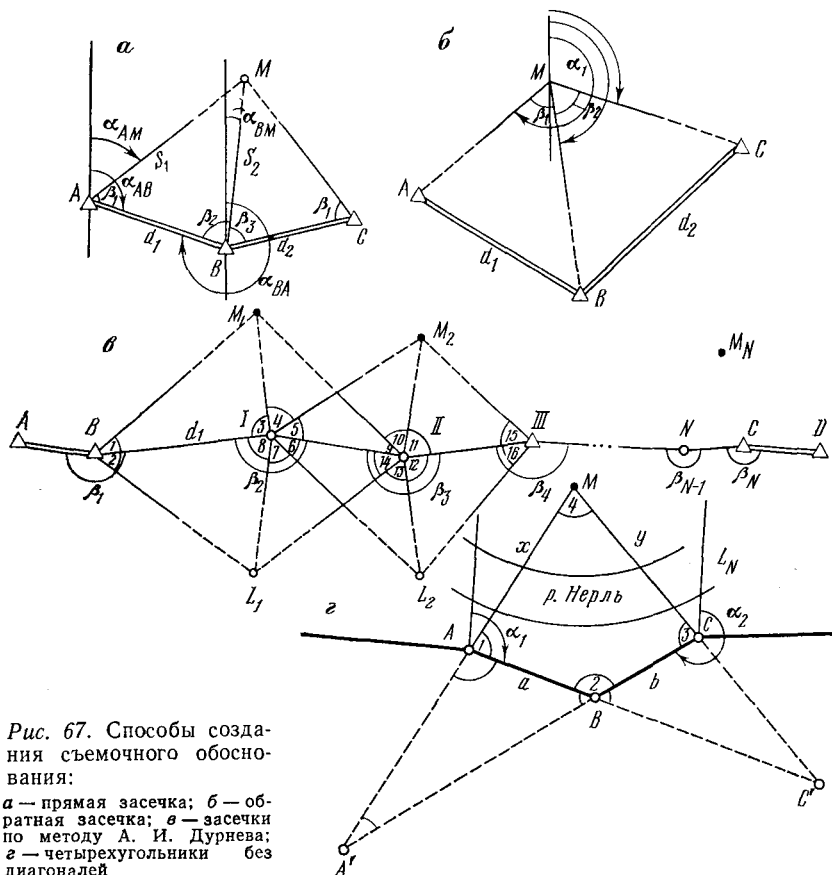


Рис. 67. Способы создания съемочного обоснования:

a — прямая засечка; *б* — обратная засечка; *в* — засечки по методу А. И. Дурнева; *г* — четырехугольники без диагоналей

стности. Решая обратную геодезическую задачу по координатам точек *A* и *B*, можно определить длину стороны d_1 . Измерив на исходных точках горизонтальные углы β_1 и β_2 между прямой *AB* и направлениями на точку *M*, вычисляют длины сторон треугольников $AM=S_1$ и $BM=S_2$

$$S_1 = d_1 \frac{\sin \beta_2}{\sin (\beta_1 + \beta_2)} ;$$

$$S_2 = d_1 \frac{\sin \beta_1}{\sin (\beta_1 + \beta_2)}$$

и дирекционные углы этих сторон

$$\alpha_{AM} = \alpha_{AB} - \beta_1,$$

$$\alpha_{BM} = \alpha_{BA} + \beta_1.$$

Решая прямую геодезическую задачу по дирекционным углам и длинам сторон AM и BM , получают дважды координаты точки M . Расхождения между ними обусловлены только ошибками округлений при вычислении и поэтому не должны превосходить трех единиц последнего знака. При наличии этого вычислительного контроля из двух значений координат точки M берут среднее значение ($x_{\text{ср}}$, $y_{\text{ср}}$). Для контроля правильности измерений координат точки M необходимо выполнить аналогичные измерения с третьей стороны обоснования BC . Тогда, измерив горизонтальные углы β_3 и β_4 , повторно определяют координаты точки M $x_{\text{ср}}'$, $y_{\text{ср}}'$. Допустимое расхождение результатов не должно превышать $1/1000$.

Обратная засечка. Обратная засечка состоит в определении координат четвертого пункта M по известным координатам трех пунктов A , B , C и двум углам β_1 и β_2 , измеренным на определяемом пункте M (рис. 67, б) на исходные пункты.

Обозначим дирекционный угол стороны MA через α_1 , тогда дирекционный угол стороны MB равен $\alpha_1 - \beta_1$, а дирекционный угол стороны MC $\alpha_1 - (\beta_1 + \beta_2)$. Для сторон MA , MB и MC решим обратные геодезические задачи:

$$y_M - y_A = (x_M - x_A) \operatorname{tg} \alpha_1;$$

$$y_M - y_B = (x_M - x_B) \operatorname{tg} \alpha_2;$$

$$y_M - y_C = (x_M - x_C) \operatorname{tg} \alpha_3.$$

Три уравнения однозначно определяют три неизвестных: x_M , y_M , α_1 . Однако координаты точки M вычисляются в этом случае без контроля. Для контроля измерений и вычислений необходимо с точки M видеть хотя бы еще один исходный пункт и измерить на него горизонтальный угол.

Каждый вид засечки имеет свои достоинства и недостатки. Для обратных засечек, как мы видим, требуется производить измерения только на определяемом пункте, при прямой — на двух — трех пунктах, тратя время на переезды с пункта на пункт.

Однако наличие трех исходных пунктов дает возможность выполнять прямую засечку с контролем, а обратную без контроля. Поэтому в каждом конкретном случае выбирают тот способ развития обоснования, который в данных условиях наиболее целесообразен.

3. Геодезические засечки по методу А. И. Дурнева, являющиеся разновидностью прямых засечек, нашли применение при съемках открытых широких пойм рек (рис. 67, в).

Имеются точки A , B , C , D с известными координатами. Точки съемочного обоснования I , II , ..., N , M_1 , M_2 , ..., M_N , L_1 , ..., L_N выбирают на местности и закрепляют.

Измеряют сторону d_1 , углы поворота $\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_N$, а также углы на определяемые точки I, II, III, IV и т. д. Остальные длины сторон вычисляют решением треугольников. Координаты точек $I, II, \dots, N$ и точек $M_1, M_2, \dots, M_N, L_1, L_2, \dots, L_N$ вычисляют путем решения прямых геодезических задач. С целью контроля измеряют и некоторые другие стороны в ходе.

4. Четырехугольники без диагоналей. Обоснование этим методом создается при съемках рек, лесных массивов по просекам, населенным пунктам.

Если координаты точек A, B, C известны, то, измерив углы $1, 2, 3, 4$ в четырехугольнике $ABCM$, можно определить координаты точки M (рис. 67, г).

Рассмотрим путь решения задачи:

находят сумму углов в четырехугольнике и сравнивают ее для контроля с 360° ;

решая обратную геодезическую задачу по координатам точек A, B и B, C определяют длины сторон $AB=a, BC=b$ и дирекционные углы α_1 и α_2 этих сторон;

продолжив стороны четырехугольника $ABCM$ получают треугольник MCA' , угол при вершине которого A' равен $180^\circ - (\angle 3 + \angle 4)$. В треугольнике ABA' углы при вершинах A и B определяют как смежные к углам 1 и 2 . Решая треугольник ABA' по теореме синусов, находят сторону $A'B$. Теперь в треугольнике $A'MC$ сторона $A'C$ известна: $A'C = A'B + b$. Решая треугольник $A'MC$, находят сторону $MC = y$;

аналогичным образом, продолжая стороны четырехугольника до получения треугольника AMC' , определяют сторону $AM = x$;

зная стороны x и y и дирекционные углы этих сторон $\alpha_{AM} = \alpha_1 - \angle 1$ и $\alpha_{CM} = \alpha_2 + \angle 3$, решают обратную геодезическую задачу и получают координаты точки M .

Четырехугольники без диагоналей находят применение при построении обоснования в сочетании с теодолитным ходом или засечками.

§ 58. ПЛАНОВАЯ ПРИВЯЗКА СЕТЕЙ СГУЩЕНИЯ И СЪЕМОЧНЫХ СЕТЕЙ

Под привязкой сетей понимают работы по передаче координат и направления от пунктов государственной геодезической основы на пункт сетей сгущения или съемочных сетей.

Привязку можно осуществлять различными способами в зависимости от обеспеченности местности пунктами государственной геодезической основы, их доступности, взаимной видимости и т. д.

Геодезические работы по привязке пунктов осуществляют с обязательным обеспечением контроля измерений. Рассмотрим основные случаи привязки.

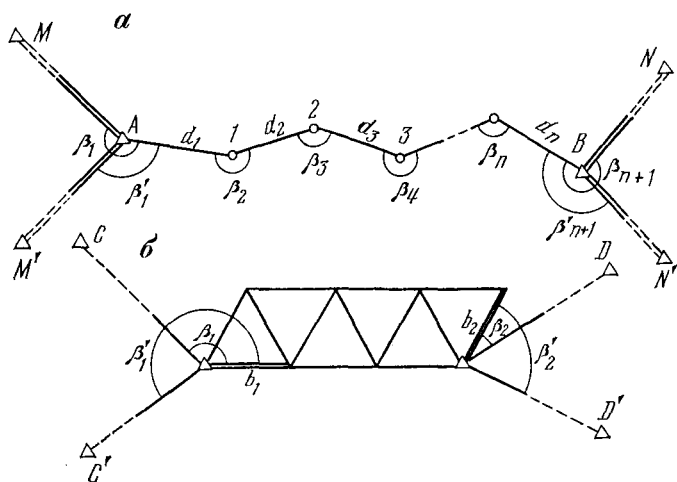


Рис. 68. Схемы привязки к пунктам обоснования:
а — полигонометрии; б — триангуляции

Непосредственная привязка хода, построенного методом полигонометрии, производится путем включения пунктов A и B государственной геодезической основы в полигонометрический ход в качестве первого и последнего пунктов (рис. 68, а).

На пункте A измеряют примычный угол β_1 между стороной хода и направлением на пункт M государственной геодезической основы.

По координатам точек геодезической основы M и A , решая обратную геодезическую задачу, вычисляют дирекционный угол исходной стороны MA :

$$\alpha_{MA} = \arctg \frac{y_A - y_M}{x_A - x_M}.$$

Зная дирекционный угол начальной стороны и все горизонтальные углы хода, вычисляют дирекционные углы всех его сторон. По координатам начальной точки A , дирекционным углам и длинам сторон хода получают координаты точек создаваемого обоснования. Желательно, чтобы на начальной точке A была обеспечена видимость по меньшей мере на две точки государственной сети. Тогда измеряют еще один примычный угол β'_1 и для контроля повторно вычисляют дирекционный угол первой стороны хода. Контролем правильности привязки является то, что разность примычных углов β_1 и β'_1 должна быть равной разности дирекционных углов α_{MA} и $\alpha_{M'A}$. Последняя точка хода должна быть привязана к точкам N и N' обоснования путем измерения примычных углов β_{n+1} , β'_{n+1} и аналогичных вычислений.

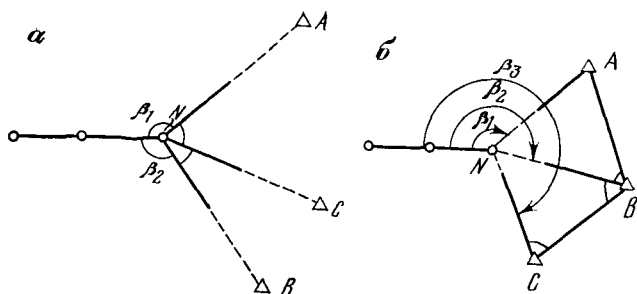


Рис. 69. Схемы привязки к пунктам обоснования при помощи:

а — обратной засечки; *б* — прямой засечки

Непосредственная привязка триангуляции производится путем включения пунктов A и B государственной геодезической сети в систему треугольников и измерения примычных углов β_1 и β_1' , β_2 и β_2' (рис. 68, б).

Если в сеть обоснования нельзя непосредственно включить точку с известными координатами, то для привязки используют геодезические засечки. На рис. 69, *а* показано использование обратной засечки для передачи координат на точку N . На точке N создаваемого обоснования измеряют углы между направлениями на исходные пункты A , B , C и примычные углы β_1 и β_2 на пункты A и B государственной сети и решением обратной засечки определяют координаты точки N хода. Если с точки N обеспечена видимость более чем на три точки обоснования, засечка называется многократной и выполняется с контролем. Для привязки используют и прямую засечку (рис. 69, б). С точек исходного обоснования A , B , C измеряют горизонтальные углы при вершинах A , B , C . Решая прямую засечку с трех точек обоснования, получают координаты последней точки хода N с обеспечением контроля. Измерив примычные углы β_1 , β_2 , β_3 , вычисляют дирекционные углы сторон NA , NB , NC с контролем по разностям примычных углов.

При измерении углов на пунктах сетей сгущения нужно учитывать поправки за центровку и редукцию. При измерении горизонтальных углов (рис. 70, *а*) прибор должен быть установлен точно над центром знака. В силу ряда причин иногда прибор стоит не над центром $Ц$, а в точке J . Расстояние между точками J и N известно и равно S .

Направление из точки J на точку K принимают за начальное. Расстояние от центра прибора J до центра знака $Ц$ обозначают через e и называют линейным элементом центрировки.

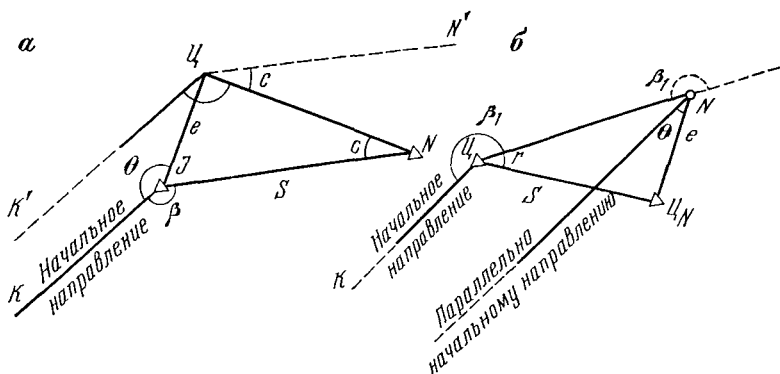


Рис. 70. Элементы приведений:
а — центрировки; б — редукции

Угол θ от начального направления до линейного элемента центрировки называют угловым элементом центрировки.

При привязке в точке J измерен угол β между начальным направлением и направлением на точку N .

Если бы прибор в точке $Ц$ стоял правильно и его начальное направление $Ц—K'$ было бы параллельно направлению $Ц—K$, то правильный примычный угол был бы равен углу $K'CN$. Проведя из точки $Ц$ направление $ЦN'$, параллельное направлению JN , видим что правильный примычный угол $K'CN$ равен измеренному примычному углу β минус угол $N'CN$. Следовательно, угол $N'CN$ выражает влияние центрировки на измеренный горизонтальный угол. Обозначим его через c . В треугольнике $ЦNJ$ угол $ЦNJ$ равен c .

В треугольнике JCN угол $ЦJN$ равен $360^\circ - (\theta + \beta)$, а угол JCN равен $180^\circ - 360^\circ + \theta + \beta = \theta + \beta - 180^\circ$. Тогда по теореме синусов

$$\frac{e}{\sin c} = \frac{S}{\sin (\beta + \theta)}$$

и

$$\sin c = e \frac{\sin (\beta + \theta)}{S}.$$

Вследствие малости угла c

$$c = e \frac{\sin (\beta + \theta)}{S} \rho''.$$

Угол, измеренный в точке J , должен быть исправлен на величину c :

$$\beta_{\text{испр}} = \beta_{\text{изм}} - c.$$

Необходимость введения поправки в измеряемый угол за редукцию возникает вследствие того, что наведение производят на визирный цилиндр пункта, смещенный относительно его центра. Пусть прибор стоит в центре пункта C (рис. 70, б). Измеряемый угол между начальным направлением CK и центром знака C_N должен быть равен углу KCC_N . Однако вследствие визирования на визирный цилиндр N измеренный угол β_1 равен углу KCN . Чтобы от измеренного угла β_1 перейти к правильному углу, к значению β_1 надо прибавить угол NCC_N , равный r . Элементами редукции являются e_1 (линейным) и θ_1 (угловым).

В треугольнике CNC_N угол при вершине N равен $\beta_1 - 180^\circ + \theta_1$.

Из решения треугольника CNC_N получим

$$\sin r = \frac{e \sin (\beta_1 + \theta)}{S}$$

и вследствие малости угла r

$$r = e \frac{\sin (\beta_1 + \theta)}{S}.$$

Эта формула выражает влияние ошибки за редукцию в измеряемом горизонтальном угле.

Величины e , θ называются элементами приведений. Их определяют следующим образом. В нескольких метрах от пункта трижды устанавливают дополнительный теодолит. И с каждой стоянки теодолита на мензульный планшет, устанавливаемый под сигналом, вертикальной нитью зрительной трубы проектируют и прочерчивают направление на визирный цилиндр, центр знака и центр основной стоянки теодолита. При производстве графических засечек допускается получение треугольника погрешностей со стороной до 5 мм. В качестве правильного положения проектируемых точек берут среднюю точку полученного треугольника погрешностей. Нанеся на планшет начальное направление, графически измеряют элементы приведений. Поправки за центровку, определенную на данном пункте, вводятся в углы, измеренные на этом пункте. Поправки за редукцию, определенные на данном пункте, вводят в углы, измеренные на этот пункт. Расчеты показывают, что поправки за центровку и редукцию достигают нескольких секунд и должны учитываться при привязке сетей сгущения.

При привязке полигонометрических и теодолитных ходов к пунктам триангуляции, на которых нельзя установить теодолит (рис. 71), необходима передача координат с вершины знака на землю.

Если при привязке хода к стороне геодезической сети AB , нельзя установить прибор в точке A и измерить угол β_n , сле-

дует выбрать на местности некоторую точку A' , с которой будут хорошо видны точки M , A , B , и измерить угол MAA' . Координаты точки A' требуется определить. При точке A' измеряют два базиса b_1 и b_2 и горизонтальные углы $\beta_1, \beta_2, \beta_3$. На других концах базисов b_1 и b_2 измеряют углы β_4 и β_5 . Рассмотрим схему определения координат точки A' .

Решая треугольники $AA'K$ и $AA'L$, по теореме синусов определяют длину стороны $AA'(d)$ дважды для контроля

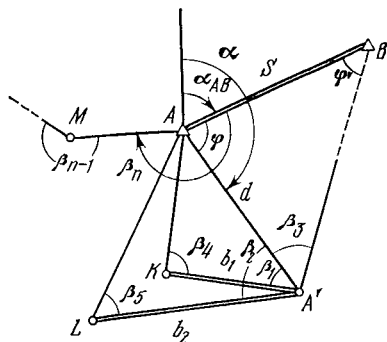


Рис. 71. Схема передачи координат с вершины знака на землю

$$d' = b_1 \frac{\sin \beta_4}{\sin (\beta_1 + \beta_4)} ;$$

$$d'' = b_2 \frac{\sin \beta_5}{\sin (\beta_2 + \beta_5)} .$$

Если относительная ошибка стороны d не превышает $1/1000$ т. е. $\frac{|d' - d''|}{d_{\text{ср}}} \leq \frac{1}{1000}$, то вычисляют среднее арифметическое значение

$$d = \frac{d' + d''}{2} .$$

Решая треугольник ABA' , определяют вспомогательный угол при точке B

$$\sin \varphi' = \frac{d \sin \beta_3}{S} ;$$

$$\varphi' = \arcsin \varphi' .$$

Вычисляют вспомогательный угол при вершине A в треугольнике ABA'

$$\varphi = 180^\circ - \beta_3 - \varphi'$$

и затем дирекционный угол стороны AA'

$$\alpha = \alpha_{AB} + \varphi .$$

В общем виде в зависимости от взаимного расположения сторон AB и AA' следует записать $\alpha = \alpha_{AB} \pm \varphi$.

Вычисление координат точки A' производят, решая прямую геодезическую задачу

$$x_{A'} = x_A + d \cos \alpha;$$

$$y_{A'} = y_A + d \sin \alpha.$$

В рассмотренном случае координаты точки получены бесконтрольно; для контроля нужно, чтобы с точки A' были произведены аналогичные измерения еще на одну из точек геодезической сети.

§ 59. МАТЕМАТИЧЕСКАЯ ОБРАБОТКА ИЗМЕРЕНИЙ ОДИНОЧНОГО ТЕОДОЛИТНОГО ХОДА

Конечной целью математической обработки измерений теодолитного хода является вычисление координат его вершин. Камеральную обработку результатов измерений начинают с проверки правильности всех вычислений, выполненных в полевых условиях и записанных в полевых журналах: вычисляют значения углов в полуприемах, оценивают допустимость их расхождения, вычисляют среднее значение угла, оценивают допустимость разности длин сторон, измеренных в прямом и обратном направлениях, и вычисляют средние длины сторон. После проверки и аккуратного исправления вычислений в полевых журналах приступают к увязке углов в теодолитном ходе.

Уравнивание (увязка) углов. Если бы каждый горизонтальный угол в теодолитном ходе был измерен безошибочно, то сумма измеренных углов хода $\sum \beta_{\text{изм}}$ тоже не содержала бы ошибки и была бы равна теоретической сумме углов многоугольника. Так как при измерении угла возникают неизбежные случайные ошибки, то и сумма углов содержит эти ошибки. Ошибка в сумме углов теодолитного хода называется угловой невязкой хода. Угловая невязка хода f_β равна разности измеренной (практической) суммы углов хода и их теоретической суммы:

$$f_\beta = \sum_{i=1}^n \beta_{\text{изм}} - \sum_{i=1}^n \beta_{\text{теор}}. \quad (9.7)$$

Необходимо вычислить угловую невязку f_β , по ее величине проконтролировать правильность угловых измерений и в каждый измеренный угол ввести поправки таким образом, чтобы их сумма стала равной теоретической (безошибочной) сумме.

Вычисление угловой невязки теодолитного хода, оценка ее допустимости и распределение в виде поправок в измеренные углы называется увязкой горизонтальных углов теодолитного хода.

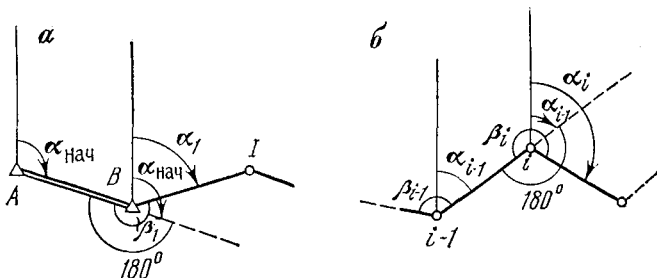


Рис. 72. Схема вычисления дирекционных углов сторон теодолитного хода

Для вычисления невязки по формуле (9.7) необходимо вычислить теоретическую сумму углов хода $\sum_{i=1}^n \beta_{\text{теор.}}$.

Теоретическую сумму углов определяют в зависимости от формы теодолитного хода.

Для замкнутого теодолитного хода (см. рис. 65, б) теоретическую сумму углов определяют как сумму внутренних углов многоугольника

$$\sum_{i=1}^n \beta_{\text{теор}} = 180^\circ (n-2), \quad (9.8)$$

где n — число углов.

Для разомкнутого теодолитного хода вычисляют угловую невязку следующим образом. Разомкнутый теодолитный ход (см. рис. 65, а) опирается своей начальной и конечной точками на исходные стороны геодезической сети. Это значит, что известны координаты точек B и C , дирекционный угол $\alpha_{\text{нач}}$ начальной стороны AB и дирекционный угол $\alpha_{\text{кон}}$ конечной стороны CD .

Как следует из рис. 72, а, при измерении правого по ходу угла β_1 дирекционный угол α_1 стороны $B-1$ равен $\alpha_1 = \alpha_{\text{нач}} + 180^\circ - \beta_1$.

Аналогичные выражения напишем для дирекционных углов последующих сторон

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= \alpha_{\text{нач}} + 180^\circ - \beta_1; \\ \alpha_2 &= \alpha_1 + 180^\circ - \beta_2; \\ \alpha_3 &= \alpha_2 + 180^\circ - \beta_3; \\ &\dots \dots \dots \\ \alpha_{\text{кон}} &= \alpha_{n-1} + 180^\circ - \beta_n. \end{aligned} \quad (9.9)$$

Если при вычислении угол α_i окажется больше 360° , тогда из полученного угла α_i надо вычесть 360° , что анало-

гично вычитанию 180° сразу при вычислении α_i . Тогда в общем виде значение дирекционного угла α_i записывается как

$$\alpha_i = \alpha_{i-1} \pm 180^\circ - \beta_i.$$

Сложив почленно равенства (9.9), получим

$$\alpha_{\text{кон}} = \alpha_{\text{нач}} + 180^\circ n - \sum_{i=1}^n \beta_i,$$

где n — число правых по ходу измеренных углов.

Предположив в начале рассуждения, что в углах β нет ошибок, сумму углов $\sum_{i=1}^n \beta_i$, полученных по этой формуле, можно считать теоретической суммой:

$$\sum_{i=1}^n \beta_{\text{теор}} = \alpha_{\text{нач}} - \alpha_{\text{кон}} + 180^\circ n. \quad (9.10)$$

При измерении левых по ходу углов в теодолитном ходе формула (9.10) примет вид:

$$\sum_{i=1}^n \beta_{\text{теор}} = \alpha_{\text{кон}} - \alpha_{\text{нач}} + 180^\circ n. \quad (9.10')$$

Итак, угловая невязка теодолитного хода f_β вычисляется по формуле (9.7), в которой теоретическая сумма углов $\sum_{i=1}^n \beta_{\text{теор}}$ вычисляется по формулам (9.8) для замкнутого и (9.10), (9.10') для разомкнутого ходов. Угловая невязка является следствием действия случайных ошибок на величины горизонтальных углов, поэтому ее величина характеризует качество угловых измерений. Величина угловой невязки не должна превышать установленной величины — предельной невязки $f_{\beta_{\text{пред}}}$.

Величина предельной невязки в теодолитном ходе определяется соотношением

$$f_{\beta_{\text{пред}}} = 2m\sqrt{n}, \quad (9.11)$$

где n — число углов в ходе, m — средняя квадратическая ошибка измерения угла.

Если вычисленная по формуле (9.7) невязка хода не превышает предельного значения, вычисленного по формуле (9.11), т. е. $f_\beta \leq f_{\beta_{\text{пред}}}$, то угловые измерения выполнены с достаточной точностью, невязка является допустимой. Если $f_\beta > f_{\beta_{\text{пред}}}$, в измерениях горизонтальных углов есть грубые ошибки, их нужно обнаружить и устранить при повторных измерениях. После повторных измерений следует вновь вычислить невязку.

Угловую невязку f_{β} распределяют с обратным знаком поровну на все измеренные углы, при этом поправка в каждый угол равна

$$v_{\beta i} = -\frac{f_{\beta}}{n}. \quad (9.12)$$

Если невязка f_{β} не делится на число углов n без остатка, то большие поправки вводят в углы с короткими сторонами.

Вычисление поправок в углы контролируется соотношением: сумма поправок должна быть равна невязке с обратным знаком

$$\sum_{i=1}^n v_{\beta i} = -f_{\beta}. \quad (9.13)$$

Если поправки определены правильно, вычисляют исправленные поправками значения углов, так называемые уравненные углы

$$\beta_{i_{\text{уп}}} = \beta_{i_{\text{изм}}} + v_{\beta i}. \quad (9.14)$$

Вычисление дирекционных углов сторон хода выполняют, пользуясь соотношением (9.9)

$$\alpha_i = \alpha_{i-1} \pm 180^\circ - \beta_i$$

при измерении правых углов хода.

Если измерены левые по ходу углы, то как следует из рис. 72, б

$$\alpha_i = \alpha_{i-1} \pm 180^\circ + \beta_i. \quad (9.15)$$

Контролем правильности вычисления дирекционных углов в разомкнутом ходе является то, что вычисленное по формулам (9.14) или (9.15) значение дирекционного угла конечной стороны хода должно быть равно его заданному значению.

В замкнутом ходе для контроля вычисляют дирекционный угол первой стороны через дирекционный угол конечной стороны

$$\alpha_1 = \alpha_{\text{кон}} \pm 180^\circ - \beta_n,$$

где β_n — правый по ходу лежащий измеренный угол.

Вычисленный дирекционный угол должен быть равен известному значению дирекционного угла.

Вычисление и увязка приращений координат. Вычислив дирекционные углы всех сторон теодолитного хода и зная горизонтальные проекции их длин, вычисляют приращения координат по формулам прямой геодезической задачи и определяют их суммы

$$\sum_{i=1}^n \Delta x_{\text{выч}}; \quad \sum_{i=1}^n \Delta y_{\text{выч}}. \quad (9.16)$$

Каждое приращение координат Δx_i и Δy_i вычислено с некоторой ошибкой, вызванной случайными ошибками в измерениях длин сторон и углов хода. Поэтому вычисленные суммы приращений координат $\sum_{i=1}^n \Delta x_{\text{выч}}$ и $\sum_{i=1}^n \Delta y_{\text{выч}}$ в общем случае не равны теоретическим суммам. Разности вычисленной (практической) суммы приращений по осям X и Y и их теоретической суммы являются невязками по осям координат f_x и f_y

$$\begin{aligned} f_x &= \sum_{i=1}^n \Delta x_{\text{выч}} - \sum_{i=1}^n \Delta x_{\text{теор}}; \\ f_y &= \sum_{i=1}^n \Delta y_{\text{выч}} - \sum_{i=1}^n \Delta y_{\text{теор}}. \end{aligned} \quad (9.17)$$

Определим теоретическую сумму приращений координат в разомкнутом ходе. В соответствии с формулами прямой геодезической задачи для теодолитного хода на рис. 65, а

$$\begin{aligned} x_I &= x_{\text{нач}} + \Delta x_1; & y_I &= y_{\text{нач}} + \Delta y_1; \\ x_{II} &= x_I + \Delta x_2; & y_{II} &= y_I + \Delta y_2; \\ &\dots & & \\ x_{\text{кон}} &= x_{n-1} + \Delta x_{n-1}; & y_{\text{кон}} &= y_{n-1} + \Delta y_{n-1}. \end{aligned} \quad (9.18)$$

Сложив почленно равенства (9.18), получим

$$x_{\text{кон}} = x_{\text{нач}} + \sum_{i=1}^n \Delta x; \quad y_{\text{кон}} = y_{\text{нач}} + \sum_{i=1}^n \Delta y.$$

Отсюда

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^n \Delta x_{\text{теор}} &= x_{\text{кон}} - x_{\text{нач}}; \\ \sum_{i=1}^n \Delta y_{\text{теор}} &= y_{\text{кон}} - y_{\text{нач}}, \end{aligned} \quad (9.19)$$

т. е. теоретическая сумма приращений координат разомкнутого хода равна разности координат конечной и начальной точек хода. Так как в замкнутом ходе конечная и начальная точки совпадают, то формулы для замкнутого хода (9.19) приобретают вид

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^n \Delta x_{\text{теор}} &= 0; \\ \sum_{i=1}^n \Delta y_{\text{теор}} &= 0. \end{aligned} \quad (9.20)$$

Вычислив невязки по осям координат f_x и f_y по формулам (9.17) и (9.19) или (9.20), определяют общую линейную невязку хода f_s

$$f_s = f_x^2 + f_y^2 \quad (9.21)$$

и относительную невязку хода

$$\frac{f_s}{[S]} = \frac{1}{N}.$$

Геометрический смысл невязки f_s пояснен на рис. 66.

Для относительной невязки хода $\frac{f_s}{[S]}$ установлены предельные значения $\frac{f_s}{[S]}$ (см. § 57).

Если вычисленное значение $\frac{f_s}{[S]}$ не превышает установленного предельного значения, то стороны и углы хода измерены с достаточной точностью, относительная невязка $\frac{f_s}{[S]}$ считается допустимой. Если относительная невязка в ходе оказалась недопустимой, то после проверки вычислений необходимо произвести повторные полевые измерения. Перед повторными полевыми измерениями по величине невязки f_s предварительно устанавливают стороны, в которых сделали ошибки. Вычисляют дирекционный угол направления невязки (см. рис. 66) $\operatorname{tg} \alpha = f_y/f_x$, находят в ходе стороны, имеющие дирекционные углы, близкие к вычисленному значению α , и начинают повторные измерения с измерения именно этих сторон.

В случае допустимой относительной невязки, увязывают приращения координат. Увязка приращений координат в теодолитном ходе состоит в распределении невязок f_x и f_y на все вычисленные приращения координат с обратным знаком прямо пропорционально длине сторон. Поправки в приращения координат равны

$$\begin{aligned} v_{\Delta xi} &= -\frac{f_x}{\sum_{i=1}^n S} S_i; \\ v_{\Delta yi} &= -\frac{f_y}{\sum_{i=1}^n S} S_i. \end{aligned} \quad (9.22)$$

технической точности. Для создания обоснования для съемок с высотой сечения 2 м и более используются ходы тригонометрического нивелирования.

Ходы технического нивелирования

Техническое нивелирование выполняется в виде отдельных ходов геометрического нивелирования или системы ходов, обязательно опирающихся на реперы государственной геодезической сети. В отдельных случаях создают замкнутые нивелирные ходы.

Ходы технического нивелирования закрепляются на местности постоянными и временными реперами. Постоянные знаки устанавливаются через 10—25 км (см. рис. 62, *г*), временные через 1—3 км. В качестве временных реперов используются пни спиленных деревьев с вбитыми гвоздями, насечки на больших камнях, опорах мостов, фундаментах устойчивых сооружений.

Техническое нивелирование выполняется техническими нивелирами типа Н-10, Н-10К, Н-10КЛ со средней квадратической ошибкой превышения на 1 км двойного хода $m_{км}=10$ мм и точными — типа Н-3, Н-3К со средней квадратической ошибкой $m_{км}=3$ мм. Рейки используют те же, что и для нивелирования III и IV классов (см. гл. 7).

Техническое нивелирование выполняют способом из середины, причем неравенство расстояний между нивелиром и рейками должно быть не более 10 м. Ход прокладывают в одном направлении. Расстояние между нивелиром и рейками не должно превышать 120 м. Высота визирного луча над поверхностью земли не должна быть меньше 200 мм. Техническое нивелирование выполняют по деревянным кольям, металлическим башмакам и костылям.

Отсчеты при техническом нивелировании при создании сетей высотного обоснования производят в том же порядке, что и в нивелировании IV класса: по черной стороне задней рейки, по черной стороне передней рейки, по красной стороне передней рейки и по красной стороне задней рейки. Перед каждым отсчетом по рейке в нивелирах с уровнем пузырек цилиндрического уровня приводят «в контакт» с помощью элевационного винта. Расстояние от нивелира до реек измеряют шагами или глазомерно.

Предельную невязку в ходах технического нивелирования принимают: пред. $f_h=30\div 100 \sqrt{L}$ (мм), где L — число км в длине хода или $f_h=10 \sqrt{n}$ (мм), где n — число станций в ходе. Последняя формула применяется при числе станций на 1 км хода больше 25 ($n>25$).

Оценка точности одиночных ходов технического нивелирования производится по разностям Δ' измерений превышений по

черной и красной сторонам реек. Среднюю квадратическую ошибку измерения превышения вычисляют по формуле

$$m = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{[\Delta]^2}{n}}, \quad (9.26)$$

где n — число разностей Δ по ходу.

Высотные ходы

Высотные ходы (см. § 45) создают методом тригонометрического нивелирования для высотного обоснования топографических съемок с высотой сечения 2 м и более. Высотные ходы подразделяются на основные и съёмочные ходы. Их прокладывают в виде отдельных линий или систем ходов с узловыми точками, образующих замкнутые полигоны. Точки высотных съёмочных ходов опираются на точки основных высотных ходов и пункты геодезической сети. Для обеспечения съемок с высотой сечения 2 м длина основных высотных ходов не должна превышать 6 км, съёмочных — 3 км.

Для измерения углов наклона используются теодолиты типа ТЗ0, длины сторон измеряют мерными приборами, дальномерами или находят из решения треугольников.

Если расстояние измерено мерной лентой и вычислена его горизонтальная проекция d , то для определения превышений по ходу используют формулу (7.31). Так как в высотных ходах стороны не должны превышать 250 м, то в превышении h поправки k за кривизну Земли и рефракцию r не вводят.

Вычисления превышений выполняют на микрокалькуляторах или с помощью тахеометрических таблиц.

Углы наклона измеряют полным приемом при КП и КЛ.

Для контроля превышений применяется два способа. В первом — теодолит устанавливают на каждой точке хода (рис. 73, а): сначала на исходной точке, затем на точках 1, 2 и т. д.

Установив теодолит на исходной точке, его центрируют с точностью до 5 см, горизонтируют и измеряют рулеткой с точностью до 1 см высоту i прибора. Наводя при КП и КЛ зрительную трубу на высоту v_1 на рейке, измеряют угол наклона v_1 прям, берут дальномерный отсчет l_1 прям и вычисляют превышение h по формуле (7.33). Затем теодолит устанавливают в точке 1 и измеряют v_1 обр, l_1 обр на заднюю точку и v_2 прям, l_2 прям на переднюю.

Контролем правильности измерения v_1 обр и v_2 прям является постоянство МО на этой станции. Вычисляют превышения h_1 обр и h_2 прям. Превышения h_1 прям и h_1 обр должны быть с разными знаками, расхождение их абсолютных величин не должно превы-

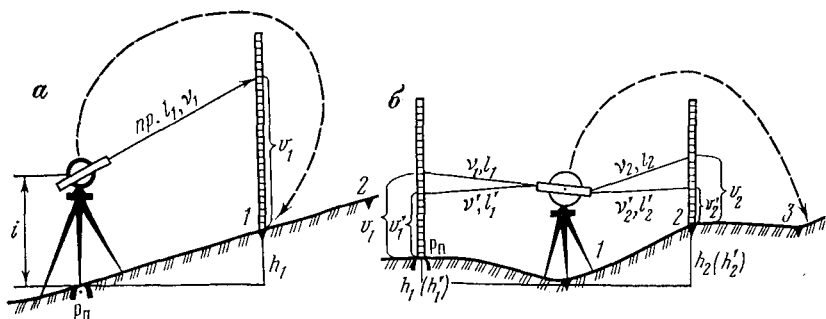


Рис. 73. Высотный ход:

а — теодолит устанавливают на каждой точке; *б* — теодолит устанавливают «через точку»

шать 4 см на 100 м расстояния. Если это условие не выполняется, повторяют измерения на станции. При выполнении условия вычисляют среднее значение $h_{\text{ср}} = (|h_1|_{\text{прям}} + |h_1|_{\text{обр}})/2$ со знаком h_1 *прям* и устанавливают теодолит на следующей станции. Последней точкой стояния теодолита в ходе будет конечный исходный пункт.

Во втором способе — теодолит устанавливают через точку: сначала на 1, затем на точку 3 и т. д. (рис. 73, б). Установив теодолит на станции, измеряют углы наклона и расстояния при визировании на две высоты на задней рейке v_1 и v_1' и на передней рейке v_2 и v_2' . Вычисление и контроль измерения углов наклона выполняют так же, как в первом способе. Для контроля превышений сравнивают значения превышений h_1 и h_1' на заднюю точку и h_2 и h_2' — на переднюю. При допустимом расхождении (4 см на 100 м расстояния) вычисляют средние значения $h_{1\text{ ср}} = (|h_1| + |h_1'|)/2$ и $h_{2\text{ ср}} = (|h_2| + |h_2'|)/2$ и теодолит устанавливают на следующей станции в точке 3.

Все измерения на станциях записывают в специальный журнал. Высотная невязка хода вычисляется так же, как и в техническом нивелировании. Предельная величина невязки рассчитывается по формуле (7.43).

Математическая обработка высотного съемочного обоснования

Высотное съемное обоснование топографических съемок создается в виде одиночных ходов геометрического или тригонометрического нивелирования и в виде системы ходов. Поэтому рассмотрим некоторые наиболее простые способы математической обработки ходов и сетей геометрического и тригонометрического нивелирования.

Уравнивание одиночного нивелирного хода

Задача уравнивания возникает вследствие того, что в ходе сделано измерений больше, чем содержится неизвестных. Так в ходе на рис. 74 измерено 11 превышений $h_1, h_2, \dots, h_{11}$, а определить требуется высоты десяти точек. Наличие одного избыточного измерения превышения h приводит к неоднозначности определения высот точек: высоты точек можно вычислить как от начального, так и от конечного репера. Именно поэтому и возникает необходимость уравнивания (увязки) превышений нивелирного хода.

Перед началом уравнивания на каждой странице нивелирного журнала производят контроль вычислений, так называемый *постраничный контроль*. Для этого суммируют отсчеты a по задним рейкам, отсчеты b по передним рейкам, превышения h и средние превышения $h_{\text{ср}}$. Вычисления выполнены правильно, если в пределах точности вычислений выполняется равенство:

$$\frac{1}{2} (\Sigma a - \Sigma b) = \frac{1}{2} \Sigma h = \Sigma h_{\text{ср}}.$$

Если это равенство не выполняется, следует найти и устранить ошибку в вычислениях, выполненных на данной странице журнала.

Высотную невязку f_h вычисляют как разность суммы практических (средних) превышений и теоретической суммы превышений

$$f_h = \Sigma h_{\text{ср}} - \Sigma h_{\text{теор}}. \quad (9.27)$$

Для определения $\Sigma h_{\text{теор}}$ для нивелирного хода, опирающегося на исходные реперы, запишем:

$$\begin{aligned} H_1 &= H_{\text{Рп}_{\text{нач}}} + h_1; \\ H_2 &= H_1 + h_2; \\ &\dots \dots \dots \\ H_{\text{Рп}_{\text{кон}}} &= H_{n-1} + h_n. \end{aligned} \quad (9.28)$$

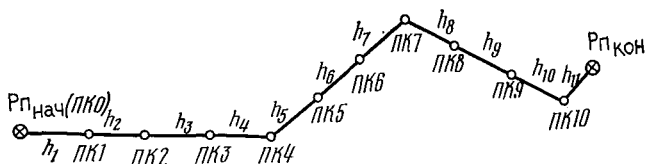


Рис. 74. Схема уравнивания одиночного нивелирного хода

Сложив почленно правые и левые части равенства (9.28), получим

$$H_{\text{рп}_{\text{кон}}} = H_{\text{рп}_{\text{нач}}} + \sum_1^n h,$$

отсюда

$$\sum_1^n h = H_{\text{рп}_{\text{кон}}} - H_{\text{рп}_{\text{нач}}}. \quad (9.29)$$

Итак, теоретическая сумма превышений в нивелирном ходе равна разности отметок конечного и начального реперов. Для замкнутого хода, у которого начальная и конечная точки совпадают, формула (9.29) примет вид

$$\sum_1^n h = 0. \quad (9.30)$$

Подставив (9.29) или (9.30) в формулы невязки (9.27), получим

$$f_h = \sum h_{\text{ср}} - (H_{\text{рп}_{\text{кон}}} - H_{\text{рп}_{\text{нач}}}) \text{ — для разомкнутого хода,}$$

и

$$f_h = \sum h_{\text{ср}} \text{ — для замкнутого хода.}$$

Если вычисленная невязка f_h не превышает величины предельной невязки $\text{пред } f_h$, то ее распределяют с обратным знаком поровну на все средние превышения и вычисляют уравненные значения превышений

$$h_{i_{\text{ур}}} = h_{i_{\text{ср}}} + \frac{-f_h}{n}.$$

Затем вычисляют высоты всех связующих точек от высоты начального репера по уравненным превышениям.

Контролем является получение в результате вычислений заданной высоты конечного репера.

Глава 10

ТЕОДОЛИТНАЯ И ТАХЕОМЕТРИЧЕСКАЯ СЪЕМКИ МЕСТНОСТИ

§ 61. СУЩНОСТЬ И ВИДЫ ТОПОГРАФИЧЕСКИХ СЪЕМОК

Под топографической съемкой понимают комплекс полевых и камеральных работ по определению взаимного планово-высотного расположения характерных точек местности с целью получения топографических планов и карт, а также цифровых моделей местности.

В зависимости от основного прибора, используемого при топографической съемке, и способа производства работ различают следующие виды съемок:

теодолитная — выполняется с помощью теодолита и мерных приборов с последующим получением ситуационного плана. В практике изысканий линейных сооружений теодолитную съемку применяют главным образом при трассировании путем вешения линий и измерения углов поворота трассы с последующей разбивкой пикетажа;

тахеометрическая — выполняется с помощью тахеометра с получением топографического плана (т. е. с изображением не только ситуации, но и рельефа местности) или цифровой модели местности. Тахеометрическая съемка является одним из наиболее универсальных видов съемок и получила широкое распространение в практике изысканий автомобильных, лесовозных дорог и гидромелиоративных систем;

мензуральная — выполняется с помощью мензулы и кипрегеля с получением топографического плана непосредственно в поле, на месте производства съемочных работ. Мензуральная съемка, ранее весьма распространенная, в последние годы в практике изысканий стала применяться крайне редко, что связано со свойственным ей рядом недостатков и, в частности, с невозможностью непосредственного получения (без обязательной графической проработки) исходной информации для создания цифровых моделей местности;

нивелирование поверхности — осуществляется с помощью мерной ленты и нивелира с получением топографического плана; область применения ограничена в основном открытой местностью с относительно спокойным рельефом. В настоящее время применяется при изысканиях аэродромов, объектов мелиораций;

фототеодолитная — выполняется с помощью фототеодолита с получением топографических планов и цифровых моделей местности при последующей камеральной обработке снимков на стереофотограмметрических приборах. Это один из прогрессивных и перспективных видов съемок, все более широко применяемых в связи с переходом на технологию и методы системного автоматизированного проектирования;

аэросъемка — выполняется с использованием аэрофото-съемочной аппаратуры с летательных аппаратов либо из космоса с обеспечением камеральной подготовки топографических планов и цифровых моделей местности в результате обработки аэроснимков на стереофотограмметрических приборах. Один из самых прогрессивных и в скором будущем основных видов съемок, позволяющий максимально автоматизировать процесс получения информации о местности путем широкого привлечения средств автоматизации и вычислительной техники;

комбинированная — представляет собой сочетание аэросъемки и одного из видов наземных топографических съемок. Применяется в районах со слабовыраженным рельефом, при этом ситуация топографического плана создается путем фотограмметрической обработки аэроснимков, а рельеф — обработкой материалов наземной съемки.

Любые виды топографических съемок требуют создания планово-высотного съемочного обоснования. Таким образом топографические съемки ведутся с использованием основного принципа геодезии — «от общего к частному»: вначале создается планово-высотное обоснование, затем производится съемка подробностей ситуации и рельефа и, наконец, работа завершается созданием топографических планов или цифровых моделей местности.

§ 62. ТЕОДОЛИТНАЯ СЪЕМКА. ПОЛЕВЫЕ И КАМЕРАЛЬНЫЕ РАБОТЫ

Теодолитная съемка является съемкой ситуационной, при которой горизонтальные углы измеряют теодолитом, а длины линий — землемерной лентой, либо светодальномером. Превышения при этом не определяются, поэтому теодолитная съемка является частным случаем тахеометрической съемки.

Съемочным обоснованием теодолитных съемок являются теодолитные ходы разомкнутые (см. рис. 65, а) или замкнутые (см. рис. 65, б).

В практике изысканий объектов строительства съемочное обоснование теодолитных съемок в виде разомкнутого теодолитного хода применяют при изысканиях линейных сооружений (автомобильных, лесовозных дорог, оросительных систем и т. д.). В частности, при дорожных изысканиях теодолитную съемку связывают с трассированием оси дороги, т. е. с вешением линий, измерением углов и последующей разбивкой пикетажа. Трассу при этом периодически привязывают к пунктам государственной геодезической сети.

Съемочное обоснование в виде замкнутых теодолитных ходов применяют при изысканиях сосредоточенных объектов, занимающих определенные территории (мостовые переходы, аэродромы, транспортные развязки движения в разных уровнях, здания и сооружения автотранспортной службы и т. д.). При этом чаще всего съемочное обоснование сосредоточенных объектов привязывают к трассе линейного сооружения.

При производстве теодолитных съемок в настоящее время наиболее часто используют следующие приборы:

теодолиты: Т15, Т30, 2Т30; землемерные ленты: ЛЗ, ЛЗШ; тесьмяные рулетки типа РТ; эккеры; светодальномеры: 2СМ-2, МСД-1м, СМ-5.

Теодолитные съемки при изысканиях строительных объектов наиболее часто выполняют в масштабах 1:2000, 1:5000 и 1:10 000.

При теодолитных съемках в полевой период выполняют следующие основные работы: рекогносцировку, прокладку теодолитного хода и съемку характерных подробностей ситуации.

Рекогносцировку подлежащего съемке участка производят с целью установления границ съемки, определения направления и положения теодолитных ходов и выбора способа съемки ситуации.

Прокладка теодолитного хода включает в себя вешение линий, измерение горизонтальных углов и измерение длин линий.

Вешение линий осуществляют с помощью теодолита, при этом в створе длинных прямых назначают дополнительные съемочные точки, с которых осуществляется продление створа. Вынос дополнительной съемочной точки для устранения влияния коллимационной ошибки осуществляют переводом трубы теодолита через зенит при двух полуприемах (круг лево и круг право), для чего наиболее удаленная веха выставляется дважды с окончательной установкой ее посередине (рис. 75). Промежуточные вехи устанавливают в зависимости от рельефа с шагом 50—100 м.

Горизонтальные углы теодолитных ходов измеряют, вправо по ходу лежащие, полным приемом с перестановкой лимба перед вторым полуприемом примерно на 90° . Теодолит над съемочной точкой центрируют с точностью $\pm 0,5$ см. Предельная ошибка измерения угла для съемочного обоснования сосредоточенных объектов не должна превышать $\pm 1,5'$, а для теодолитного хода вдоль трассы линейных сооружений (например, автомобильных дорог) — не должна быть более $\pm 3'$.

Измерение длин линий осуществляют с использованием землемерных лент, либо светодальномеров дважды в прямом и обратном направлениях, при этом стороны съемочного обоснования сосредоточенных объектов измеряют с допустимой относительной невязкой 1:2000. Длины сторон теодолитных ходов вдоль трасс линейных сооружений измеряют один раз в прямом направлении с допустимой относительной невязкой 1:1000. Для исключения грубых ошибок в измерениях в этих случаях требуется периодически осуществлять привязку трассы к пунктам государственной геодезической сети. При углах наклона измеряемых сторон хода более 2° вычисляют горизонтальные проложения. Следует иметь в виду, что при измерениях длин линий вдоль трассы линейных сооружений осуществляется разбивка пикетажа с одновременной ситуационной съемкой при-трассовой полосы по 100 м в обе стороны от оси трассы, при

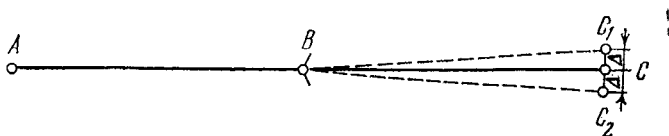


Рис. 75. Схема выставления наиболее удаленной вехи по теодолиту на продолжении створа:

A — начальная точка продлеваемого створа; B — стоянка теодолита; C_1, C_2 — первоначальное положение вех, выставленных при двух полуприемах (при круге Л и П); C — истинное положение вехи в створе

этом в пределах ожидаемой полосы отвода съемка ведется инструментально, а далее — глазомерно.

Съемку характерных подробностей ситуации осуществляют в зависимости от конкретных условий местности и используемых приборов одним из следующих способов: прямоугольных координат; полярным; прямых угловых засечек; линейных засечек; обхода; створов.

При съемке способом прямоугольных координат положение каждой ситуационной точки местности определяется абсциссой X (расстоянием от ближайшей предшествующей точки съемочного обоснования по стороне теодолитного хода или расстоянием от начала трассы) и ординатой Y (расстоянием от соответствующей стороны теодолитного хода до заданной точки местности) (рис. 76, а). Определение ординат Y осуществляют обычно с помощью эккера и рулетки.

Полярный способ применяют преимущественно в открытой местности, при этом положение каждой ситуационной точки местности определяется углом β , измеряемым от соответствующей стороны теодолитного хода, и расстоянием S , измеряемым от соответствующей точки съемочного обоснования (рис. 76, б). Съемку характерных точек местности способом полярных координат осуществляют с помощью теодолита, при этом расстояния S обычно измеряют нитяным дальномером.

Способ прямых угловых засечек применяют главным образом в открытой местности, там, где не представляется возможным производить непосредственное измерение расстоя-

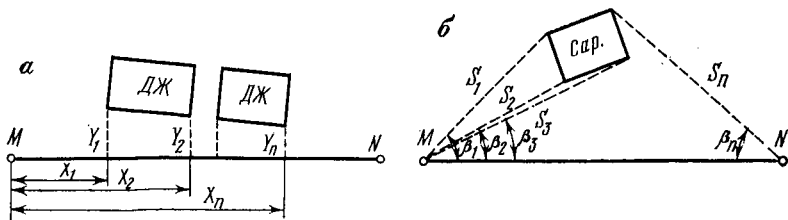


Рис. 76. Схема теодолитной съемки способом координат:

а — прямоугольных; б — полярных

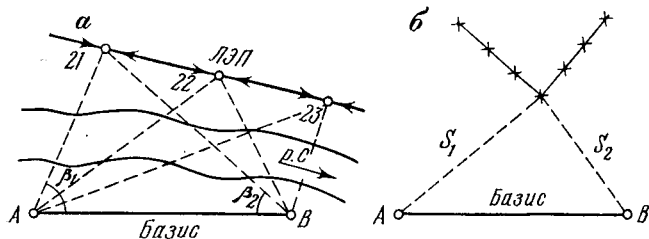


Рис. 77. Схема теодолитной съемки способом засечек:
а — угловых засечек; б — линейных засечек

ний до интересующих точек местности. Положение каждой снимаемой точки определяется измерением двух углов β_1 и β_2 , прилегающих к базису (рис. 77, а). В качестве базиса может служить одна из сторон съемочного обоснования или ее часть. Съемку способом прямых угловых засечек ведут с помощью теодолита.

Способ линейных засечек применяют, если условия местности легко позволяют производить измерение длин линий. Измерения производят рулеткой от базисов, расположенных на сторонах съемочного обоснования (рис. 77, б).

Способ обхода реализуют проложением теодолитного хода по контуру снимаемого объекта с привязкой этого хода к съемочному обоснованию. Углы $\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_n$ снимают при одном положении круга теодолита, а измерение длин сторон съемочного теодолитного хода осуществляют землемерной лентой или нитяным дальномером (рис. 78, а).

Суть способа створов состоит в том, что в створе двух известных точек, размещенных на сторонах съемочного обоснования (например, М и N), при помощи теодолита и мерного прибора определяют положение характерных ситуационных точек местности (рис. 78, б).

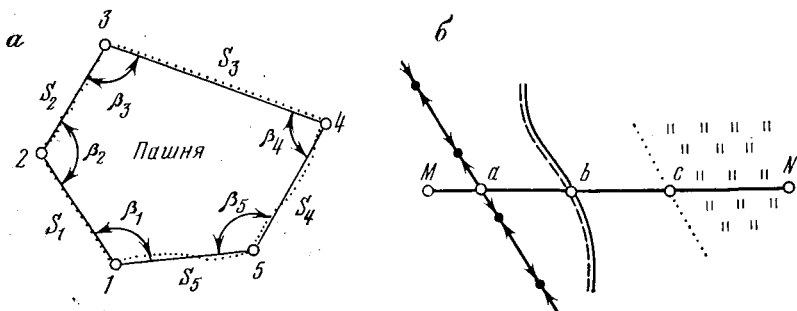


Рис. 78. Схема теодолитной съемки способами:
а — обхода; б — створов

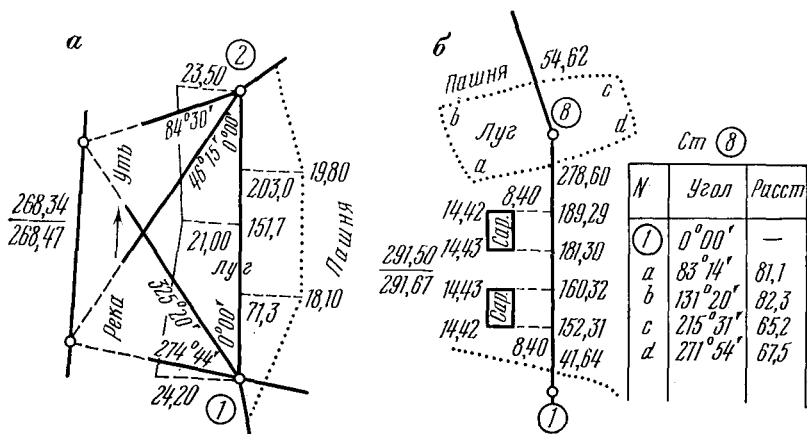


Рис. 79. Абрис теодолитной съемки:
а — территории; б — вдоль трассы линейного сооружения

При производстве теодолитной съемки ведут абрис и журнал измерений. Абрис представляет собой схематический чертеж отдельных сторон съемочного обоснования и контуров ситуации в произвольном масштабе, но с обязательным указанием промеров (рис. 79, а). В журнале записывают отсчеты при измерении углов. При теодолитной съемке вдоль трассы линейного сооружения ведут угломерный журнал, а абрис изображают в пикетажной книжке, приблизительно придерживаясь принятого масштаба (рис. 79, б). Следует иметь в виду, что при разбивке пикетажа ситуационная съемка притрассовой полосы ведется обычно методом прямоугольных координат.

В ходе камеральных работ осуществляют проверку журналов измерений и абрисов, составляют схематический чертеж теодолитных ходов, вычисляют горизонтальные проложения сторон съемочного обоснования при углах наклона более 2° , составляют ведомость координат теодолитных ходов, строят координатную сетку на чертежной бумаге и составляют ситуационный план местности в заданном масштабе.

§ 63. СУЩНОСТЬ ТАХЕОМЕТРИЧЕСКОЙ СЪЕМКИ. ПРИБОРЫ

Тахеометрическая съемка является самым распространенным видом наземных топографических съемок, применяемых при изысканиях объектов строительства. Высокая производительность при тахеометрических съемках обеспечивается тем, что все измерения, необходимые для определения пространственных координат снимаемых точек местности, выполняются ком-

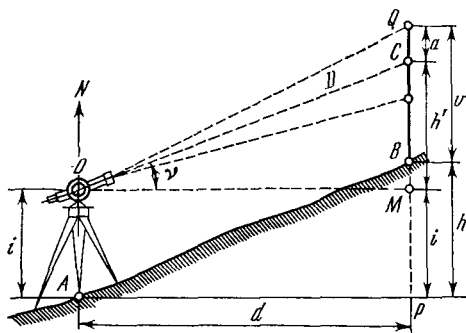


Рис. 80. Схема тригонометрического нивелирования

плексно, одним измерительным прибором — тахеометром, при одном наведении трубы. При этом, положение снимаемой точки местности в плане определяется измерением полярных координат: измеряется горизонтальный угол по лимбу прибора между направлениями на точку съемочного обоснования и снимаемую точку, и измеряется расстояние до точки нитяным дальномером. Высотное положение снимаемых точек определяется методом тригонометрического нивелирования (рис. 80):

горизонтальная проекция расстояния

$$d = D \cos^2 v; \quad (10.1)$$

превышение

$$h = d \operatorname{tg} v + i - v, \quad (10.2)$$

где $D = Cn'$ — дальномерное расстояние; n' — разность отсчетов по нижней и верхней нитям сетки; C — коэффициент дальномера (обычно $C = 100$); v — угол наклона; v — высота визирования; i — высота прибора.

Применение номограммных тахеометров позволяет исключить вычисления по формулам (10.1), (10.2), поскольку горизонтальные проложения d и превышения h считаются непосредственно в ходе съемки.

Важным достоинством тахеометрической съемки также является то, что максимальное увеличение производительности труда в поле позволяет существенную долю объема работ по созданию топографических планов и цифровых моделей местности (ЦММ) перенести в камеральные условия, где есть возможность широкого привлечения для этой цели средств автоматизации и вычислительной техники. В связи с этим особенно эффективным становится использование для тахеометрических съемок электронных тахеометров, позволяющих фиксировать результаты измерений на магнитные носители, с последующим вводом получаемой информации в ЭВМ, ее автоматической обработкой, подготовкой ЦММ и вычерчиванием топографических планов на графопостроителях.

Основным недостатком тахеометрической съемки является то, что при камеральной подготовке топографического плана практически исключается возможность сличения его с местностью, в связи с чем могут быть пропущены некоторые детали местности и могут возникнуть искажения отдельных элементов рельефа в связи с возможными ошибками при считывании отсчетов, записях и при обработке результатов измерений. Однако, методы электронной тахеометрии во многом снимают эту проблему в связи с тем, что ошибки в считывании, записях и обработке данных исключаются.

Основными масштабами тахеометрических съемок при изысканиях объектов строительства являются: 1:500, 1:1000 и 1:2000. При этом масштаб съемки принимают в зависимости от ее назначения, стадии проектирования, а также от категории рельефа и ситуационных особенностей местности и, в частности:

масштаб 1:500 с высотой сечения рельефа 0,25—0,5 м — для составления планов при проектировании городских улиц и дорог, временных и гражданских сооружений, небольших карьеров и резервов грунта и т. д.;

масштаб 1:1000 с высотой сечения рельефа 0,5—1,0 м или масштаб 1:2000 с высотой сечения рельефа через 1,0—2,0 м — для составления топографических планов отдельных мест при проектировании системы поверхностного водоотвода, планировки территорий, проектировании транспортных развязок движения в разных уровнях, пересечений и примыканий в одном уровне, мостовых переходов, сложных мест (овраги, оползни, осыпи, карст и т. д.), месторождений дорожно-строительных материалов, а также для решения вопросов камерального трассирования.

При производстве тахеометрических съемок в настоящее время используют следующие приборы:

тахеометры: Т15, Т15К (с компенсатором), Т30, 2Т30, 2Т30П (с прямым изображением);

номограммные тахеометры: ТН, ДАЛТНА-010, ДАЛТНА-020;

электронные тахеометры: Та-3, Та-5, RECOTA, RETA;

рейки нивелирные и тахеометрические, тахеометрические вехи (веха с отражателем для определения расстояний электронным тахеометром. Веха имеет устройство, позволяющее менять положение отражателя над поверхностью земли);

землемерные ленты: ЛЗ, ЛЗШ;

тесьяные рулетки типа РТ;

вехи.

§ 64. ПЛАНОВО-ВЫСОТНОЕ ОБОСНОВАНИЕ ТАХЕОМЕТРИЧЕСКИХ СЪЕМОК

Планово-высотное обоснование, со съемочных точек которого производится съемка подробностей рельефа и ситуации, обычно создают двумя способами:

прокладкой теодолитного хода с промерами линий землемерной лентой или светодальномером. Высоты съемочных точек определяют геометрическим нивелированием;

прокладкой теодолитного хода с определением расстояний между съемочными точками нитяным дальномером. Высоты съемочных точек определяют тригонометрическим нивелированием.

Съемочное обоснование по первому способу создают при тахеометрических съемках для проектирования объектов строительства, занимающих большие площади (большие мостовые переходы, транспортные развязки движения в разных уровнях и т. д.), а также при съемках в населенных пунктах.

Съемочное обоснование по второму способу создают при относительно небольших по площади тахеометрических съемках (сложные в геологическом отношении места, небольшие карьеры и резервы, пересечения и примыкания в одном уровне, малые искусственные сооружения и т. д.).

Съемочным обоснованием тахеометрических съемок могут служить: трасса сооружения, замкнутый полигон, сеть микро-триангуляции и висячий ход. Выбор того или иного типа съемочного обоснования связан со стадией проектирования, рельефом местности, условиями видимости, размерами и масштабом съемки.

Ориентирование съемочного обоснования тахеометрических съемок и определение координат съемочных точек обычно осуществляют привязкой к трассе линейного сооружения, либо к пунктам государственной геодезической сети. При съемках небольших площадей допускается ориентирование съемочного обоснования по магнитному азимуту с вычислением условных координат съемочных точек.

Минимальное число съемочных точек в зависимости от масштаба съемки приведено ниже:

Масштаб съемки	1 : 500	1 : 1000	1 : 2000	1 : 5000
Минимальное число съемочных точек:				
на 1 км ²	142	80	50	22
на 1 планшет	9	20	50	89

Съемочные точки размещают как правило на возвышающихся участках местности с хорошей видимостью. Расстояния между съемочными точками не должны быть больше 350 и меньше 50 м. В исключительных случаях минимальное расстояние допускается до 20 м, но с обязательным центрированием

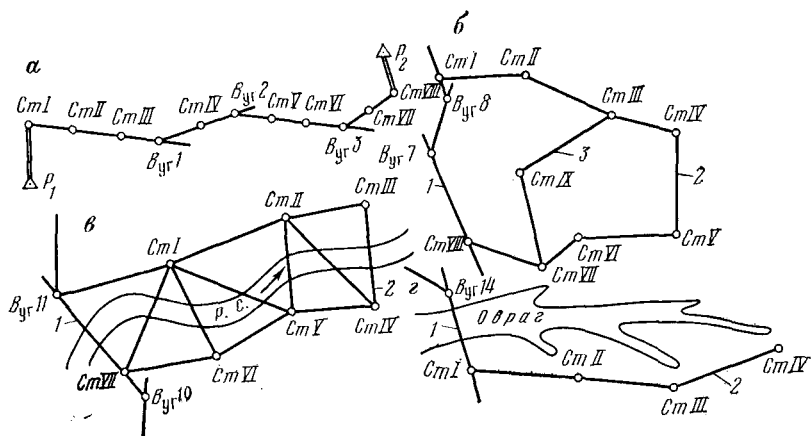


Рис. 81. Виды съёмочного обоснования тахеометрических съёмок:
а — трасса линейного сооружения; P_1 , P_2 — пункты геодезической сети; Ст. 1 — Ст. VIII — съёмочные точки; $Byr\ 1-3$ — вершины углов поворота трассы; *б* — замкнутый полигон: 1 — трасса линейного сооружения; 2 — полигон; 3 — диагональный ход; *в* — микротриангуляция: 1 — трасса линейного сооружения; 2 — триангуляционная сеть; 3 — висячий ход;
 1 — трасса линейного сооружения; 2 — теодолитный ход

прибора на карандаш, вставляемый взамен вынутой шпильки и с визированием не на веху, а на шпильку.

Трассу линейного сооружения в качестве съёмочного обоснования (рис. 81, *а*) используют в следующих случаях: при съёмках притрассовой полосы для проектирования системы поверхностного водоотвода, для целей камерального трассирования на сложных участках местности, при съёмках сложных в геологическом отношении участков местности, при съёмках для проектирования малых искусственных сооружений, пересечений и примыканий в одном уровне и т. д. Трасса нередко используется как часть съёмочного обоснования другого типа.

При съёмках для проектирования объектов строительства, занимающих большие площади, съёмочное обоснование принимают в виде замкнутого полигона (рис. 81, *б*). В ряде случаев в полигон включают и часть трассы линейного сооружения. При расположении снимаемого участка местности в стороне от трассы осуществляют привязку съёмочного обоснования к трассе, либо к близлежащим пунктам государственной геодезической сети. Для съёмки удаленных от основного съёмочного обоснования подробностей рельефа и ситуации назначают диагональные, либо висячие ходы, при этом последние могут размещаться как внутри полигона, так и вне его пределов. Увязка углов, длин линий и превышений осуществляется как для всего полигона в целом, так и для каждой его части в отдельности.

Съемочное обоснование по типу микротриангуляции (рис. 81, в) создают на местности, неудобной для измерения длин лентой при горном и пересеченном рельефах. По форме треугольники сети должны по возможности приближаться к равносторонним с размещением их вершин на возвышенных точках местности для обеспечения видимости соседних вершин и большего охвата съемки. Стороны треугольников принимают длиной от 150 м до 1,5 км.

Одна из сторон треугольника располагается в удобном для измерений месте и принимается за базис, тщательно провешивается и дважды измеряется лентой с относительной невязкой не более 1 : 2000 и с введением поправки на угол наклона. Все углы измеряют полным приемом с последующим аналитическим вычислением остальных длин сторон по теореме синусов.

При съемках сравнительно узкой полосы, вытянутой в поперечном направлении по отношению к трассе, либо к стороне замкнутого полигона, в качестве съемочного обоснования тахеометрических съемок принимают висячий ход (рис. 81, г), т. е. теодолитный ход с общим числом сторон не более трех, опирающийся на основное съемочное обоснование, либо на трассу только в своем начале. За начало висячего хода наиболее удобно принимать одну из съемочных точек основного обоснования или трассы линейного сооружения.

Привязка висячего хода к основному съемочному обоснованию и измерение его углов осуществляют полным приемом, а расстояния между съемочными точками измеряют дважды лентой или нитяным дальномером в прямом и обратном направлениях.

Висячий ход размещают по возможности в середине полосы съемки, при этом если ширина последней превышает двойной предел отсчета по рейке ($150 \times 2 = 300$ м), то кроме основного висячего хода прокладывают второстепенные поперечные ходы.

Висячие ходы допускают для съемок масштабов 1 : 1000 и 1 : 2000. Для масштаба 1 : 500 допускают лишь одну выносную съемочную точку на расстояние не более 200 м от основного съемочного обоснования.

Предельная ошибка измерения углов при создании съемочного обоснования принимается:

$$f_{\beta} = 1,5' \sqrt{n}, \quad (10.3)$$

где n — число измеренных углов замкнутого полигона.

Допустимая погрешность в превышениях съемочного обоснования:

$$f_h = \frac{0,04P}{\sqrt{n}}, \quad (10.4)$$

где P — периметр полигона или длина теодолитного хода.

Допустимая погрешность в определении расстояний:

$$f_d = \frac{P}{400 \sqrt{n}}. \quad (10.5)$$

Закрепление съемочных точек съемочных обоснований первоначально осуществляют точками и сторожками, при этом, в точку вбивается гвоздь, над которым центрируют прибор с точностью $\pm 0,5$ см.

При больших съемках, когда съемочные точки необходимо сохранить, последние закрепляют столбиками, которые закапывают таким образом, чтобы полка с вбитым в нее гвоздем, над которым центрируют прибор, находилась вровень с поверхностью земли. На лицевой части сторожка или столбика надписывается номер съемочной точки масляной краской.

При разбивке съемочного обоснования по типу микротриангуляции закрепление съемочных точек целесообразно делать обрезками газовых труб, вбиваемых в землю, при этом исключается необходимость перестановки вех при переходе с одной съемочной точки на другую (вехи вставляются в отверстия труб).

§ 65. СЪЕМКА СИТУАЦИИ И РЕЛЬЕФА.

ВЕДЕНИЕ ЖУРНАЛА

И АБРИСА

После разбивки на местности планово-высотного обоснования приступают к съемке подробностей рельефа и ситуации местности. Съемку производят полярным способом со съемочных точек обоснования по речным точкам, размещаемым в характерных местах рельефа и ситуации (с определением направлений, измерением углов по лимбу прибора, расстояний — нитяным дальномером и превышений — методом тригонометрического нивелирования).

Речные точки не подлежат никакому закреплению, при этом рейку ставят непосредственно на землю. Число речных точек, снимаемых с каждой съемочной точки обоснования, зависит от рельефа местности, особенностей ситуации, видимости и масштаба съемки. Речные точки по возможности размещаются равномерно по площади таким образом, чтобы расстояния между ними как правило не превышали величин, указанных ниже:

Масштаб съемки	1 : 500	1 : 1000	1 : 2000	1 : 5000
Расстояния между речными точками, м	10	20	50	100

Речные точки выбирают таким образом, чтобы на топографическом плане можно было однозначно изобразить рельеф и ситуацию: вершины возвышенностей, положение водоразделов,

перегибы склонов, террасы, подошвы возвышенностей, котловины, тальвеги и овраги, седловины, обрывы, очертания берегов рек, ручьев, прудов, озер, очертания границ угодий, мест с неблагоприятными гидрогеологическими условиями, дороги с основными элементами земляного полотна, искусственные сооружения, линии связи и электропередачи, кабели, газопроводы, нефтепродуктопроводы, водоводы, очертания границ населенных пунктов, отдельных строений, оград и других подробностей.

Тахеометрическая съемка производится с помощью рабочих-реечников. Общее число реечников может быть от одного до четырех в зависимости от опыта тахеометриста и степени сложности съемки. Порядок расположения реечных точек должен обеспечивать удобство и быстроту перехода реечников с точки на точку. Наиболее часто обход точек реечники осуществляют параллельными рядами.

Тахеометрическую съемку начинают с установки тахеометра на съемочной точке, для чего тахеометр центрируют, устанавливая по уровню в рабочее положение и с помощью рейки либо рулетки измеряют высоту прибора над съемочной точкой. Затем прибор ориентируют, т. е. устанавливают ноль лимба по исходному направлению (обычно на предыдущую съемочную точку), для чего открепив закрепительный винт алидады, совмещают ноль лимба с нулем алидады и закрепляют алидаду. Открепив закрепительный винт лимба, наводят перекрестье нитей зрительной трубы на вежу, установленную на предыдущей съемочной точке обоснования, закрепляют лимб и открепляют алидаду. Ориентирование обычно производят при круге лево.

После ориентирования при том же круге тахеометрист визирует прибор на реечные точки, делает отсчеты по лимбу, определяя направления на соответствующие реечные точки, измеряет расстояния нитяным дальномером и измеряет углы наклона по вертикальному кругу. При определении угла наклона в средняя горизонтальная нить сетки нитей наводится на рейку, обычно на число сантиметровых делений, равное высоте прибора i и, если прибор не имеет компенсатора, то перед взятием отсчета пузырек уровня при алидаде вертикального круга выводится на середину. Отсчеты на реечные точки берутся при одном положении круга (обычно при круге лево). Отсчеты по двум кругам берутся лишь при определении превышений между съемочными точками обоснования тригонометрическим нивелированием. При отсутствии видимости на отсчет, равный высоте прибора, среднюю нить сетки нитей трубы наводят на верх рейки, либо на отсчет кратный целому метру (2,0 или 3,0 м), либо на отсчет равный высоте прибора плюс 1,0 или 2,0 м (например, при отсутствии видимости на $i=1,43$ м, наводят на 2,43 м или 3,43 м).

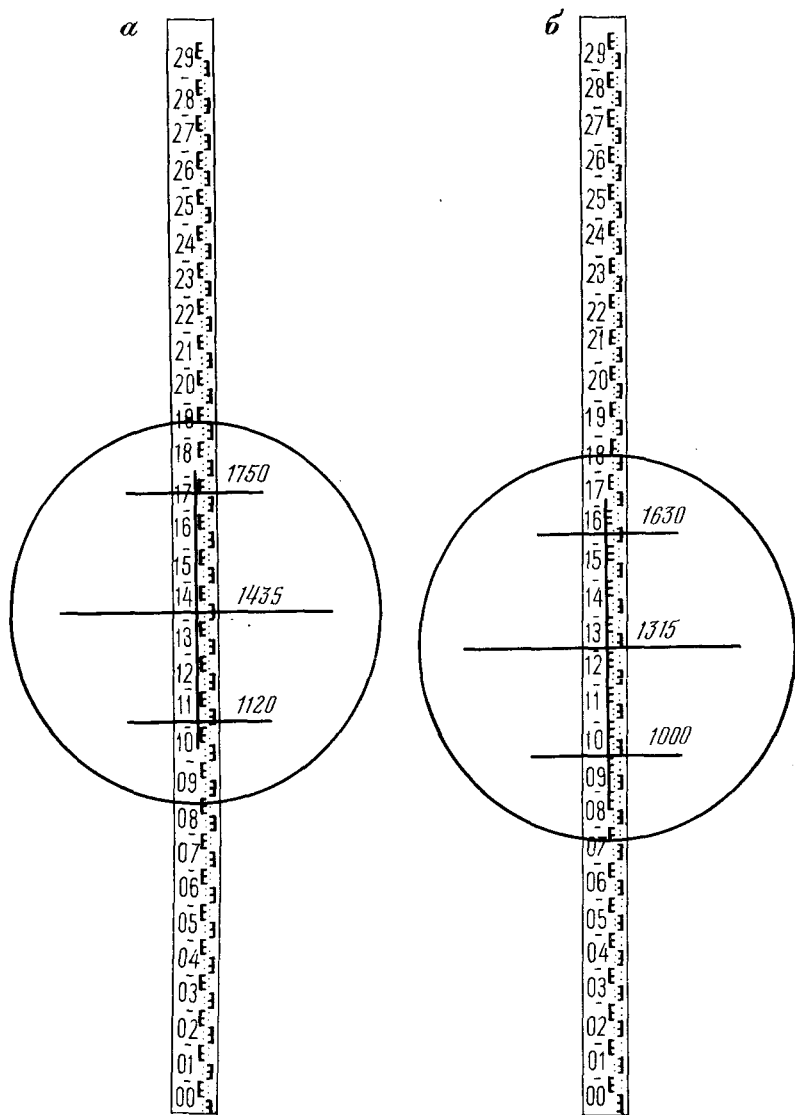


Рис. 82. Способы определения расстояний нитяным дальномером:
а — с наведением средней нити на высоту прибора; б — со смещением нижней даль-
номерной нити на отсчет, кратный целому метру (расстояние 63,0 м)

при тахеометрической съемке на абрисе никаких размеров не указывается (для быстроты производства работ), но обязательно проставляются номера реечных точек (см. рис. 83).

Все измерения по определению плано-высотного положения реечных точек записываются в специальный полевой журнал — журнал тахеометрической съемки. Образец заполнения журнала тахеометрической съемки представлен в табл. 8.

При заполнении тахеометрического журнала нумерация съёмочных точек обоснования принимается римскими цифрами. Реечные точки обозначаются арабскими цифрами, причем как в журнале, так и на абрисе съёмочные и реечные точки обозначаются одинаковыми номерами, что дает возможность ограничиваться в абрисе только нумерацией и расположением точек, без каких-либо цифровых характеристик. Нумерация реечных точек при числе их менее 1000 принимается сквозная во избежание путаницы при камеральной обработке. При числе точек более 1000 каждую следующую тысячу нумеруют снова с единицы.

Запись измерений на каждой съёмочной точке обоснования проводят в следующем порядке:

в заголовке листа (см. табл. 8) записывают: номер съёмочной точки, с которой производится съемка подробностей; коэффициент дальномера; высота прибора, измеренная рулеткой или рейкой; направление ориентирования (номер съёмочной точки, на которую наводится зрительная труба прибора при совмещении нулей лимба и алидады); место нуля, определенное в начале рабочего дня из двух полуприемов; высота данной съёмочной точки.

Если плано-высотное обоснование тахеометрической съемки выполнено с теодолитным ходом и геометрическим нивелированием и необходимые записи сделаны в соответствующих полевых журналах, то на этом запись по определению съёмочной точки исчерпывается, и можно приступить к съемке подробностей рельефа и ситуации по реечным точкам.

Если же плано-высотное обоснование создается тахеометрическим способом, то кроме перечисленных выше записей в тахеометрическом журнале делаются записи угловых и дальномерных отсчетов на предыдущую и последующую съёмочные точки при двух положениях вертикального круга. При этом, сразу же проводят вычисления расстояний и превышений с сопоставлением результатов. Если расхождения результатов измерений оказываются в допустимых пределах, то в соответствующие графы выписывают средние значения расстояний и превышений и увязанные высоты наблюдаемых съёмочных точек.

Запись наблюдений на реечные точки производят в следующей последовательности:

Таблица 8

174

Съемку произвел 198 г. Вычислял 198 г.

№ точек	Отсчеты по рейке			Разность отсчетов $i = a - d$	Верх. круг	$\angle$ Гори. накло-	Превыш. по табл.		Поправка на отсч.		Полное превыш.		$\angle$ ориз. углов	$\angle$ ориз. прогн.	Отметка точ- ки H	Примечание
	средн.	верхн.	нижн.				$\mp$	h	$\mp$	$i - v$	$\mp$	$h - iv$				

Наим. станции II; Коэф. дальности = 100; Высота прибора $i = 1,36$; Ориент. на I М. О.: = $0^\circ 01'$; $H_{ст} = 147,35$

1	i			72	$3^\circ 19'$	+	+	4,14	—	+	4,14		$30^\circ 32'$	72	151,49	
2								—							—	
3	i			50	$3^\circ 44'$	+	+	3,24	—	+	3,24		$71^\circ 24'$	50	150,59	
4	i			62	$2^\circ 47'$	+	+	3,00	—	+	3,00		$106^\circ 10'$	62	150,35	
5	i			90	$1^\circ 12'$	+	+	1,86	—	+	1,86		$129^\circ 15'$	90	149,21	
6	i			112	$359^\circ 45'$	—	—	0,52	—	—	0,52		$172^\circ 20'$	112	146,83	

после наведения на рейку записывают дальномерные отсчеты;

записывают отсчет по вертикальному кругу;

отпустив реечника на следующую точку, записывают отсчет горизонтального угла по лимбу;

периодически сверяют нумерацию реечных точек в журнале и на абрисе.

§ 66. КАМЕРАЛЬНЫЕ РАБОТЫ

Камеральная обработка полевых материалов тахеометрической съемки производится в определенной последовательности, по следующим этапам:

обработка журналов тахеометрической съемки;

составление схемы съемочного обоснования;

подсчет и увязка приращений координат и вычисление координат;

подсчет и увязка превышений и вычисление высот съемочных точек обоснования;

составление сводной документации;

подготовка топографических планов;

проверка и корректировка планов;

подготовка и запись в память ЭВМ данных для построения цифровой модели местности (ЦММ).

В связи с высокой производительностью тахеометрических съемок, за день накапливается большое количество информации о местности, поэтому ежедневно после возвращения с места съемки на стоянку тахеометрист обрабатывает журнал тахеометрической съемки, в частности, приводит в порядок все записи и зарисовки, проверяет по данным пикетажного журнала соответствие точек привязки съемочного обоснования к трассе, выписывает из журнала нивелирования высоты точек привязки и съемочных точек обоснования, сверяет записи с абрисом. Тахеометрист приводит в порядок записи и увязывает съемочное обоснование как в плановом, так и в высотном отношении с нанесением всех съемочных точек на чертежный лист, имеющий разбитую координатную сетку.

К повседневным работам по обработке материалов тахеометрической съемки также относят:

подсчет расстояний, превышений и высот съемочных точек обоснования;

подсчет расстояний, превышений и высот реечных точек;

нанесение съемочных точек обоснования на чертеж съемки;

нанесение на чертеж реечных точек с выпиской их порядковых номеров и высот;

нанесение ситуации;

рисовка горизонталей;

оформление (в карандаше) топографического плана.

Топографические планы и ЦММ составляют в одной и той же государственной или условной системе координат. Топографические планы небольших участков местности (небольших карьеров и резервов грунта, второстепенных и временных сооружений и т. д.) допускается вычерчивать без применения координат, при условии если на этот участок местности не составляется ЦММ.

Топографический план ориентируют по странам света (север — вверх, восток — справа). Координатная сетка разбивается на стандартном чертежном листе по линейке Дробышева со сторонами квадратов, равными 10 см. Правильность разбивки проверяется проведением и сравнением двух диагоналей. Затем по координатам накладывают все съемочные точки опорной сети, которые закрепляют тушью с выписыванием справа цифрового дробного обозначения: в числителе — порядковый номер съемочной точки римскими цифрами, в знаменателе — высота в метрах с точностью до сотых долей.

Участки трассы, входящие в съемочное обоснование, накладывают на чертеж по данным пикетажного журнала с разбивкой на пикеты и плюсы и выписыванием из журнала нивелирования высот точек с точностью до десятых долей метра. Трассу и все относящиеся к ней точки закрепляют красной тушью (варианты — красным пунктиром). Надписи делают дробью: в числителе — пикет и плюс, в знаменателе — высота.

На план также наносят захваченные съемкой морфостворы и гидростворы, которые закрепляют синей тушью.

Накладку реечных точек проводят с помощью специального тахеометрического транспортира (тахеографа), сделанного из прозрачного целлулоида и градуированного по направлению против хода часовой стрелки (цена деления 30'), т. е. навстречу градуировке лимба тахеометра (рис. 84). Транспортир при помощи иглы накладывают центром на съемочную точку и совмещают отсчет по лимбу на реечную точку с линией ориентира. В этом положении ноль градусного круга тахеографа укажет направление на реечную точку, а соединенная с кругом масштабная линейка даст расстояние до точки.

Реечные точки отмечают карандашом с надписью дробью: в числителе — номер реечной точки арабскими цифрами, в знаменателе — высота с точностью до десятых долей метра. Одновременно с наколкой реечных точек наносят ситуацию.

На рис. 84 представлен числовой пример: отсчет по горизонтальному кругу на реечную точку № 30 (из журнала тахеометрической съемки) — 40°00', горизонтальное проложение 125,0 м, ориентир — на ст I.

После нанесения всех реечных точек проводят рисовку горизонталей. Предварительно, руководствуясь абрисом, наме-

чают слабыми пунктирными линиями основные линии рельефа и в соответствии с направлением скатов соединяют точки, между которыми будет производиться интерполяция высот. При рисовке горизонталей должны быть проработаны все характерные особенности рельефа: вершины, водоразделы, седловины, котловины, хребты, лощины, обрывы и т. д.

Если возникает необходимость изобразить рельеф отдельных участков местности более подробно, то наносят полугоризонтالي пунктирными линиями. Каждая пятая полная горизонталь проводится линией удвоенной толщины и в нескольких местах ее выписывается высота в целых метрах.

Интерполирование при рисовке горизонталей выполняется аналитическим или графическим способами. Смысл интерполяции заключается в том, что линию, соединяющую две реечные точки, разбивают на интервалы с заданной высотой сечения, с нахождением планового положения точек соответствующих горизонталей.

Графически эта задача решается следующим образом:

листок кальки расчерчивается параллельными линиями с равным интервалом, при этом каждая линия нумеруется как горизонталь, т. е. создается палетка (рис. 85);

палетку накладывают на чертеж таким образом, чтобы одна из точек совмещалась с соответствующей высотой палетки;

палетку поворачивают вокруг этой точки до совмещения второй точки с соответствующей высотой палетки, как показано на рис. 85, в;

пересечение соответствующих линий палетки с линией, соединяющей съемочные точки, даст положение точек прохождения соответствующих горизонталей. Затем переходят к интерполированию между следующими смежными точками и т. д. Точки равных высот соединяют плавными кривыми.

После окончания рисовки горизонталей и нанесения ситуации план должен быть сверен с местностью (если есть такая возможность) и в случае необходимости откорректирован. Лишь

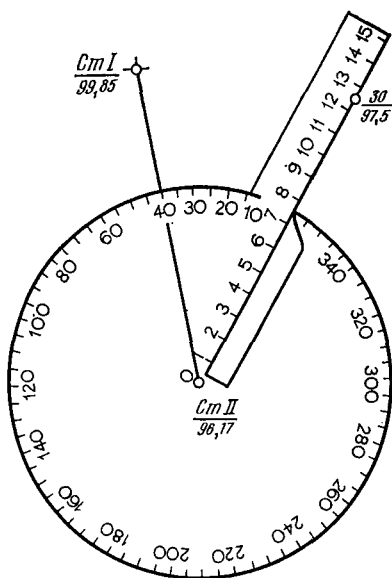


Рис. 84. Тахеометрический транспорт (тахеограф)

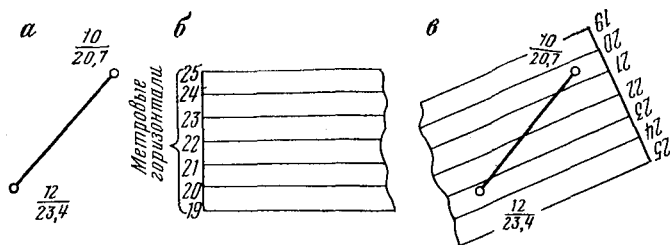


Рис. 85. Графическое интерполирование горизонталей:

а — две соседние точки в плане; б — палетка на листе прозрачной кальки; в — интерполяция с помощью палетки

после этого план закрепляется тушью. Топографические планы вычерчивают в принятых условных обозначениях топографического черчения. Обязательно указывается масштаб плана и высота сечения горизонталей.

§ 67. АВТОМАТИЗАЦИЯ ОБРАБОТКИ МАТЕРИАЛОВ ТАХЕОМЕТРИЧЕСКОЙ СЪЕМКИ

Переход на системное автоматизированное проектирование объектов строительства (на уровне САПР) предопределил резкое увеличение объемов изыскательской информации, собираемой в ходе полевых работ, поэтому в последние годы стала весьма острой проблема автоматизации как самого процесса тахеометрических съемок, так и автоматизации обработки материалов полевых измерений, начиная с обработки полевых журналов, кончая автоматической подготовкой ЦММ и автоматическим вычерчиванием топографических планов на графопостроителях.

Автоматизация процесса тахеометрических съемок обеспечивается внедрением в практику изысканий электронных тахеометров, позволяющих автоматически регистрировать все результаты измерений на магнитные носители, для последующего непосредственного ввода информации в память ЭВМ, без трудоемкой промежуточной обработки.

Однако, учитывая, что электронные приборы являются чрезвычайно дорогими и все еще дефицитными видами измерительной техники, проблема автоматизации обработки материалов традиционных тахеометрических съемок остается злободневной.

Процесс автоматизации обработки материалов традиционных тахеометрических съемок подразделяется на четыре этапа:

уравнивание и расчет координат и высот точек съемочного обоснования;

расчет координат и высот реечных точек;

подготовка ЦММ;

подготовка топографического плана на графопостроителе.

Существующие программы для автоматизации обработки материалов тахеометрических съемок, в частности программа, включенная в систему автоматизированного проектирования автомобильных дорог и сооружений на них (САПР-АД), требует следующего набора исходных данных:

N — число вершин углов поворота съёмочного обоснования (включая точки начала и конца хода, если ход разомкнутый);

KU — признак измеренных горизонтальных углов съёмочного обоснования ($KU=0$ — если измерены слева по ходу лежащие углы; $KU=1$ — если измерены справа по ходу лежащие углы);

KH — признак метода определения превышений между точками съёмочного обоснования ($KH=0$ — при тригонометрическом нивелировании; $KH=1$ — при двойном нивелировании; $KH=-1$ — при одиночном нивелировании);

$f_{\text{доп}}$ — допустимая относительная невязка хода съёмочного обоснования;

$K_{h \text{ доп}}$ — допустимая невязка геометрического нивелирования, мм;

Z_m — знаменатель масштаба чертежа топографического плана;

D_k — длина стороны квадрата координатной сетки плана, м;

$X_{\text{ч}}, Y_{\text{ч}}$ — положение нижнего левого «креста» координатной сетки плана относительно начала координат формата чертежа, мм;

K_v — коэффициент кратности длины строки формата размеру 297 мм;

K_g — коэффициент кратности длины стороны формата размеру 210 мм;

N_F — индекс ориентации формата чертежа (если сторона формата кратная размеру 210 мм параллельна оси X , то $N_F=1$; если оси X параллельна сторона формата кратная размеру 297 мм, то $N_F=2$;

L_p — индекс черчения полигональной линии хода съёмочного обоснования (если $L_p \leq 0$, то линия, соединяющая съёмочные точки обоснования, не вычерчивается);

DATAR — дата расчета;

OBJECT — наименование объекта;

LITER — вид магистрального хода;

$X_1, Y_1, Z_1; X_N, Y_N, Z_N$ — координаты точек начала и конца хода обоснования;

α_1, α_{N-1} — дирекционные углы начальной и конечной сторон хода;

N_S — номера съёмочных станций;

v_i — высота прибора над соответствующей съёмочной точкой;

$M0_i$ — место нуля вертикального круга тахеометра на данной съёмочной точке;

$\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_{N-2}$ — левые (правые) измеренные горизонтальные углы съёмочного обоснования;

$d_1, d_2, \dots, d_{n-2}$ — горизонтальные расстояния между точками обоснования;

l_i — высота наводки средней нити трубы на точку;

v_i — вертикальные углы между точками съёмочного обоснования;

K_{ti} — количество речных точек, снятых с одной съёмочной (i -й) точки;

h_i — превышения между съёмочными точками обоснования при геометрическом нивелировании;

N_{tij} — номера речных точек;

L_{ij} — расстояние от i -й съёмочной точки до j -й речной точки, измеренное по нитяному дальномеру;

J_{ij} — отсчет по лимбу горизонтального круга тахеометра, взятый при наведении трубы на j -ю речную точку;

θ_{ij} — отсчет по вертикальному кругу при наведении трубы на j -ю речную точку;

$K_1, K_2, \dots, K_5$ — кодовые номера точек (для оформления точек ЦММ в виде поперечников к теодолитному ходу);

A_1, A_2, A_3 — массив буквенной информации (всего не более 12 букв) для описания ситуации.

Автоматическая обработка материалов тахеометрических съёмок на ЭВМ осуществляется в следующей последовательности:

1. Ввод исходных данных.

2. Перевод угловых величин из градусов в радианы.

3. Расчет угловой невязки в измеренных горизонтальных углах

$$f_{\beta} = \alpha_{n-1} - \alpha_1 + 180^\circ (n-1) - \sum \beta_i \text{ при } KU = 0;$$

$$f_{\beta} = \alpha_{n-1} - \alpha_1 - 180^\circ (n-1) + \sum \beta_i \text{ при } KU = 1.$$

4. Расчет допустимой угловой невязки

$$f_{\beta_{\text{доп}}} = 1,5' \sqrt{k},$$

где k — число углов съёмочного обоснования.

5. Если полученная угловая невязка превышает допустимую, то на печать выдается сообщение об ошибке в измерениях горизонтальных углов или в подготовке исходных данных.

6. Расчет исправленных значений горизонтальных углов

$$\beta_{i_{\text{исп}}} = \beta_i - \frac{f_{\beta}}{k}.$$

7. Определение дирекционных углов съёмочного обоснования

$$\alpha_{i+1} = \alpha_i + \beta_i - 180^\circ \text{ при } KU = 0;$$

$$\alpha_{i+1} = \alpha_i + 180^\circ - \beta_i \text{ при } KU = 1.$$

8. Вычисление приращений координат сторон съемочного обоснования

$$\Delta x_i = d_i \cos \alpha_i;$$

$$\Delta y_i = d_i \sin \alpha_i.$$

9. Вычисление невязок в приращениях координат

$$f_{\Delta x} = x_n - x_1 - \Sigma \Delta x_i;$$

$$f_{\Delta y} = y_n - y_1 - \Sigma \Delta y_i.$$

10. Расчет суммарной невязки

$$f = \sqrt{f_{\Delta x}^2 + f_{\Delta y}^2}.$$

11. Если относительная невязка в приращениях координат превышает допустимую

$$f / \Sigma d_i > f_{\text{доп}},$$

то на печать выдается сообщение об ошибке в измерениях длин линий или в подготовке исходных данных.

12. Вычисление поправок к приращениям координат

$$\Pi_{\Delta x_i} = -f_{\Delta x} d_i / \Sigma d_i;$$

$$\Pi_{\Delta y_i} = -f_{\Delta y} d_i / \Sigma d_i.$$

13. Расчет исправленных приращений координат

$$\Delta x_{\text{испр } i} = \Delta x_i + \Pi_{\Delta x_i};$$

$$\Delta y_{\text{испр } i} = \Delta y_i + \Pi_{\Delta y_i},$$

где

$$\Pi_{\Delta x_i} = -f_{\Delta x} d_i / \Sigma d_i; \quad \Pi_{\Delta y_i} = -f_{\Delta y} d_i / \Sigma d_i.$$

14. Определение координат вершин съемочного обоснования

$$x_{i+1} = x_i + \Delta x_{\text{испр } i};$$

$$y_{i+1} = y_i + \Delta y_{\text{испр } i}.$$

15. Вычисление превышений между точками съемочного обоснования в прямом и обратном направлениях

$$h_i = d_i \operatorname{tg} v_i + v_i - l_i.$$

16. Определение расхождений между прямыми и обратными превышениями и вычисление средних значений $h_{\text{ср } i}$.

17. Если полученные расхождения превышают величину $\pm 0,04$ м на 100 м хода, то на печать выдается сообщение об ошибке.

18. Расчет невязки в средних превышениях между точками съемочного обоснования

$$f_h = H_N - H_1 - \sum h_{\text{ср } i}.$$

19. Вычисление допустимой невязки:
при тригонометрическом нивелировании

$$f_{h_{\text{доп}}} = 0,04 \sum d_i / \sqrt{n-1}, \text{ см};$$

при геометрическом нивелировании

$$f_{h_{\text{доп}}} = k_{h_{\text{доп}}} \sqrt{\sum d_i} \text{ (км)}, \text{ мм},$$

где v_i — высота прибора над съемочной точкой; l_i — высота наводки средней нити трубы; d_i — горизонтальное проложение; v_i — измеренный угол наклона; $\sum d_i$ — общая длина сторон съемочного обоснования.

20. Если полученная невязка в средних превышениях оказывается больше допустимой, $f_h > f_{h_{\text{доп}}}$, то на печать выдается сообщение об ошибке в исходных данных.

21. Вычисление поправок к средним превышениям

$$\Pi_{h_i} = -f_h \frac{d_i}{\sum d_i}.$$

22. Расчет исправленных превышений

$$h_{\text{испр } i} = h_{\text{ср } i} + \Pi_{h_i}.$$

23. Определение высот съемочных точек обоснования

$$H_{i+1} = H_i + h_{\text{испр } i}.$$

На печать в табличной форме выдаются пространственные координаты съемочных точек обоснования.

24. Расчет пространственных координат речных точек. Расчет ведется на основе уравненных дирекционных углов сторон съемочного обоснования, измеренных горизонтальных углов на речные точки, измеренных по дальномеру расстояний до речных точек и углов наклона.

25. Формирование цифровой модели местности ЦММ (с выдачей на печать и на графопостроитель).

26. Подготовка на графопостроителе топографического плана.

§ 68. СУЩНОСТЬ МЕНЗУЛЬНОЙ СЪЕМКИ

Мензультная съемка является одним из видов топографической съемки, выполняемой при помощи мензулы и кипрегеля.

Мензула (рис. 86, а) представляет собой столик для черчения плана местности.

Кипрегель (рис. 86, б) является геодезическим прибором, служащим для визирования на характерные точки, измерения расстояний и превышений.

Мензультная съемка является углоначертательной съемкой: в отличие от тахеометрической съемки горизонтальные углы не измеряются, а непосредственно при съемке на каждой станции откладываются на плане; топографический план в карандаше составляется непосредственно в поле.

Для построения горизонтального угла ABC (рис. 87) на плане мензулу устанавливают в точку B , в точки A и C устанавливают рейки или вехи. Зрительную трубу кипрегеля наводят на т. A и вдоль линейки кипрегеля, неподвижно скрепленной с трубой, проводят направление ba , параллельное визирной линии на точку A . Затем зрительную трубу наводят на точку C и аналогично прочерчивают направление bc . В пересечении прочерченных направлений получают угол β — проекцию угла ABC местности на плоскость планшета мензулы. Чтобы эта проекция была горизонтальной проекцией угла местности, необходимо, чтобы поверхность мензулы была горизонтальной, а точка b на ней и соответствующая точка B местности находились на одной отвесной линии.

Измерив расстояния от точки B до точек A и C нитяным дальномером и отложив их на соответствующих лучах, получили точки a и c , являющиеся проекциями точек A и C на горизонтальную плоскость. Если в точках A и C поставить рейки, то методом тригонометрического нивелирования можно определить превышения и высоты точек A , C . По полученным высотам точек непосредственно в поле изображают рельеф местности горизонталями.

Достоинством мензультной съемки является наглядность, в процессе съемки составляемый план постоянно сравнивают с местностью, при этом горизонтали проводят непосредственно в полевых условиях. Недостатками мензультной съемки, по сравнению с тахеометрической, является громоздкость оборудования, зависимость от погодных-климатических условий и невысокая степень автоматизации работ.

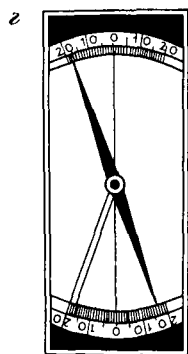
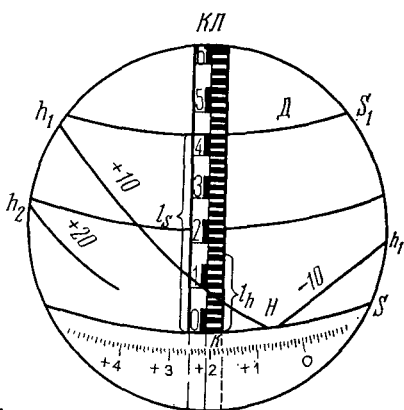
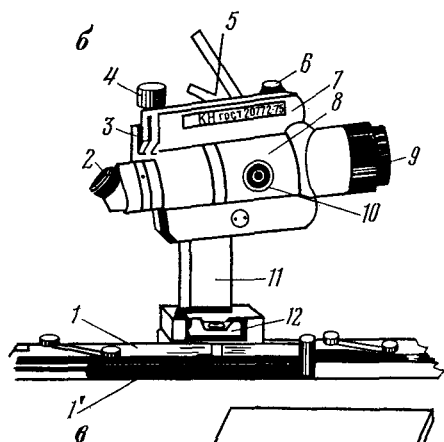
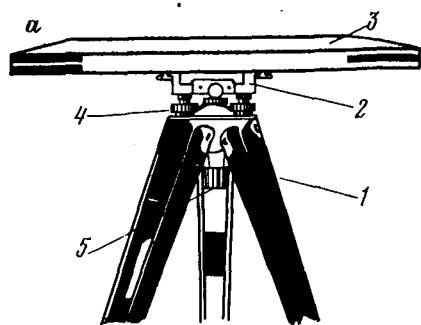


Рис. 86. Мензульный комплект:

a — мензула; *б* — кипрегель КН и поле зрения его зрительной трубы; *в* — центрировочная вилка; *г* — буссоль

В настоящее время мензульная съемка выполняется для составления топографических планов небольших участков местности, когда применение тахеометрической или аэрофототопографической съемок является нецелесообразным.

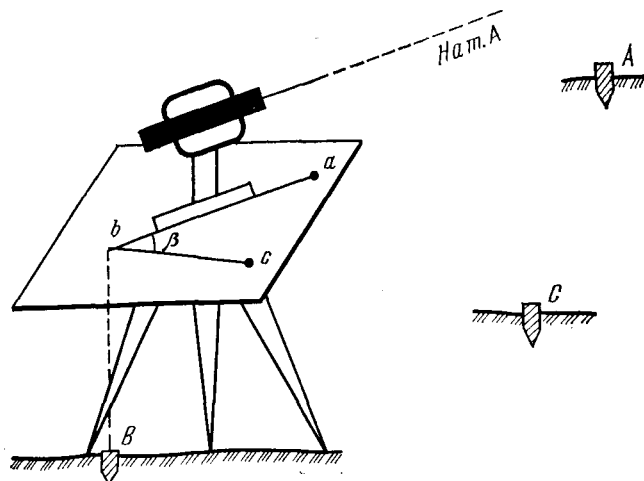


Рис. 87. Схема построения горизонтального угла

§ 69. ПРИБОРЫ, ПРИМЕНЯЕМЫЕ ПРИ МЕНЗУЛЬНОЙ СЪЕМКЕ, И ИХ ПОВЕРКИ

В комплект приборов, необходимых для мензульной съемки, входят мензула, кипрегель, буссоль и центрировочная вилка.

Мензула (см. рис. 86, а) состоит из штатива 1, подставки 2 и мензульной доски 3.

При помощи подъемных винтов мензулы 4 при ослабленном становом винте 5 планшет приводят в горизонтальное положение, после чего становой винт окончательно закрепляют. Мензулы изготавливаются из дерева или из легкого металла.

В настоящее время для мензульной съемки обычно используется номограммный кипрегель КН.

Кипрегель КН (см. рис. 86, б) состоит из основной линейки 1 и параллельной линейки 1', колонки 11, зрительной трубы 8, вертикального круга 7. Линейка 1 снабжена цилиндрическим уровнем 12. Зрительная труба 8 вращается на горизонтальной оси в верхней части колонки 11 и состоит из объектива 9, ломаного вращающегося окуляра 2, кремальеры 10. Зрительная труба снабжена закрепительным 3 и наводящим 4 винтами и дает прямое изображение. Закрепительный и наводящий винты зрительной трубы расположены на одной вертикальной оси.

Кипрегель КН, кроме уровня на линейке, имеет еще два уровня: уровень при вертикальном круге с установочным винтом 6 и уровень при зрительной трубе 5. Уровень при вертикальном круге приводят на середину винтом 6 перед каждым отсчетом по вертикальному кругу. Уровень при зрительной

трубе дает возможность устанавливать трубу так, чтобы визирный луч был горизонтален, и пользоваться кипрегелем для определения превышений как нивелиром.

Деления на вертикальном круге кипрегеля КН подписаны от 0 до 50° через 1° по ходу и против хода часовой стрелки и сопровождаются знаками плюс и минус (см. рис. 86, б). Цена деления вертикального круга равна 5'. Методика измерения углов наклона кипрегелем такая же, как и теодолитом. Однако для вычисления углов наклона v и места нуля МО используют другие формулы в связи с иной оцифровкой вертикального круга:

$$v = \frac{КП + КЛ}{2}; \quad МО = \frac{КО - КЛ}{2};$$

$$v = КП - МО; \quad v = КЛ + МО. \quad (11.1)$$

Вычислив угол наклона по формулам (11.1), определяют превышения методом тригонометрического нивелирования.

Кипрегель КН дает возможность получать превышение и горизонтальное расстояние по номограммам, построенным на стеклянном вертикальном круге и видимым в зрительную трубу при круге лево. Номограммы у кипрегеля КН построены так же, как у номограммных тахеометров.

Основную кривую S (см. рис. 86, б) наводят на штрих рейки, отстоящей от пятки рейки на высоту кипрегеля i , а вертикальную нить сетки на середину рейки. Отсчитывают отрезок l_s по рейке между основной кривой S и кривой расстояний SS и отрезок l_h — между основной кривой и кривой h превышений. Тогда горизонтальное расстояние будет получено по формуле:

$$S = K_S l_s,$$

где K_S — коэффициент дальномера; $K_S = 100$.

На рис. 86, б $l_s = 45$ см, тогда $S = 45 \text{ см} \cdot 100 = 45 \text{ м}$.

Превышение получают по формуле:

$$h = K_h l_h,$$

где K_h — коэффициент дальномера, который показан около кривой h .

На рис. 86, б $K_h = +10$, $l_h = 9,5$ см. Тогда

$$h = (+10) \cdot 9,5 \text{ см} = +0,95 \text{ м}.$$

При больших углах наклона в поле зрения появляются кривые превышений с коэффициентами ± 20 , ± 100 .

Использование номограммного кипрегеля существенно повышает производительность труда.

Центрировочная вилка служит для центрирования точки планшета над соответствующей точкой местности (рис. 86, в).

Буссоль (рис. 86, г) служит для ориентирования планшета.

Поверки мензулы

Мензула должна удовлетворять следующим условиям:

1. Мензула должна быть устойчивой. Для выполнения этой поверки наводят зрительную трубу кипрегеля, стоящего на мензуле, на удаленную точку. Нажимают пальцем на планшет сверху и с боков. Если после нажатия зрительная труба остается наведенной на ту же точку, значит мензула устойчива. В противном случае проверяют правильность крепления всех узлов мензулы.

2. Верхняя поверхность мензульной доски должна быть плоскостью. Скошенный край линейки кипрегеля прикладывают к планшету в разных местах. Зазор (просвет) между планшетом и линейкой не должен превышать 1 мм. В противном случае — доска к работе не пригодна.

3. Верхняя плоскость планшета должна быть перпендикулярна к оси вращения планшета. При помощи уровня на линейке кипрегеля и подъемных винтов мензулы планшет горизонтируется. Горизонтирование мензулы проводят точно так же, как горизонтирование теодолита. Затем мензулу вращают вокруг своей оси. Если пузырек цилиндрического уровня линейки кипрегеля отклоняется не более чем на 3 деления, условие выполнено. В противном случае необходимо устранить дефект.

Поверка мензульной вилки

При горизонтально установленном отвесе указатель должен находиться на одной отвесной линии с острием отвеса. Поверяется перекалыванием вилки на 180° и повторной установкой планшета. Если острие отвеса от первоначальной точки сместилось более чем на 1 см, то перемещают шнур отвеса.

Поверка кипрегеля КН

Верхняя часть кипрегеля ничем не отличается от верхней части теодолита. Однако, вместо горизонтального круга кипрегель имеет в нижней части линейку. Конструктивная общность с теодолитом означает, что многие поверки для этих приборов также одинаковы. Конструктивные особенности кипрегеля привели к возникновению некоторых специальных поверок.

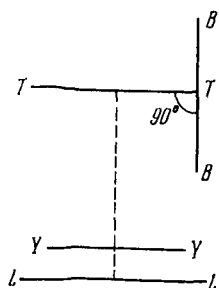


Рис. 88. Основные оси кипрегеля

1. Скошенный край линейки кипрегеля должен представлять прямую линию. Нижняя поверхность должна быть плоскостью.

Вдоль скошенного края линейки кипрегеля проводят на планшете линию. Затем кипрегель поворачивают на 180° , прикладывают к прочерченной линии с другой стороны и проводят линию. Условие выполнено, если обе линии совпадают. Если линии не совпадают, кипрегель к работе непригоден, так как исправление сделать своими силами невозможно. Проверка нижней поверхности линейки выполняется путем прикладывания линейки к разным местам планшета. Если

концы линейки кипрегеля несколько опущены вниз, исправление не требуется: под тяжестью кипрегеля этот дефект устраняется. Если концы подняты вверх, требуется выровнять линейку.

2. Ось цилиндрического уровня УУ линейки кипрегеля должна быть параллельна нижней плоскости линейки LL (рис. 88). Проверка выполняется аналогично проверке уровня на алидаде горизонтального круга теодолита. Мензулу горизонтируют. Кипрегель устанавливают на мензулу и вдоль скошенного ребра линейки проводят линию. Затем поворачивают кипрегель на 180° и вновь прикладывают к этой линии. Условие считается выполненным, если пузырек уровня остался в нуль-пункте. В случае невыполнения проверки исправительными винтами уровня его перемещают в направлении нуль-пункта на половину дуги отклонения. После исправления проверку повторяют.

3. Визирная ось зрительной трубы ВВ должна быть перпендикулярна оси вращения трубы ТТ. Зрительную трубу кипрегеля наводят на отделенную точку и вдоль ребра линейки прочерчивают направление. Затем переводят трубу через зенит и визируют на ту же точку, прикладывая скошенное ребро линейки к другой стороне линии. Прочерчивают направление на планшете. Угол между прочерченными линиями равен двойной коллимационной ошибке $2c$. Для исправления прикладывают линейку к биссектрисе этого угла. Исправительными винтами призмы-сетки смещают ее до совпадения с наблюдаемой точкой. После исправления проверку повторяют.

4. Ось вращения трубы ТТ должна быть параллельна нижней плоскости линейки LL кипрегеля. В кипрегелях последних конструкций выполнение условия гарантируется изготовителем.

5. Место нуля вертикального круга при работе на станции должно быть постоянным. Поверяется так же, как в теодолитах.

6. Вертикальная нить сетки должна быть перпендикулярна горизонтальной оси кипрегеля. Исправление производится регулировкой сетки-призмы.

7. Коллимационная плоскость зрительной трубы должна проходить через скошенный край линейки или быть ему параллельной. Выполнение условия в современных кипрегелях гарантируется заводом-изготовителем. Остаточное невыполнение проверки неопасно, так как в этом случае все направления будут повернуты на одну и ту же величину и на точности плана это не скажется.

§ 70. УСТАНОВКА МЕНЗУЛЫ НА СТАНЦИИ

При мензульной съемке на станции мензула должна быть центрирована, горизонтирована и ориентирована.

Центрирование мензулы состоит в ее установке с помощью центрировочной вилки таким образом, чтобы точка a планшета находилась по отвесной линии над соответствующей точкой A местности (см. рис. 86, в).

Горизонтирование планшета производят с помощью трех подъемных винтов мензулы и цилиндрического уровня на линейке кипрегеля. Ошибка горизонтирования планшета незначительно влияет на точность прочерчиваемых на планшете направлений, однако существенно влияет на результаты измерения вертикальных углов и превышений. При измерении вертикальных углов кипрегелем или превышений по номограммному кипрегелю необходимо горизонтировать планшет так, чтобы пузырек уровня на линейке кипрегеля отклонялся от нуля-пункта не более чем на два деления при произвольном положении линейки на планшете.

Ориентирование планшета можно производить по линии местности или с помощью буссоли.

Для ориентирования планшета по линии местности необходимо на местности кроме точки стояния иметь хотя бы еще одну видимую точку, нанесенную по координатам на планшет. Ориентирование выполняют после центрирования и горизонтирования планшета следующим образом (см. рис. 87).

Мензулу центрируют над точкой A . С точки стояния мензулы A видна точка B местности, на планшете ей соответствует точка b . Прикладывая линейку кипрегеля к линии ab , поворачивают планшет с кипрегелем с помощью станového и наводящего винтов до тех пор, пока зрительная труба оказывается наведенной на точку B . В момент наведения планшет закрепляют станovým винтом. Теперь линия ab на планшете установлена параллельно линии AB местности и мензула ориентирована. Для проверки ориентирования, приложив линейку кипрегеля к точке a , наводят зрительную трубу кипрегеля на точку C местности, на планшете ей соответствует точка c . Если мензула сориентирована правильно, то скошенный край линейки кипрегеля в этот момент будет проходить через точку c . При наличии видимости

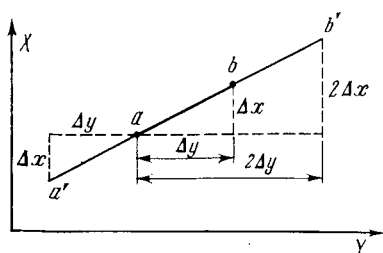


Рис. 89. Схема удлинения линий на планшете

с точки стояния на несколько исходных пунктов ориентирование производят по тому пункту, который наиболее удален от точки стояния. Если же длинных линий (более 30 см) на планшете для ориентирования нет, то имеющиеся линии удлиняют. На рис. 89 для удлинения линии ab построена точка b' с координатами

$$x_{b'} = x_a + 2\Delta x;$$

$$y_{b'} = y_a + 2\Delta y$$

и точка a' с координатами

$$x_{a'} = x_a - \Delta x;$$

$$y_{a'} = y_a - \Delta y.$$

Значение коэффициента удлинения k (в примере на рис. 89 $k=2$) подбирают так, чтобы точки a и b разместились на планшете.

Если ориентирование планшета по линии местности не представляется возможным, то производят ориентирование по буссоли.

Следует помнить, что ориентирование по буссоли можно производить в местах, где нет магнитных аномалий (вдали от высоковольтных линий электропередач, железных дорог, крупных промышленных объектов).

Для ориентирования по буссоли ее прикладывают к вертикальной линии координатной сетки и поворачивают планшет до тех пор, пока магнитная стрелка не установится на отсчете, равном сумме значений склонения магнитной стрелки и сближения меридианов. Это суммарное значение склонения магнитной стрелки и сближения меридианов определяют путем ориентирования планшета по буссоли на нескольких станциях, где уже выполнено ориентирование по линиям местности. Из полученных результатов берут среднее значение, по которому и производят ориентирование с помощью буссоли.

§ 71. ПЛАНОВО-ВЫСОТНОЕ ОБОСНОВАНИЕ МЕНЗУЛЬНОЙ СЪЕМКИ

В качестве планово-высотного обоснования мензульной съемки используются все пункты государственных геодезических сетей, имеющиеся в данном районе. Сгущение государственной геодезической основы производится любым из известных способов (см. гл. 9). Кроме того, обоснование для мензульной съемки может быть построено и некоторыми специальными способами: созданием геометрической сети и проложением мензульных ходов.

Геометрическая сеть представляет собой систему треугольников, вершины которых получают на планшете путем графических засечек. При крупномасштабных съемках чаще всего используются прямые засечки.

Для определения положения точки C прямой засечкой с точек A и B местности устанавливают мензулу в точке A , ориентируя ее по линии AB (рис. 90, a). Приложив линейку кипрегеля к точке a на планшете, визируют на точку C местности и прочерчивают направление ac на планшете. Затем устанавливают мензулу в точке B , ориентируют по линии BA , визируют с точки B на точку C и прочерчивают направление bc . В пересечении линий ac и bc на планшете находится точка c . Точность положения найденной на планшете точки c характеризуется средней квадратической ошибкой

$$M = \frac{m}{\rho \sin C} \sqrt{0,085(a^2 + b^2)},$$

где a , b — длины сторон AC и BC в метрах; C — угол в треугольнике ABC при вершине C ; m — средняя квадратическая ошибка измерения угла c .

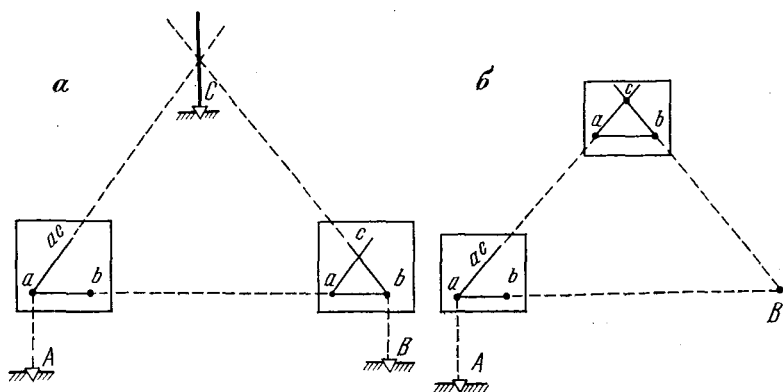


Рис. 90. Графические засечки:
 a — прямая; b — обратная

Так как точность прочерченного на планшете направления равна $2'$, то точность измеренного угла равна

$$m_{\text{угл}} = m_{\text{напр}} \sqrt{2} = 2' \sqrt{2} = 2,8'.$$

Положим для примера, что $a=b=500$ м; $C=60^\circ$, получим $M=0,19$ м.

Однако в действительности ошибка положения точки c будет больше, так как расчетная формула не учитывает влияние ошибок нанесения на планшет исходных пунктов A и B .

В тех случаях, когда на точке B нельзя или сложно установить мензулу, положение точки c определяют обратной засечкой (рис. 90, б). Мензулу устанавливают в точке A , ориентируют по линии ab и прочерчивают направление на точку c . Затем мензулу устанавливают на определяемой точке C местности. Для центрирования планшета определяют приближенное значение расстояния AC и откладывают его на прочерченном направлении ac . Ориентируют планшет по направлению CA . Затем визируют на точку B местности, приложив линейку кипрегеля к соответствующей точке b на планшете и прочерчивают это направление — bc . В пересечении прочерченных направлений ac и bc получают искомую точку c .

Для контроля положения точки c на планшете, определяемого прямой или обратной засечкой, следует провести засечку еще с одной точки местности. Если в этом случае все три направления пересекаются в одной точке, задача решена правильно, и точку пересечения накалывают на планшет. Если три направления образуют треугольник погрешностей со стороной не более 0,4 мм, то искомой считают точку в середине треугольника.

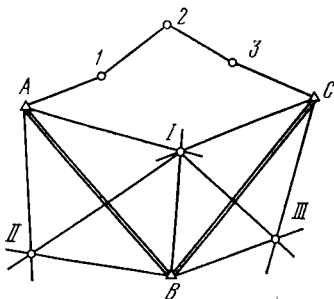
Иногда положение точки определяют комбинированной засечкой. Так, например, прямой засечкой определяют положение точки C с двух исходных точек и обратной — по третьей исходной точке.

Пункты геометрической сети намечают на командных высотах и обозначают вехами. Рассмотрим построение геометрической сети на рис. 91. В районе работ имеется 3 исходных геодезических пункта A, B, C ; они по координатам нанесены на планшет и получены точки a, b, c . Точки I, II, III являются определяемыми точками геометрической сети, они закреплены на местности центрами и вехами. Их положение на планшете требуется определить.

Прямой засечкой с точек A, B, C местности определено положение на планшете точки геометрической сети I. Затем с точек A, B, I определено прямой засечкой положение точки II, а с точек B, C, I — положение точки III.

При создании геометрической сети углы в треугольниках должны лежать в пределах $30-150^\circ$.

Рис. 91. Геометрическая сеть и мензульный ход



Определение высот точек геометрической сети производят геометрическим или тригонометрическим нивелированием. Геометрическое нивелирование выполняют для определения отметок съемочной сети при съемках с высотой сечения рельефа до 2 м, при высоте сечения более 2 м — используется тригонометрическое нивелирование. Для определения высот точек *I*, *II*, *III* геометрическим нивелированием (см. рис. 91) через эти точки прокладывается ход геометрического нивелирования технической точности, опирающийся своими концами на исходные точки геодезической основы (например, ход *A—II—I—III—C*). Для определения высот точек *I*, *II*, *III* тригонометрическим нивелированием на всех станциях по всем линиям сети измеряют вертикальные углы полным приемом в прямом и обратном направлениях. Контролем правильности измерения вертикальных углов служит постоянство места нуля на каждой станции в пределах двойной точности отсчитывания по вертикальному кругу. Превышения между точками определяют по формуле тригонометрического нивелирования

$$h = d \operatorname{tg} v + i - v + f.$$

Высоту прибора *i* и высоту визирования *v* измеряют с точностью до 1 см, длину горизонтальной проекции линии между точками *d* измеряют с планшета.

Поправку за кривизну Земли и рефракцию вводят в превышение по формуле (7.32) при $d \geq 300$ м. Превышения вычисляют с помощью микрокалькулятора или специальных таблиц. Расхождение превышений, вычисленных между точками в прямом и обратном направлениях, допускается не более $(0,04d)$ м, где *d* — число сотен метров в длине линии.

Контролем правильности полевых измерений является сравнение высотных невязок в треугольниках с вычисленным допустимым значением.

Высотная невязка в треугольнике

$$f_h = \Sigma h_{\text{ср}} - \Sigma h_{\text{теор.}}$$

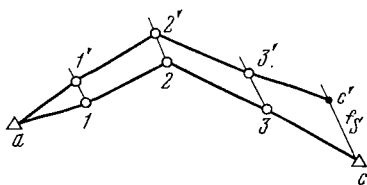


Рис. 92. Графическое распределение линейной невязки мензурного хода

Допустимую невязку вычисляют по формуле:

$$f_{h\text{ доп}} = \frac{0,2 \text{ м} \cdot S}{\sqrt{n}},$$

где S — число км в длине хода; n — число сторон ($n=3$).

Вычисление высот точек геометрической сети может быть выполнено одним из способов, изложенных в гл. 9.

Иногда превышения увязывают по выбранной на схеме ходовой линии. На рис. 91 выбраны ходовые линии $A-I-II-B$ и $B-III-C$, включающие все исходные и определяемые пункты. Увязка превышений выполняется как в обычном ходе тригонометрического нивелирования. Недостатком такого определения отметок является то, что часть измерений не участвуют в увязке превышений (например, превышения по сторонам $A-II$, $I-B$, $I-III$, $I-C$ не участвуют в увязке превышений по ходам $A-I-II-B$ и $B-III-C$).

Сгущение точек съемочной сети может производиться при помощи мензурных ходов. Мензурные хода прокладываются в закрытой местности между двумя пунктами съемочной сети.

На рис. 91 мензурный ход проложен между исходными точками A и C для обеспечения точками съемочного обоснования северной заселенной части участка местности. Точки мензурных ходов закрепляют кольями.

Длины мензурных ходов не должны превышать величины $6MT \cdot 10^{-4}$, где T — знаменатель относительной ошибки измерения расстояния нитяным дальномером, $1/T=1/400$; M — знаменатель численного масштаба съемки.

Так, при измерении нитяным дальномером при съемке масштаба $1:2000$ максимальная длина мензурного хода — 500 м, при съемке масштаба $1:1000$ — 250 м. Длины сторон мензурных ходов измеряют в прямом и обратном направлениях, относительная ошибка разности между ними не должна превышать $1/200$ длины. При угле наклона более 2° линии приводят к горизонту. Относительная невязка хода не должна превышать $1/300$ его длины, а линейная — 0,8 мм на плане. Если невязка недопустима, ход прокладывают заново.

Допустимую невязку f_s распределяют в длины сторон по способу параллельных линий. Поясним это на рис. 92.

В результате ошибок при проложении мензульного хода конечная исходная точка c заняла положение c' . Отрезок cc' является линейной невязкой хода f_s . Невязка распределяется в длины всех сторон, положение точек $3'$, $2'$, $1'$ смещается в направлении, параллельном направлению невязки f_s , величины смещений пропорциональны расстояниям от начала хода. В результате распределения невязки ход займет положение $a-1-2-3-c$.

Превышения между точками хода для контроля определяют дважды в прямом и обратном направлениях. Допустимая высотная невязка f_h мензульного хода не должна быть более $(0,04S\sqrt{n})$ м, где n — число сторон; S — число сотен метров в ходе.

При установке мензулы на точках хода планшет ориентируют по задней точке аналогично его ориентированию на точках геометрической сети.

Иногда стороны ориентируют по буссоли, такой мензульный ход называется буссольным. В буссольном ходе мензулу устанавливают не в каждой точке, а через точку и ориентируют по буссоли. В первой точке буссольного хода ориентирование производят по начальной видимой точке. На ориентированный планшет кладут буссоль, поворачивают ее до тех пор, пока стрелка не совместится с нулевым диаметром, и карандашом отмечают место установки буссоли. На последующих станциях буссоль устанавливают в отмеченное место на планшете и поворачивают планшет до тех пор, пока стрелка не совместится с нулевым диаметром. Для контроля превышений его определяют дважды, визируя на две высоты на рейке.

В качестве обоснования разрешается прокладывать всякие ходы, состоящие не более чем из 3 сторон.

Густота точек съемочной сети вместе с исходными пунктами должна быть доведена до 22—50 точек на 1 км² при съемке в масштабе 1:2000, 48—80 точек — при съемке в масштабе 1:1000, 80—140 точек — при съемке в масштабе 1:500.

§ 72. СЪЕМКА СИТУАЦИИ И РЕЛЬЕФА

Перед началом съемки следует подготовить планшет: обклеить его чертежной бумагой высшего качества, нанести координатную сетку с помощью координатографа или линейки Дробышева, нанести по координатам все пункты геодезического обоснования, находящиеся в районе съемки и за ее пределами, подписать названия и высоты точек. На подготовленный планшет прикрепляют лист плотной или прозрачной бумаги (рубашку) для предохранения его от загрязнения.

Перед началом съемки производят рекогносцировку местности. В процессе рекогносцировки отыскивают имеющиеся на

местности пункты обоснования, определяют последовательность производства работ. После этого устанавливают над точкой обоснования мензулу: ориентируют, горизонтируют и центрируют ее. Центрирование производят с учетом точности масштаба съемки. Точность центрирования не должна превышать половины точности масштаба, т. е. величины $5M \cdot 10^{-5}$ (м), где M — знаменатель численного масштаба съемки. Так, для масштаба 1:2000 точность центрирования равна 0,1 м.

Ориентируют мезулу не менее чем по двум линиям или по буссоли. Для контроля в конце работы на станции проверяют ориентировку. Расхождения между повторными направлениями ориентирования на границе участка не должны превышать 0,4 мм на плане.

Съемку контурных и рельефных точек производят полярным способом. Расстояние и превышение реечных точек измеряют при помощи кривых номограммы кипрегеля КН. Визирование на реечные точки производят всегда при круге лево. При углах наклона больших 3° в измеренные расстояния вводят поправки за наклоны линии. По измеренным расстояниям реечные точки непосредственно в поле наносят на планшет, при этом направления от станции до них не прочерчивают. Расстояния от станции до контурных реечных точек не должны превышать величины $2,5\sqrt{M}$ (м), где M — знаменатель численного масштаба съемки. Для масштаба 1:2000 это расстояние принято равным 150 м. Для съемки нечетких контуров, например, границы болота, леса, расстояния можно увеличивать в 1,5 раза.

Расстояния от станции до высотных реечных точек зависят от необходимой точности изображения рельефа на плане, т. е. от высоты сечения рельефа. Максимальное расстояние S до высотных реечных точек определяется выражением $S \leq 80\sqrt{h_{\text{сеч}}}$ (м) где $h_{\text{сеч}}$ — высота сечения рельефа.

Так, при высоте сечения 1 м максимальное расстояние равно 80 м, при высоте сечения 0,5 — 50 м. Высоты точек вычисляют непосредственно при съемке и подписывают возле точек.

Для съемки в равнинной местности превышения можно определять горизонтальным лучом визирования, установив зрительную трубу кипрегеля КН в горизонтальное положение с помощью уровня на трубе.

При съемке контурных точек реечник ставит рейку на всех поворотах контура, если они отстают от прямой более чем на двойную точность масштаба плана. Контурные проводят карандашом непосредственно в полевых условиях.

Для съемки рельефа реечник ставит рейку на все перегибы местности (вершины, котловины, лощины, седловины).

Горизонтали проводятся обязательно в поле на каждой станции интерполированием «на глаз» по отметкам точек. Горизон-

тали не должны пересекать рек и дорог, изображаемых двумя линиями, строений, сооружений, скал, обрывов. Если при проведении горизонталей на станции выясняется, что речных точек не достаточно для их проведения, то снимают дополнительные речные точки.

В тех случаях, когда подробности рельефа (микроразпадины, бровки террас) не выражаются горизонталями основного сечения, проводят полугоризонтالي и вспомогательные горизонтали.

Все контрольные измерения показывают на кальке высот красной тушью.

После полевой проверки и проверки качества и четкости проведения горизонталей карандашом, полевой оригинал вычерчивают тушью в установленных условных знаках. Полевой оригинал вычерчивают в следующих цветах: контуры, рамочное и зарамочное оформление — черным; рельеф — светло-коричневым; гидрографию — зеленым; значительные по величине водные пространства — голубым.

Для чтения рельефа дополнительно к горизонталям дают высоты командных вершин, вершин курганов, перекрестков дорог, поверхности Земли у отдельно стоящих деревьев, лесных просек, родников, источников, на берегах болот, у пересечений рек и речек дорогами и тропами, в характерных местах террас и прочее.

Урезы воды в реках и водных бассейнах даются не реже, чем через 20 см на плане. Общее число подписанных на плане высот должно быть от 5 до 15 на квадратный дециметр плана.

На плане показывается сетка прямоугольных координат.

При вычерчивании плана тушью большое внимание должно быть обращено на четкость и ясность изображения рельефа и контуров.

Горизонтали основного сечения подписывают по всей площади плана таким образом, чтобы низ цифры указывал направление склона. На горизонталях, изображающих горы, котловины, седловины, ставят бертштрихи.

В процессе съемки составляют кальку контуров и кальку высот. На кальку высот наносят пункты планового и высотного обоснования, урезы воды и речные точки. По кальке высот удобно контролируется требуемая густота речных точек. На кальку контуров копируют все элементы ситуации, рельефа, не выражающиеся горизонталями, подписывают названия рек, населенных пунктов, указывают характеристики лесов, мостов, дорог и т. д.

§ 73. ОФОРМЛЕНИЕ ПОЛЕВЫХ МАТЕРИАЛОВ

После окончания съемки производят полевую проверку. В полевых условиях проверяют полноту съемки, правильность обозначения объектов условными знаками, производят контрольные измерения.

При контрольных измерениях допустимым расхождением в плановом положении ясно выраженных контуров является 0,7 мм на плане, для неясно выраженных — 2 мм. Допустимая величина ошибок по высоте зависит от высоты сечения рельефа, характера местности и регламентируется инструкциями по съемкам. Так, при съемке в масштабе 1 : 2000 ошибки высот точек не должны превышать $1/3$ или $1/2$ высоты сечения при высоте сечения соответственно 1 и 0,5 м для равнинной местности с уклонами до 2° и $2/3$ высоты сечения — для местности с уклонами от 2 до 6° .

В залесенной местности эти допуски увеличивают в полтора раза. Для местности с уклонами свыше 6° число горизонталей между точками должно соответствовать разности высот.

Глава 12

ТОПОГРАФИЧЕСКАЯ СЪЕМКА МЕТОДОМ ГЕОМЕТРИЧЕСКОГО НИВЕЛИРОВАНИЯ

§ 74. СПОСОБЫ НИВЕЛИРОВАНИЯ ПОВЕРХНОСТИ

Для составления топографических планов участков местности со слабо выраженным рельефом требуется повышенная точность топографической съемки. В таких случаях для съемок применяется метод геометрического нивелирования. Методом геометрического нивелирования выполняют съемку поверхности для составления планов масштабов 1 : 500 ÷ 1 : 5000 с высотой сечения рельефа 0,1—0,5 м с целью проектирования и строительства осушительных мероприятий на заболоченной и равнинной местности, с целью вертикальной планировки местности (под застройку, рисовые чеки и др.) и подсчета объемов земляных работ. Сечение рельефа через 0,10 и 0,25 м допускается только при съемках спланированных (подготовленных) участков местности; участок должен быть очищен от камней, пней и других предметов, мешающих точному определению высот. В зависимости от назначения съемок и условий местности применяют различные способы нивелирования поверхности.

1. Способ магистралей с поперечниками применяют при съемках больших территорий вытянутой формы,

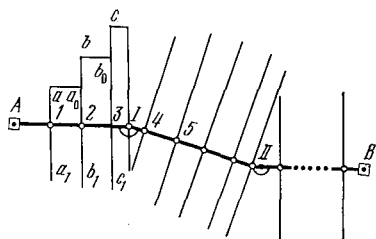


Рис. 93. Способ магистралей с поперечниками

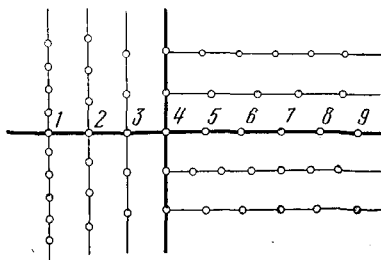


Рис. 94. Способ параллельных линий

что имеет место при изысканиях каналов, автомобильных и лесовозных дорог, трубопроводов и т. д.

Плано-высотным обоснованием в этом способе является теодолитно-нивелирный ход, прокладываемый между точками *A* и *B* государственной геодезической сети или сетей сгущения (рис. 93).

Вершины углов поворота магистрального хода закрепляют постоянными или временными знаками. Перпендикулярно к магистрали с помощью угломерного прибора и мерной ленты через определенные расстояния разбивают поперечника aa_1 , bb_1 , cc_1 и т. д.

Ход по магистрали $A-I-II-\dots-B$ нивелируется обычно по программе нивелирования III или IV класса в прямом и обратном направлениях. В результате увязки нивелирного хода по магистрали получают высоты точек $1, 2, 3, \dots$, являющихся основаниями поперечников. Нивелирование поперечников производят по ходам, образованным соседними поперечниками. Так на рис. 93 нивелируют полигоны $1-a-a_0-2$, $2-b-b_0-3$ и т. д.

Расстояния между поперечниками и точками в ходах по поперечникам зависят от сложности рельефа и назначения составляемого плана и обычно равны 50—100 м. Нивелирование поперечников выполняют в одном направлении по программе нивелирования технической точности. С точек магистрального хода и поперечников производят съемку контуров и местных предметов.

2. Способ параллельных линий применяют на слабосхолмленной местности. Планово-высотным обоснованием в этом способе служит теодолитно-нивелирный ход, прокладываемый по границам участка или по его середине. Съёмочные ходы прокладывают перпендикулярно сторонам основного хода в виде параллельных линий.

На рис. 94 обоснование выполнено в виде двух перпендикулярных ходов в середине участка, параллельные съемочные ходы проходят через точки основных ходов.

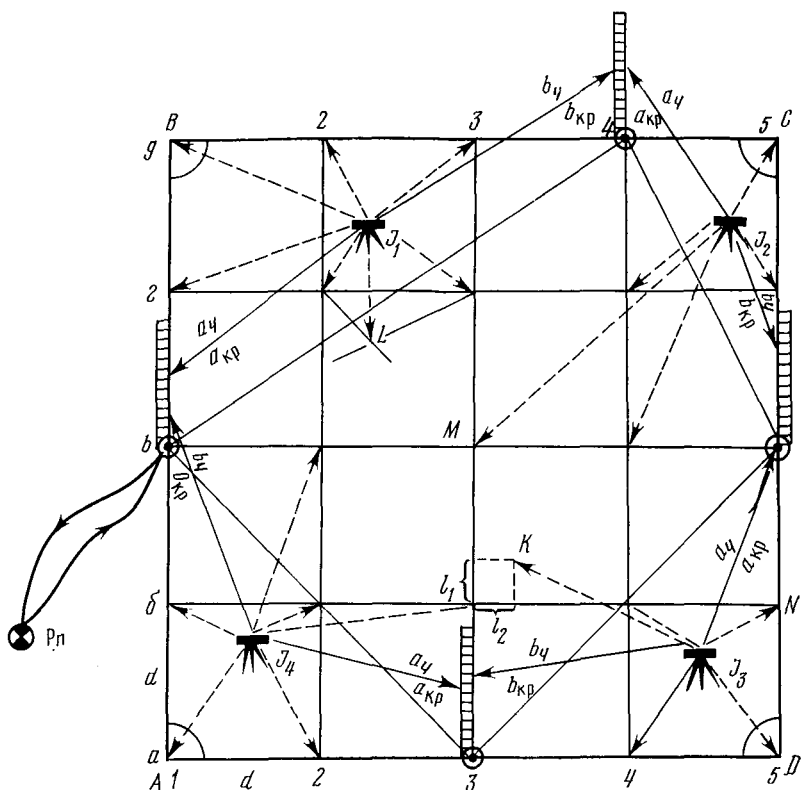


Рис. 95. Схема нивелирования по квадратам

3. Способ полигонов применяют на больших участках местности с выраженным рельефом. Плано-высотным обоснованием служат ходы, проложенные по границе участка и по характерным линиям рельефа местности. Для съемки ситуации и рельефа на этих ходах разбивают поперечники.

4. Способ квадратов находит широкое применение на открытой местности со слабовыраженным рельефом. Точками плано-высотного обоснования служат вершины квадратов, закрепленные кольями и обозначенные по определенной системе. На рис. 95 показано простое и чаще всего применяемое обозначение вершин цифрами и буквами. В таком обозначении вершина M имеет обозначение $b\beta$, вершина N — 6δ . Вершины квадратов могут быть обозначены и только цифрами.

При нивелировании больших площадей при построении квадратов идут от общего к частному. Сначала на местности при помощи угломерного прибора и мерной ленты размечают вер-

шины больших квадратов со стороной 100—1000 м. Затем каждый большой квадрат заполняют квадратами со стороной 20—200 м и т. д. Размеры сторон квадратов зависят от масштаба съемки, высоты сечения рельефа, характера местности.

В этом способе должны быть получены высоты всех вершин квадратов и по ним построен топографический план местности.

Для нивелирования поверхности всеми способами целесообразно использовать точные и технические нивелиры с компенсатором и горизонтальным кругом типа Н-ЗКЛ, Н-10КЛ. Наличие компенсаторов в нивелирах дает возможность повысить производительность труда, в этом случае возможно использование нескольких реек. Наличие горизонтальных кругов у нивелиров дает возможность при разбивке квадратов и съемке пользоваться только одним прибором — нивелиром.

§ 75. НИВЕЛИРОВАНИЕ ПОВЕРХНОСТИ ПО КВАДРАТАМ

Рассмотрим подробнее разбивку квадратов на местности при нивелировании небольшого участка местности (см. рис. 95). Провешивают на местности линию AD , отмечают точки A и D колышками и вехами.

Начиная от точки A , в створе линии откладывают с помощью мерной ленты или дальномера расстояния d , равные стороне квадрата. С помощью угломерного прибора в точке A от отмеченной на местности линии AD откладывают горизонтальный угол, равный $90^{\circ}00'$, и намечают створ линии AB . В створе AB , начиная от точки A , откладывают последовательно расстояния d , отмечая концы отрезков колышками. Аналогичную работу производят в точке D и получают на местности закрепленную колышком и вехой точку C и закрепленные колышками концы отрезков d .

Установив угломерный прибор в точке B , откладывают угол $90^{\circ}00'$ от линии BA и смотрят, находится ли на этом направлении точка C . Если отклонение не превышает 0,5 мм на плане, то приступают к измерению расстояний BC и откладывают на нем расстояния d .

Затем провешивают линию 2—2, установив прибор в точке 2 на линии AD и вешку в точке 2 на линии BC . По створу 2—2 от точки 2 откладывают последовательно отрезки, равные стороне квадрата d , и закрепляют эти точки колышками. Такую же работу выполняют по створам 3—3, 4—4 и т. д. Таким образом получают сетку квадратов, вершины которых обозначены на местности колышками и подписанными сторожками.

Нередко разбивку квадратов производят при помощи троса с метками, расстояние между которыми равно стороне квадрата d . Трос натягивают по створу 2—2 и колышками обозначают на местности вершины квадратов. Производительность труда

увеличится, если пользоваться тремя тросами: один трос натягивают по стороне BC , второй — по стороне AD , третий по створу 2—2. Квадраты можно разбивать и другими способами, но обязательно разбивку больших (основных) квадратов следует производить с контролем. Одновременно с разбивкой квадратов отмечают на местности характерные точки рельефа и ситуации, которые должны быть изображены на плане. Их съемка производится способом перпендикуляров (например, точка K на рис. 95) или линейных засечек (например, точка L на рис. 95) при небольшой стороне квадратов. При разбивке квадратов составляют абрис, на котором показывают все вершины, характерные точки ситуации и рельефа, направления скатов. Порядок нивелирования вершин квадратов зависит от их размеров. Если стороны квадратов имеют размеры 100 м и более, то каждый квадрат нивелируется отдельно, если стороны квадратов невелики, то с одной стоянки прибора нивелируют сразу несколько квадратов. В этом случае некоторые вершины квадратов образуют нивелирный ход технической точности.

На рис. 95 нивелирный ход образован связующими точками $v1$, $d4$, $v5$, $a3$. Нивелирный ход должен быть привязан к пунктам высотной геодезической сети. На рис. 95 точка $v1$ двойным нивелирным ходом привязана к реперу Рп. Точки установки нивелира обозначены буквами J_1, J_2, J_3, J_4 .

Установив нивелир между смежными связующими точками таким образом, чтобы расхождение расстояний от нивелира до реек не превышало 5 м, выполняют измерения по программе технического нивелирования. Так, на станции J_1 определяют превышения по черным и красным сторонам реек $h_{ч} = a_{ч} - b_{ч}$, $h_{кр} = a_{кр} - b_{кр}$; при допустимом расхождении превышений до 10 мм ($|h_{ч} - h_{кр}| \leq 10$ мм) вычисляют среднее превышение $h_{ср}$. После этого рейку устанавливают в вершинах квадратов, хорошо видимых со станции J_1 , эти точки нивелируются как промежуточные, отсчеты берут только по основной (черной) стороне реек. Таким же образом нивелируют характерные точки ситуации и рельефа. Отсчеты записывают либо на схеме (см. рис. 95), либо в таблице. Аналогичная работа выполняется на станциях J_2, J_3, J_4 .

§ 76. КАМЕРАЛЬНЫЕ РАБОТЫ

Камеральная обработка результатов нивелирования по квадратам состоит из следующих этапов:

1. Привязка замкнутого нивелирного хода к реперу геодезической сети. Вычисляют превышение между точкой хода $v1$ и репером Рп по прямому и обратному ходам между этими точками. Если расхождение $h_{пр}$ и $h_{обр}$ не превышает допуска для

нивелирования IV класса $20 \text{ мм} \sqrt{L}$, то вычисляют среднее превышение $h_{\text{ср}}$ и отметку точки $B1$

$$H_{B1} = H_{\text{рп}} + h_{\text{ср}}.$$

Этот этап работы может не выполняться, если нет необходимости привязки по высоте снимаемого участка к государственной геодезической сети. Тогда какой-либо точке нивелирного хода присваивается условная высота и высоты всех вершин квадратов будут получены в условной системе высот.

2. Увязка нивелирного хода. Этот этап работы состоит в вычислении невязки в превышениях по ходу, оценке ее допустимости и распределении.

Невязка по ходу равна

$$f_h = \Sigma h_{\text{ср}} - \Sigma h_{\text{теор}},$$

где $\Sigma h_{\text{ср}}$ — сумма средних превышений по черным и красным сторонам реек; $\Sigma h_{\text{теор}} = 0$ для рассматриваемого на рис. 95 замкнутого нивелирного хода.

Если полученное значение невязки f_h меньше допустимого значения для нивелирного хода технической точности

$$f_h = 10 \text{ мм} \sqrt{n}$$

(n — число станций в ходе), то невязку f_h распределяют с обратным знаком поровну на средние превышения

$$h_{\text{испр}} = h_{\text{ср}} + \frac{-f_h}{n}.$$

3. Вычисление высот связующих точек

$$H_{B4} = H_{B1} + h_{1\text{испр}}; \quad H_{B5} = H_{B4} + h_{2\text{испр}};$$

$$H_{A3} = H_{B5} + h_{3\text{испр}}; \quad H_{B1} = H_{A3} + h_{4\text{испр}}.$$

Контролем вычислений является безошибочное вычисление известной высоты первой связующей точки.

4. Вычисление высот промежуточных точек производят через горизонт прибора (см. § 39).

Горизонт прибора (ГП) на каждой станции J для контроля вычисляют дважды по отсчетам, взятым по черным сторонам задней и передней рейки

$$\text{ГП} = H_{\text{задн}} + a_{\text{черн. задн}};$$

$$\text{ГП}' = H_{\text{передн}} + b_{\text{черн. передн}}.$$

При расхождении значений ГП до 10 мм переходят к вычислению высот всех вершин квадратов, при этом можно использовать любое из вычисленных значений горизонта нивелира. Вычислять среднее значение ГП нецелесообразно, так как высоты вершин квадратов вычисляют с точностью до 1 см.

Высоты вершин квадратов вычисляют по формуле

$$H_{\text{пром}} = HJ - c,$$

где c — отсчет по черной стороне рейки, установленной на данной промежуточной точке.

5. Составление топографического плана. На чертежной бумаге в заданном масштабе строят сетку квадратов и наносят характерные точки ситуации и рельефа. Около каждой вершины квадрата и характерной точки рельефа выписывают соответствующие высоты с точностью до 1 см. Горизонтالي с заданной высотой сечения проводятся методом графического интерполирования.

Интерполирование производят по сторонам квадратов, а также по тем направлениям, которые указаны в абрисе. План вычерчивается тушью в соответствии с условными знаками.

Глава 13

НАЗЕМНАЯ ФОТОТОПОГРАФИЧЕСКАЯ СЪЕМКА

§ 77. СУЩНОСТЬ НАЗЕМНОЙ ФОТОТОПОГРАФИЧЕСКОЙ СЪЕМКИ

Наземная фототопографическая съемка позволяет определять координаты точек местности и составлять топографические планы и цифровые модели местности по фотоснимкам, получаемым при фотографировании с земной поверхности. В основу метода наземной фототопографии положены геометрические соотношения между положением определяемых точек местности и их изображениями на фотоснимках.

Наземная фототопографическая съемка (как и другие виды фотограмметрии) обладают рядом существенных достоинств, особенно ценных на современном этапе перехода на технологию и методы системного автоматизированного проектирования.

1. Высокая точность измерений, обуславливаемая использованием снимков местности, получаемых прецизионными фотокамерами, с обработкой их на точных стереофотограмметрических приборах.

2. Небольшой удельный вес полевых работ (25—30 %) с переносом основного объема работ по созданию топографических планов и ЦММ в камеральные условия с широким использованием средств автоматизации и вычислительной техники.

3. Высокая производительность труда, обуславливаемая в частности тем, что измеряются не сами объекты, а их изображения.

4. Объективность и достоверность результатов измерений, в связи с тем, что изображение местности получают фотографическим способом.

5. Сбор информации о местности дистанционным способом, что особенно важно при работах в труднодоступной местности, когда пребывание в пределах снимаемого участка опасно для жизни человека (например, крутые горные склоны, осыпи, обрывы, болота и т. д.).

Рельеф и ситуационные особенности местности можно определить, если фотографировать ее с двух точек (рис. 96). Если P_1 и P_2 есть пара снимков некоторого участка местности (стереопара), полученных с точки S_1 и S_2 , а a_1, a_2 и b_1, b_2 изображение точек A и B местности на соответствующих фотоснимках, то для получения стереоскопической модели местности необходимо придать снимкам то положение, которое они занимали относительно друг друга во время съемки и восстановить по ним связи лучей, существовавшие в момент фотографирования.

Расстояние между центрами проекций S_1 и S_2 называют базисом фотографирования. Изменяя расстояния между вершинами связок лучей, получают стереоскопические модели разных масштабов, которые затем можно использовать для измерения координат характерных точек местности с целью получения топографических планов и цифровых моделей местности.

Для производства наземных фототопографических съемок используют специальные приборы — фототеодолиты, фотокамеры и стереофотокамеры.

Применение наземной фототопографической съемки эффективно как при изысканиях вновь строящихся, так и реконструируемых объектов.

§ 78. ФОТОТЕОДОЛИТЫ И ИХ УСТРОЙСТВО

При выполнении наземных фототопографических съемок используют специально сконструированные для этих целей приборы — фототеодолиты. Фототеодолит состоит из фотокамеры и теодолита и служит для фотографирования местности с базисных точек при заданном положении оптической оси относительно базиса фотографирования.

Расстояния от базиса фотографирования до снимаемых точек местности как правило весьма значительно по сравнению

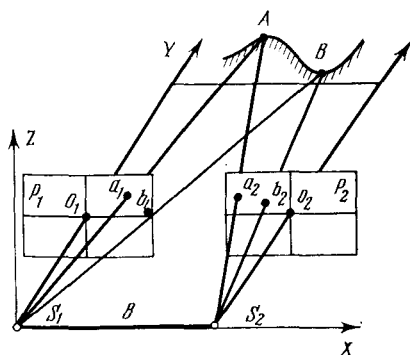


Рис. 96. Наземная стереопара

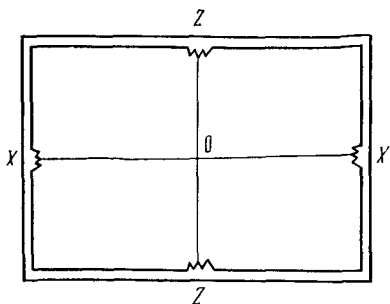


Рис. 97. Оси координат наземного фотоснимка

с фокусным расстоянием камеры, поэтому в фототеодолитах прикладную рамку совмещают с главной фокальной плоскостью объектива для получения резкого изображения удаленных объектов. Объективы фототеодолитов имеют небольшую светосилу (в связи с тем, что при фотографии местности камера, устанавливаемая на штативе, неподвижна), однако, обладают исключительно высокой разрешающей способностью. Для

исключения деформации фотоизображения при наземных фототеодолитных съемках применяют фотопластинки или специальные слабдеформирующиеся фотопленки, обладающие малой светочувствительностью, но высокой разрешающей способностью.

В практике фототеодолитных съемочных работ в СССР наибольшее распространение получили фототеодолитные комплексы Photheo-19/1318 производства фирмы «К. Цейс» (ГДР). В фототеодолитный комплект входят следующие приборы и принадлежности:

фототеодолит Photheo-19/1318; тахеометр Theo-020; базисная инварная рейка Bala длиной 2,0 м; трегер — 3 шт.; марки — 3 шт.; шнуровые отвесы — 3 шт.; штативы — 3 шт.; кассеты — 24 шт.; полевое юстировочное устройство и юстировочный накладной уровень.

Все приборы и принадлежности фототеодолитного комплекта Photheo-19/1318 размещаются в семи деревянных укладочных ящиках, снабженных заплочными ремнями и ручками, а штативы и базисная рейка — в брезентовых чехлах, также снабженных ремнями для удобства переноски.

Фототеодолит представляет собой фотокамеру, изготовленную из легкого сплава, с укрепленным на ней ориентирующим устройством.

В задней фокальной плоскости объектива размещена металлическая прикладная рамка, к которой прижимается фотографическая пластинка.

На прикладной рамке установлены четыре координатные марки, при этом прямые, соединяющие центры противоположных марок, определяют положение главной точки снимка (рис. 97), т. е. положение основания перпендикуляра, опущенного из центра объектива на плоскость прикладной рамки. Главная точка принимается за начало координат снимка.

На нижней стенке камеры жестко укреплена вертикальная ось вращения теодолита с втулкой и микрометрично-зажимным устройством. При установке теодолита в рабочее положение втулку оси вставляют в трегер и закрепляют винтом.

Объектив камеры — «Ортопротар» имеет фокусное расстояние $f_k = 190$ мм. Для увеличения угла поля изображения в вертикальной плоскости объектив установлен на суппорте, перемещающемся в направляющих, при этом величина перемещения отсчитывается по шкале.

В задней части камеры укреплены регистратор номеров съемочных точек и указатель вида съемки. Номер и индекс вида съемки устанавливают барабанчиками регистратора и указателя вида съемки и фиксируются на фотопластинке при фотографировании. Два кольца регистратора позволяют устанавливать номер съемки от 0 до 99. Указатель вида съемки имеет шесть положений:

нормальное	A	Съемка с левой точки базиса
отклонение влево	AL	
отклонение вправо	AR	
нормальное	B	Съемка с правой точки базиса
отклонение влево	BL	
отклонение вправо	BR	

Прижимное устройство представляет собой металлическую рамку с пазами для установки и закрепления кассеты. Прижимная рамка отодвигается от камеры барабанчиками. Вместо кассеты при этом может быть установлено матовое стекло для определения границ участка съемки местности.

Ориентирное устройство, предназначенное для установки оптической оси камеры в заданное положение относительно базиса фотографирования, состоит из зрительной трубы двадцатикратного увеличения, отсчетного микроскопа и стеклянного лимба с делениями через $20'$. Для точной установки отсчета по лимбу имеются закрепительный и микрометричный винты. Зрительная труба поворачивается только в горизонтальной плоскости. Визирная ось может наклоняться вращением барабанчика, при этом угол наклона визирной оси отсчитывается по барабанчику и вертикальному кругу.

Установка прибора в рабочее положение осуществляется подъемными винтами по двум цилиндрическим уровням, расположенным на верхней панели съемочной камеры.

Тахеометр Theo-020, входящий в фототеодолитный комплект, используют для определения геодезическими методами координат одной из точек базиса, его дирекционного угла, длины базиса и координат опорных (корректируемых) точек.

Базисная рейка Bala служит для определения длин линий и, в частности, для измерения длин базисов.

§ 79. ЭЛЕМЕНТЫ ОРИЕНТИРОВАНИЯ. ВИДЫ ФОТОТОПОГРАФИЧЕСКИХ СЪЕМОК

В наземной фотограмметрии положение любой точки местности может быть определено в пространственной прямоугольной системе координат. Для удобства обработки стереопар используют две системы координат: фотограмметрическую и геодезическую (рис. 98).

Система координат $OXYZ$ — правая, используемая для изучения взаимного положения точек местности, называется фотограмметрической.

Система геодезических координат $OX_\Gamma Y_\Gamma Z_\Gamma$ — левая, используется для определения геодезических координат измеряемых точек местности.

Для определения положения точек на снимке используют прямоугольную плоскую систему координат OXZ . Начало этой системы находится на пересечении прямых, проходящих через координатные метки, т. е. совпадает с главной точкой снимка.

Если X_1, Z_1 и X_2, Z_2 — координаты соответственных точек a_1 и a_2 на стереопаре P_1, P_2 (рис. 99), то разность абсцисс соответственных точек называют продольным параллаксом p , а разность аппликат — поперечным параллаксом q .

$$\begin{aligned} p &= X_1 - X_2; \\ q &= Z_1 - Z_2. \end{aligned} \quad (13.1)$$

Восстановление положения фотоснимков в момент фотографирования осуществляют по элементам его ориентирования. Различают элементы внутреннего и внешнего ориентирования.

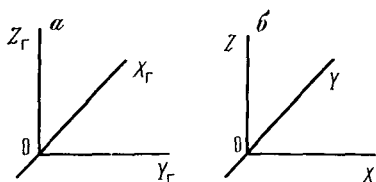


Рис. 98. Системы координат:
 a — геодезическая; b — фотограмметрическая

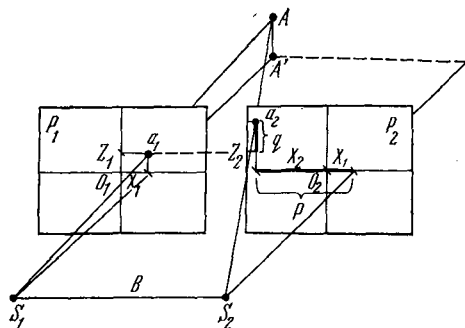


Рис. 99. Продольный и поперечный параллакс точки A

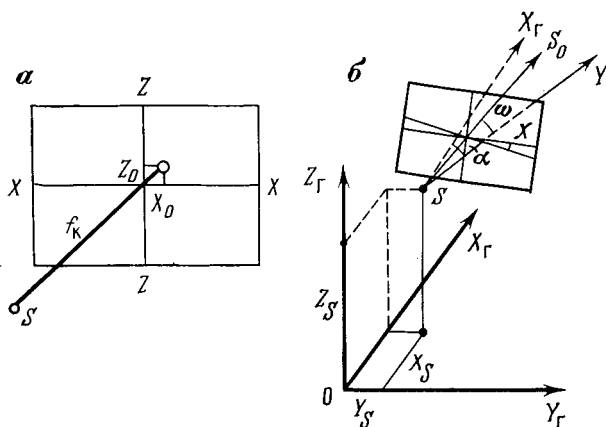


Рис. 100. Элементы ориентирования снимка:

а — внутреннего; б — внешнего

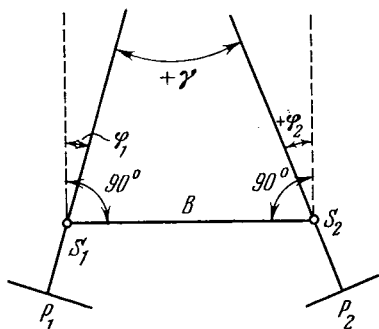


Рис. 101. Углы скоса и конвергенции

Положение снимка относительно центра проекции (точка S на рис. 100, а) определяется элементами внутреннего ориентирования, к которым относятся координаты главной точки снимка X_0 , Z_0 и фокусное расстояние объектива f_k . Следует иметь в виду, что при юстировке прибора добиваются, чтобы начало координат совпадало с главной точкой снимка, т. е. чтобы основание перпендикуляра, опущенного из центра проекции на фокальную плоскость, точно совпадало с точкой пересечения прямых, соединяющих противоположные метки прикладной рамке фототеодолита, при этом оказывается, что $X_0 = Z_0 = 0$. Элементы внутреннего ориентирования позволяют восстановить по снимку связку лучей, существовавшую в момент фотографирования.

Положение связи проектирующих лучей относительно геодезической системы координат определяется элементами внешнего ориентирования, к которым относятся (рис. 100, б): X_S , Y_S , Z_S — координаты центра проекции S в геодезической системе координат; α — дирекционный угол главного луча S_0 ; ω —

угол наклона главного луча к горизонтальной плоскости; χ — угол поворота снимка, т. е. угол между осью OX и горизонталью.

Понятно, что для восстановления пространственного положения стереопары должны быть известны все элементы ориентирования как левого, так и правого снимков.

В практике наземных фототопографических съемок элементы внешнего ориентирования представляют в виде, исключающем необходимость определения координат правой точки базиса: X_{S1} , Y_{S1} , Z_{S1} — геодезические координаты левой точки базиса фотографирования; ω_1 — угол наклона левого снимка; χ_1 — угол поворота левого снимка; φ_1 — угол скоса (рис. 101) левого снимка (при отклонении луча влево от перпендикуляра к базису угол скоса принимается положительным, при отклонении вправо — отрицательным); α_b — дирекционный угол базиса (с его левой точки на правую); b — горизонтальное проложение базиса фотографирования; h_b — превышение правой точки базиса относительно левой; φ_2 — угол наклона правого снимка; γ — угол между проекциями главных лучей левого и правого снимков (см. рис. 101), при этом

$$\gamma = \varphi_2 - \varphi_1. \quad (13.2)$$

При положительном значении γ , когда лучи сходятся, угол называют углом конвергенции.

Все элементы внешнего ориентирования как правило определяются геодезическими методами и при обработке стереопар считаются известными.

В зависимости от положения снимков стереопары при фотогеодезической съемке различают пять основных ее видов: нормальный, равноотклоненный, конвергентный, равнонаклонный и общий.

При нормальном виде съемки главные лучи правого и левого снимков горизонтальны и перпендикулярны к базису фотографирования (рис. 102, а), при этом выдерживается равенство

$$\varphi_1 = \varphi_2 = \omega_1 = \omega_2 = \chi_1 = \chi_2 = 0.$$

При равноотклоненном виде съемки главные лучи горизонтальны и параллельны между собой, но составляют с базисом некоторый угол, отличный от 90° (рис. 102, б), при этом

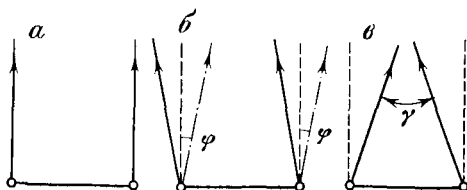
$$\varphi_1 = \varphi_2 \neq 0; \quad \omega_1 = \omega_2 = \chi_1 = \chi_2 = 0.$$

При равнонаклонном виде съемки главные лучи перпендикулярны к горизонтальной проекции базиса, но наклонены к горизонту на один и тот же угол, при этом

$$\varphi_1 = \varphi_2 = \chi_1 = \chi_2 = 0; \quad \omega_1 = \omega_2 \neq 0.$$

Рис. 102. Виды фототеодолитных съемок:

a — нормальный; b — равноотклоненный; $в$ — конвергентный



При конвергентном виде съемки главные лучи горизонтальны, но не параллельны один другому (рис. 102, $в$), при этом

$$\varphi_1 \neq \varphi_2; \quad \omega_1 = \omega_2 = \chi_1 = \chi_2 = 0.$$

И, наконец, при общем случае съемки главные лучи занимают произвольное положение относительно базиса фотографирования и относительно друг друга, при этом

$$\varphi_1 \neq \varphi_2; \quad \omega_1 \neq \omega_2; \quad \chi_1 \neq \chi_2.$$

Из перечисленных пяти возможных видов фототопографических съемок наиболее часто применяют нормальный и равноотклоненный виды съемок и значительно реже равнонаклонный и конвергентный, при этом равнонаклонный вид съемки обычно применяют в пересеченной и горной местности в комбинации с нормальным и равноотклоненным видами.

Конвергентный вид используют для увеличения перекрытия снимков, при большой длине базиса фотографирования.

Общий вид съемки, чрезвычайно сложный и многодельный в обработке, может применяться лишь при условии обязательного использования универсальных стереофотограмметрических приборов и ЭВМ для обработки результатов измерений.

§ 80. ОПРЕДЕЛЕНИЕ КООРДИНАТ ТОЧЕК МЕСТНОСТИ ПО ФОТОСНИМКАМ

Рассмотрим наиболее распространенные нормальный и равноотклоненный случаи фототопографических съемок.

На местности с точек базиса S_1 и S_2 выполнена фототеодолитная съемка нормального вида, т. е. оптическая ось фотокамеры горизонтальна и перпендикулярна горизонтальной проекции базиса. Учитывая, что фотограмметрическая система координат имеет своим началом точку S_1 (рис. 103, a), то координаты любой точки местности I будут равны x_i, y_i, z_i , а координаты ее изображения на левом снимке стереопары — x_{i1}, z_{i1} и на правом снимке — x_{i2}, z_{i2} .

Как следует из рис. 103, a по измеренным координатам соответственных точек на снимках стереопары можно определять фотограмметрические координаты этих точек местности. Действительно, если провести из точки S_1 прямую параллельную

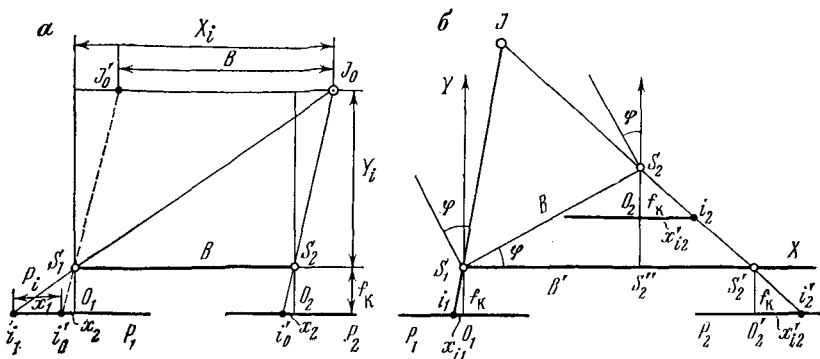


Рис. 103. Схемы определения координат точек местности для случаев фото-теодолитной съемки:

а — нормального; б — равноотклоненного

линии S_2J_0 , то из подобия треугольников $J_0'S_1J_0$ и $i_0'S_1i_1$ получим

$$\frac{Y_i}{f_k} = \frac{B}{i_0' i_1} = \frac{B}{x_{i1} - x_{i2}} = \frac{B}{p_i},$$

откуда

$$Y_i = f_k \frac{B}{p_i}, \quad (13.3)$$

где f_k — фокусное расстояние объектива; B — горизонтальная проекция базиса фотографирования; $p_i = x_{i1} - x_{i2}$ — продольный параллакс.

Аналогичным образом из рис. 103, б следует

$$\frac{X_i}{x_{i1}} = \frac{Y_i}{f_k} = \frac{B}{p_i},$$

откуда

$$X_i = x_{i1} \frac{B}{p_i}. \quad (13.4)$$

И из рис. 103

$$\frac{Z_i}{z_{i1}} = \frac{Y_i}{f_k} = \frac{B}{p_i},$$

откуда

$$Z_i = z_{i1} \frac{B}{p_i}. \quad (13.5)$$

При равноотклоненной фототеодолитной съемке оптические оси фотокамеры в точках фотографического базиса S_1 и S_2 от-

клонены от горизонтальной проекции базиса В на угол φ (см. рис. 103, б). Очевидно, что результаты съемки будут идентичны, если выполнить съемку нормального вида точек с S_1 и S_2' базиса B' . Тогда из формул (13.3) — (13.5) следует

$$\begin{aligned} Y_i &= f_k \frac{B'}{p_i}; & X_i &= x_{i1} \frac{B'}{p_i}; \\ Z_i &= z_{i1} \frac{B'}{p_i}. \end{aligned} \quad (13.6)$$

Из рис. 103, б следует, что

$$S_1 S_2'' = B \cos \varphi \text{ и } S_2'' S_2 = B \sin \varphi.$$

Учитывая, что треугольники $S_2 O_2 i_2$ и $S_2 S_2'' S_2'$ подобны, находим

$$S_2'' S_2' = \frac{x_{i2}}{f_k} B \sin \varphi.$$

Таким образом, общая длина горизонтальной проекции базиса B' определится

$$B' = B \left(\cos \varphi + \frac{x_{i2}}{f_k} \sin \varphi \right). \quad (13.7)$$

Подставляя выражение (13.7) в формулы (13.6) окончательно получим зависимости для вычисления фотограмметрических координат точек местности для случая равноотклоненной фототеодолитной съемки

$$\begin{aligned} Y_i &= \frac{f_k}{p_i} B \left(\cos \varphi + \frac{x_{i2}}{f_k} \sin \varphi \right); \\ X_i &= \frac{x_{i1}}{p_i} B \left(\cos \varphi + \frac{x_{i2}}{f_k} \sin \varphi \right) = x_{i1} \frac{Y_i}{f_k}; \\ Z_i &= \frac{z_{i1}}{p_i} B \left(\cos \varphi + \frac{x_{i2}}{f_k} \sin \varphi \right) = z_{i1} \frac{Y_i}{f_k}. \end{aligned} \quad (13.8)$$

Аналогичным образом могут быть получены расчетные зависимости для вычисления фотограмметрических координат точек местности и для других видов наземной фотограмметрической съемки.

§ 81. ПОЛЕВЫЕ РАБОТЫ ПРИ НАЗЕМНЫХ ФОТОТОПОГРАФИЧЕСКИХ СЪЕМКАХ

Комплекс полевых работ при наземных фототопографических съемках обычно бывает представлен следующими этапами: рекогносцировка участка съемки; сгущение геодезического съемочного обоснования с геодезической привязкой базисов фотографирования и корректурных точек; фотосъемка участка; фотолабораторные работы; контроль качества негативов; топогра-

фическое дешифрирование снимков; досъемка «мертвых» пространств; вычисление координат базисных и корректурных точек, длин и дирекционных углов базисов.

Непосредственно процессу производства полевых фотосъемочных работ предшествует этап разработки проекта фототеодолитной съемки. В проекте съемки освещаются и решаются следующие вопросы:

- местоположение и описание особенностей участка съемки;

- обоснованность участка картографическим, аэросъемочным и другими материалами;

- сведения о пунктах государственной геодезической сети;

- основные допуски по точности съемочного обоснования;

- расчеты, связанные со сгущением съемочного обоснования, с фототеодолитной съемкой и с объемами работ для составления сметы;

- схемы размещения пунктов съемочного обоснования;

- схемы определения координатных базисных и корректурных точек;

- схемы фототеодолитной съемки с указанием положения базисных и корректурных точек, границ съемки с каждого базиса с выделением «мертвых» зон.

Графическую часть проекта составляют на основании имеющихся планов и карт масштабов, обычно, в 4—5 раз более мелких, чем намечаемый масштаб фототопографической съемки.

Составленный таким образом проект служит основой для разработки рабочего проекта фототопографической съемки, осуществляемой после рекогносцировки снимаемого участка местности. В задачи рекогносцировки входят:

- определение на местности границ участка съемки;

- уточнение мест расположения базисов фотографирования и корректурных точек;

- размещение точек съемочного обоснования, не совпадающих с базисными и корректурными точками;

- установление границ снимаемых площадей для каждого базиса фотографирования и каждой стереопары;

- уточнение границ участков, топографическую съемку которых целесообразно производить другими методами;

- составление схемы геодезических определений базисных и корректурных точек.

При выборе положения базисов руководствуются следующими соображениями:

- с базисных точек должен быть хорошо виден весь намеченный к съемке с данного базиса участок местности, по возможности без «мертвых» зон;

- намеченные базисные точки должны размещаться в местах удобных для установки штативов под фототеодолит, тахеометр и базисную рейку;

базисные точки необходимо размещать в местах, обеспечивающих их длительную сохранность и, по возможности, на открытых возвышенных местах с обеспечением взаимной видимости и видимости до ближайших пунктов схемочного обоснования;

длина каждого базиса должна приблизительно соответствовать расчетному его значению, определяемому по формуле

$$B = \frac{Y_{\max}^2}{f_k m_l t_{\min}} m_p, \quad (13.9)$$

где $Y_{\max}$ — расстояние по главному лучу левого снимка до дальней границы снимаемого участка;

f_k — фокусное расстояние объектива; m_l — заданная средняя квадратическая ошибка в определении положения контурных точек (обычно, $m_l = \pm 0,5$ мм); m_p — средняя квадратическая ошибка определения продольного параллакса (обычно, $m_p = \pm 0,01$ мм);

$$t_{\min} = \cos \varphi - \left| \frac{x_{i2}}{f_k} \sin \varphi \right|;$$

x_{i2} — наибольшее значение координаты x_2 в пределах рабочего поля стереопары;

положение базисов необходимо устанавливать таким образом, чтобы снять весь намеченный участок местности при наименьшем количестве стереопар. Обычно фототеодолитную съемку с каждой базисной точки необходимо предусматривать в трех направлениях, при этом для нормального случая съемки базис следует располагать примерно перпендикулярно фронту снимаемого участка (общему направлению горизонталей);

наклон базиса не должен превышать 10° .

Корректирующие точки — точки с известными геодезическими координатами, X, Y, Z , изображающиеся на обеих снимках стереопары, служат для исключения погрешностей, связанных с ошибками ориентирования. Процесс определения поправок к элементам ориентирования называют корректурой стереомодели.

До начала наземной фототопографической съемки маркируют все корректирующие точки, определяемые геодезическим способом, одну из точек каждого базиса, а также пункты съемочного обоснования.

Для корректуры стереоскопической модели каждая стереопара должна быть обеспечена по меньшей мере тремя корректируемыми точками с известными геодезическими координатами, размещаемыми на дальнем плане съемки. При этом, одна из корректирующих точек, как правило, размещается на главном луче правого снимка, а две другие — на краях участка местности, охватываемого рабочим полем стереопары.

С целью уменьшения общего числа корректурных точек последние целесообразно размещать на участках перекрытия смежных стереопар.

Координаты корректурных точек определяют, как правило, геодезическим способом с соблюдением норм точности и методов, предусмотренных инструкциями по топографическим съемкам в соответствующих масштабах для пунктов съемочного обоснования. Для уменьшения объема работ обычно стремятся, чтобы по возможности наибольшее число пунктов съемочного обоснования совпадало с базисными или корректурными точками.

Перед началом наземной фототопографической съемки производят рабочие поверки фототеодолитного комплекта, после чего приступают непосредственно к самой съемке. Работа на каждой базисной точке включает производство фототеодолитной съемки, измерение длины и угла наклона базиса и выполнение других, предусмотренных проектом съемки геодезических работ.

Работа с использованием фототеодолитного комплекта Photo 19/1318 включает в себя выполнение следующих операций:

на левой и правой точках базиса фотографирования устанавливают штативы. На левом штативе устанавливают фототеодолит, а на правом — визирную марку;

прибор центрируют, приводят в рабочее положение и измеряют его высоту i (до верхнего среза втулки подставки). Тогда общая высота прибора определится как сумма высоты i плюс некоторая постоянная величина Δi , принимаемая для фототеодолита Photo-11 см (при нулевом положении объектива), для тахеометра Theo-020 — 14 см, для визирной марки — 14 см и для базисной рейки — 4 см. Результаты измерений заносятся в журнал фототопографической съемки;

ориентируют фототеодолит и выясняют необходимость изменения положения объектива по высоте, для чего открывают крышку матового стекла, снимают крышку объектива и рассматривают изображение местности на матовом стекле и в случае необходимости для полного охвата местности смещают объектив вверх или вниз от нулевого положения. Иногда выполняют съемку при двух положениях объектива — верхнем и нижнем. Соответствующие положения объектива регистрируют в журнале фототопографической съемки;

закрывают объектив крышкой, удаляют рамку с матовым стеклом и вставляют в камеру кассету;

на нумераторе устанавливают номер соответствующей базисной точки, с которой производится съемка, а на регистраторе — вид съемки (A, AL или AR — при съемке с левой точки базиса и B, BL или BR — при съемке с правой точки);

проверяют правильность установки и ориентирования прибора, производят экспонирование, после чего извлекают кассету.

С каждой съемочной точки, как правило, сразу выполняют съемку с нормальными и равноотклоненными (вправо и влево) осями со стандартными углами скоса, равными для фототеодолита Photoe $\varphi = 35^\circ = 31^\circ 30'$ (см. рис. 102, б).

Завершив работу на левой точке базиса, снимают фототеодолит с подставки и переносят его на правую съемочную точку, а визирную марку переносят на левую. Перестановку фототеодолита и визирной марки проводят таким образом, чтобы не нарушить установку штативов.

Фотосъемки с левой и правой точек базиса фотографирования проводят по возможности с минимальным разрывом во времени. При этом каждый раз перед съемкой определяют выдержку по фотоэкспонетру.

Длину базиса фотографирования измеряют после съемки с относительной ошибкой не более $1:1000$. При длине базиса менее 50 м измерения производят компарированной рулеткой, а при больших длинах пользуются параллактическим методом измерения при помощи тахеометра и дальномерной базисной рейки. Одновременно с горизонтальными углами измеряют вертикальные углы на вторую точку базиса при двух кругах со средней квадратической ошибкой не более $\pm 30''$. Горизонтальные углы измеряют с ошибкой не более $\pm 15''$.

По мере накопления экспонированных пластинок проводят фотолабораторные работы с последующей проверкой фотографического и фотограмметрического качества негативов. Негативы неудовлетворительного качества подлежат пересъемке.

После получения негативов и контактных отпечатков производят топографическое дешифрирование, предназначенное для опознавания и фиксации на снимках точек съемочного обоснования и корректурных точек, а также объектов, подлежащих изображению на топографическом плане данного масштаба. В необходимых случаях дешифрирование производят в поле путем сличения снимков с местностью.

Основными объектами топографического дешифрирования являются:

- пункты государственной геодезической сети, точки съемочного обоснования и корректурные точки;
- элементы рельефа (например, обрывы, границы осыпей, скалы);
- контурные линии (например, леса, пашни, болота, озера, огороды);
- гидрографическая сеть;
- дороги с элементами земляного полотна и дорожного водоотвода;

геологические выработки (например, скважины, шурфы, расчистки);

линии связи, электропередачи, кабели, нефтепродуктопроводы, газопроводы, водоводы и т. д.;

отдельные здания и сооружения.

После окончания полевых работ представляют следующие основные материалы и документы: схему фототеодолитной съемки; схему съемочного обоснования и корректурных точек; комплект негативов фототеодолитной съемки; отдешифрованные снимки и ведомости дешифрирования; журнал фототеодолитной съемки; полевые журналы геодезических измерений; журнал оценки качества негативов и другие документы.

§ 82. СТЕРЕОФОТОГРАММЕТРИЧЕСКИЕ ПРИБОРЫ

Для стереофотограмметрической обработки наземных стереопар используют разнообразный парк фотограмметрических приборов: стереокомпараторы, стекометры и универсальные стереофотограмметрические приборы.

Стереокомпараторы служат для измерения координат X , Z , продольных p и поперечных q параллаксов точек местности.

При обработке наземных стереопар оказывается весьма эффективным использование стереокомпаратора 1818 производства фирмы «К. Цейс» (рис. 104), который состоит из станины 1, основной каретки 2 с расположенными на ней кареткой левого снимка 3 и параллактической кареткой, наблюдательной системы 10 и осветительного устройства 5.

На направляющих станины 1 установлена основная каретка 2, которую посредством маховичка 15 можно перемещать вдоль оси X прибора, при этом координату x считывают по счетчику 16 с ценой деления 0,02 мм. На основной каретке установлена каретка 3 левого снимка 4 и параллактическая каретка 9 правого снимка 8. Для установки удобного начального отсчета продольных параллаксов каретку левого снимка можно перемещать вдоль оси X при помощи винта 14. Перемещение параллактической каретки осуществляется посредством маховичка 11, при этом величины продольных параллаксов p отсчитывают по счетчику 7 с ценой деления 0,005 мм.

Наблюдательная система стереокомпаратора представлена подвижной и неподвижной частями. Подвижная часть, смонтированная внутри станины на специальной каретке, перемещается вдоль оси Z прибора при помощи маховичков 15 и 11. Величину координаты Z отсчитывают по счетчику 13 с ценой деления 0,02 мм. Посредством кольца с накаткой 12 можно перемещать правый объектив подвижной части относительно левого.

Рис. 104. Стереоскопатор 1818

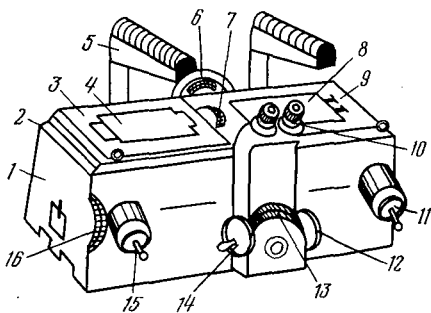
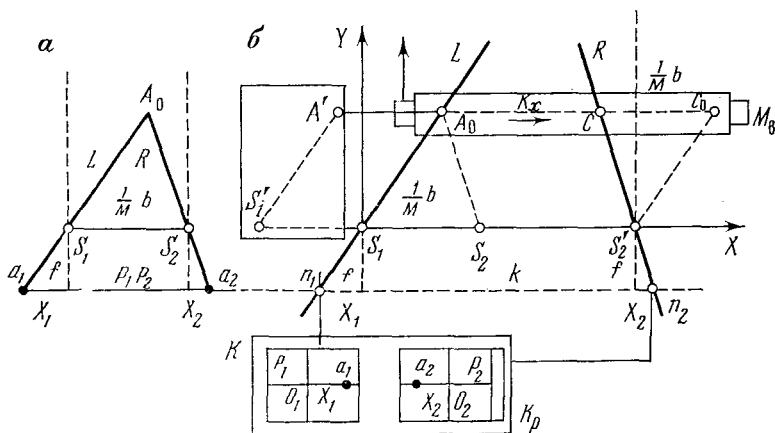


Рис. 105. Схема работы стереоавтографа:

a — нормальный случай съемки; *б* — параллелограмм стереоавтографа



Величина этого перемещения, определяющая поперечный параллакс, отсчитывается по счетчику 6 с ценой деления 0,01.

Стереоавтограф — высокоточный универсальный фотограмметрический прибор, предназначенный для составления топографических планов по наземным стереопарам при нормальном и равноотклоненном видах съемки. В приборе реализован механический принцип пространственной прямой фотограмметрической засечки, решение которой осуществляется двумя одновременно действующими механизмами определения планового и высотного положения точек местности.

Принцип работы стереоавтографа состоит в следующем. Для примера рассмотрим случай нормальной фотограмметрической съемки, представленной на рис. 105. Здесь S_1, S_2 — базис фотографирования; P_1, P_2 — снимки стереопары; $a_1(X_1, Z_1)$ и $a_2(X_2, Z_2)$ — изображение точки A соответственно на левом и правом снимках.

Если нанести на планшет центры проекций S_1 и S_2 и разместить на нем две линейки L и R , обеспечив возможность

вращения их вокруг этих центров, то повернув линейки таким образом, чтобы O_1a_1 и O_2a_2 стали соответственно равными X_1 и X_2 , на пересечении их можно установить положение точки A на планшете.

Однако, в связи с тем, что величина отрезка S_1S_2 (база фотографирования) в масштабе планшета весьма мала, в конструкции стереоавтографа используется параллелограмм (см. рис. 105, б). В этом случае центр вращения правой линейки принимается в точке S'_2 , принимаемой на произвольном расстоянии k от точки S_1 . Точка A_0 в приборе имитирует центр ролика, расположенного на каретке K_x мостика отстояний M_b . При этом мостик отстояний перемещается вдоль оси прибора Y , а каретка — вдоль оси X . Каретка имеет и второй ролик C , к которому крепится правая линейка. Учитывая, что линия AC параллельна $S_1S'_2$, то фигура $S_2AGS'_2$ будет параллелограммом. Ролики n_1 и n_2 связаны с главной и параллактической каретками, перемещающимися вдоль оси X стереокомпаратора.

Определение на стереоавтографе координат точки A местности осуществляют следующим образом:

устанавливают линейку направлений параллельно оси Y прибора;

наводят левый и правый микроскопы на метки оси Y соответствующих снимков;

устанавливают базис фотографирования смещением ведущего ролика линейки P влево, параллельно оси X на величину $(1/M) b$ (где M — масштаб составляемого плана);

движением мостика отстояний и каретки, а также движениями бинокулярного микроскопа и правого снимка относительно левого параллельно оси Y наводят левый микроскоп на точку a_1 левого снимка и правый микроскоп — на точку a_2 правого, при этом центр ведущего ролика укажет плановое положение точки A местности, а отрезки A_0a и S_1A_0 окажутся равными координатам X и Y точки A в масштабе плана. Для определения координат любой другой точки выполняют только последнюю из перечисленных операций.

При обработке материалов наземных фототопографических съемок используют также универсальный фотограмметрический прибор Технокарт, производства фирмы «К. Цейс». Некоторые конструктивные особенности этого прибора делают его более универсальным по сравнению со стереоавтографом.

Этот прибор также реализует механический принцип пространственной засечки, посредством системы плоских линеек. Прибор позволяет обрабатывать снимки форматом от 4×4 до 23×23 см, снятых фотокамерами с фокусными расстояниями 50—215 мм, при этом снимкодержатели могут поворачиваться в плоскости снимка на 360° . Прибор оснащен координатографом, связанным с обрабатывающим прибором корданной или

сельсинной передачей. В последнем случае имеется возможность подключения координметра для регистрации измеренных координат с последующей подготовкой кроме топографического плана и цифровой модели местности.

Другие виды стереофотограмметрических приборов, используемых при обработке наземных фототопографических снимков, представлены в специальной литературе.

§ 83. КАМЕРАЛЬНЫЕ РАБОТЫ

Камеральные работы при проектировании объектов строительства с использованием материалов фототеодолитных съемок выполняют прежде всего с целью составления крупномасштабных планов и цифровых моделей местности, а также для решения других инженерных задач (например, для планово-высотного обоснования аэросъемок, ландшафтного проектирования автомобильных дорог, обследования существующих искусственных сооружений, при выполнении морфометрических работ на пересечениях водотоков и т. д.).

В наземной фотограмметрии применяют три способа камеральной обработки стереопар: графический, графо-механический и аналитический.

Независимо от используемого способа обработки материалов фототеодолитных съемок процессу подготовки топографических планов и ЦММ предшествует этап корректуры модели для исключения погрешностей, связанных с ошибками ориентирования.

Графический способ применяют для составления топографических планов при отсутствии универсальных стереофотограмметрических приборов, например, стереоавтографов. Планы составляют путем рисовки ситуации и рельефа по характерным точкам местности, плановое и высотное положение которых определяют по стереопарам на стереокомпараторе, изменением координат X , Z и продольных параллаксов p . Съемочные точки наносят на прозрачную основу с помощью простейших построительных приборов, графически решающих уравнения нормального и равноотклоненного видов съемок, с последующим копированием готового участка плана на планшет.

Существенными недостатками графического способа являются низкая производительность труда и невозможность непосредственной подготовки ЦММ в ходе обработки стереопар. Если до внедрения в съемочный процесс универсальных стереофотограмметрических приборов графический способ был основным при обработке материалов фототеодолитных съемок, то впоследствии он был практически полностью вытеснен графо-механическим и аналитическим способами обработки.

Графо-механический способ применяют при наличии универсальных стереофотограмметрических приборов, обеспечивающих процесс измерения снимков с одновременным вычерчиванием топографического плана на координатографе.

Несмотря на более высокую производительность при изготовлении топографических планов графо-механический способ (также как и графический) не дает возможности непосредственной подготовки цифровых моделей местности в ходе измерения снимков, при этом качество топографических планов и скорость их подготовки оказываются существенно ниже, чем при автоматизированной обработке на ЭВМ с использованием современных графопостроителей. Однако, использование стереофотограмметрических приборов типа Технокарт в комплекте с координетром позволяет в известной мере исключить перечисленные выше недостатки.

Аналитический способ используют при измерениях наземных стереопар на стереофотограмметрических приборах с автоматической регистрацией результатов измерений, вычислением на ЭВМ координат точек местности и вычерчиванием топографических планов на графопостроителях с одновременной подготовкой массивов точек ЦММ.

При обработке снимков аналитическим способом измеряют координаты и параллаксы характерных точек местности по стереопарам с записью их на магнитные носители, либо непосредственно в память компьютера, определение же координат точек местности производят аналитически на ЭВМ по формулам.

Аналитический способ обеспечивает наибольшую точность обработки материалов фототеодолитных съемок в связи с тем, что позволяет решать уравнения связи между координатами точек местности и координатами их изображений на снимках практически с любой степенью точности. Именно по этой причине погрешность аналитического способа обуславливается главным образом ошибками полевых измерений, искажениями снимков и ошибками измерений координат и параллаксов точек на стереопарах.

На современном этапе развития науки и техники аналитический способ обработки материалов фототеодолитных съемок является наиболее перспективным в виду следующего:

- дает возможность обеспечить высокую степень автоматизации процесса подготовки топографических планов;

- дает возможность в ходе работ по подготовке топографических планов формировать массивы точек ЦММ;

- обеспечивает высокую точность измерений и высокое качество топографических планов и ЦММ;

- обеспечивает высокую производительность труда при обработке материалов съемочных работ, что особенно важно в связи с резким увеличением объемов изыскательских работ при пере-

ходе на технологию и методы системного автоматизированного проектирования объектов строительства (САПР).

Однако, следует иметь в виду, что аналитический способ камеральной обработки материалов фототеодолитных съемок оказывается эффективным лишь при обязательном условии использования современных стереофотограмметрических приборов с автоматическими регистраторами измеренных координат и ЭВМ, оснащенных развитым парком периферийного оборудования и, в частности, оснащенных быстродействующими графопостроителями.

Глава 14

АЭРОФОТОСЪЕМКА

§ 84. ВИДЫ АЭРОСЪЕМОК, ИХ ОСОБЕННОСТИ И НАЗНАЧЕНИЕ

Аэрофотосъемкой называют комплекс работ, выполняемых для получения топографических планов и цифровых моделей местности с использованием материалов фотографирования местности с летательных аппаратов, либо из космоса.

На современном этапе в связи с переходом на технологию и методы системного автоматизированного проектирования объектов строительства (САПР) и резким увеличением объемов необходимой для проектирования изыскательской информации аэрофотосъемка выступает как основной вид изыскательских работ, позволяющий при резком увеличении производительности полевых изысканий перенести основной объем работы по получению изыскательской информации о местности в камеральные условия с широким привлечением для этих целей современных стереофотограмметрических приборов с автоматической регистрацией измеренных координат точек местности, ЭВМ, графопостроителей и других средств автоматизации.

Под аэроизысканиями понимают комплекс специальных воздушных, наземных полевых и камеральных работ, направленных на получение исходной топогеодезической, инженерно-геологической, гидрогеологической, гидрометеорологической, экономической и другой информации для разработки проектов объектов строительства.

Значительный опыт, накопленный в области применения аэрометодов при изысканиях, показывает их исключительную эффективность по сравнению с традиционными методами сбора информации как в части резкого снижения трудоемкости и

сокращения сроков изысканий, так и в части широты охвата различных видов информации, необходимой для проектирования.

Методы аэрофотограмметрии, применявшиеся эпизодически и при традиционном проектировании, являются уже обязательным и наиболее важным элементом технологии изысканий при проектировании на уровне САПР.

Аэроизыскания объектов строительства состоят из аэросъемочных, аэрогеодезических, аэрогеологических, аэрогидрологических и других специальных инженерных работ. Аэроизыскания выполняют в три этапа: подготовительный, полевой и камеральный.

В подготовительный период осуществляют сбор топогеодезической информации и материалов аэросъемок прошлых лет, обосновывают полосу варьирования трассы и составляют проект производства полевых и камеральных аэрофотограмметрических работ.

В полевой период производят: наземные геодезические работы по созданию опорной сети; закрепление и маркировку точек; прокладку теодолитных ходов; различные виды аэросъемочных работ; привязку и дешифрирование аэроснимков.

В камеральный период выполняют полную обработку результатов геодезических измерений, стереофотограмметрические работы, аналитическую фототриангуляцию на ЭВМ, составляют топографические планы и цифровые модели местности (ЦММ).

В зависимости от решаемых задач используют различные виды аэросъемок. Наибольшее распространение в практике изысканий получила плановая аэрофотосъемка, когда ось аэрофотографического аппарата расположена почти отвесно. С помощью плановой аэрофотосъемки получают наибольший объем информации о рельефе, ситуации и других особенностях местности.

Перспективная аэрофотосъемка производится при наклонном положении оптической оси аэрофотоаппарата. Перспективная аэрофотосъемка используется в процессе воздушных обследований и при воздушном дешифрировании плановой аэрофотосъемки. Кроме того, при автоматизированном проектировании автомобильных дорог перспективную аэрофотосъемку широко используют для оценки вписывания полотна автомобильной дороги в окружающий ландшафт и для решения различных экологических проблем.

Радиолокационная аэросъемка может выполняться как днем, так и ночью. Радиолокационная аэросъемка не зависит от метеорологических условий местности и может производиться сквозь облачный покров. Отличительной особенностью радиолокационной съемки является то, что она позволяет изучать не только строение рельефа местности, но и гео-

логическое и гидрогеологическое ее строение, т. е. изучать подповерхностное строение местности.

Инфракрасная (тепловая) аэрофотосъемка осуществляется с использованием специальных сканирующих устройств — тепловизоров и позволяет изучать строение местности в инфракрасном спектре излучений. Инфракрасная аэрофотосъемка оказывается особенно эффективной при изысканиях объектов строительства в районах со сложными инженерно-геологическими и гидрогеологическими условиями (вечномерзлые грунты, болота, оползни и т. д.).

Спектроразноцветную аэрофотосъемку (на цветной двухслойной аэропленке) используют для оценки почвенно-грунтовых, гидрогеологических условий района изысканий, для нанесения на топооснове границ и типов земельных и лесных угодий с последующей оценкой стоимостей отвода земель под инженерные сооружения, а также для разведки местных строительных материалов. Спектроразноцветную аэрофотосъемку, передающую окраску объектов в условных цветах, наиболее эффективно применять в районах с различным растительным покровом. При определении состава, влажности и типа грунтов используют их связь с характером естественного растительного покрова.

Цветную аэрофотосъемку (на цветной трехслойной аэропленке) применяют в районах крупных населенных пунктов, на территориях с развитой сетью дорог, с обилием малоконтрастных и мелких объектов, в пустынных и горных районах со сложным геологическим строением. В этих условиях цветная аэрофотосъемка наиболее эффективна, поскольку передает окраску объектов в естественных цветах.

В ходе аэроизысканий различают следующие виды полевых и камеральных работ.

Аэрогеодезические работы выполняют в поле при создании опорной геодезической сети аэрофотосъемки и камерально при стереофотограмметрической обработке материалов аэросъемки. При автоматизированном проектировании аэрогеодезические работы направлены главным образом на преобразование изображений земной поверхности для составления топографических планов и ЦММ.

Важным этапом стереофотограмметрической обработки аэроснимков является не только получение цифровой информации о рельефе местности, но и дешифрирование — выявление отдельных объектов и ситуационных особенностей местности (леса, пашни, болота, реки, озера, дороги, населенные пункты, отдельные строения и объекты и т. д.).

Аэрогеологические работы — это комплекс воздушных, наземных и камеральных работ по установлению геологических, почвенно-грунтовых и гидрогеологических условий

местности. Аэрогеологические работы включают в себя также поиск и разведку местных дорожно-строительных материалов.

Аэрогидрологические работы направлены на выявление морфометрических и гидрологических характеристик водотоков, типа и интенсивности руслового процесса, ледового режима, характеристик малых водосборов и т. п. Эта информация необходима для проектирования мостовых переходов, малых искусственных сооружений (например, водопропускных труб, малых мостов) и системы поверхностного водоотвода.

Аэроизыскания проводят с использованием развитого парка современного аэрофотосъемочного и стереофотограмметрического оборудования при широком привлечении для обработки материалов аэросъемок ЭВМ, графопостроителей и других средств автоматизации.

§ 85. АЭРОСНИМКИ. ЭЛЕМЕНТЫ ОРИЕНТИРОВАНИЯ. МАСШТАБЫ

Основной продукцией аэросъемочного процесса являются аэроснимки местности. Каждый аэроснимок представляет собой центральную проекцию участка местности, образованную связкой проектирующих лучей, проходящих через центр проекции S — объектив фотокамеры (рис. 106).

Как следует из рис. 106, *а* изображение на снимке каждой точки земной поверхности A, O, B, C (на снимке точки c, o, b, a) получается в результате пересечения соответствующих лучей с плоскостью аэроснимка. Луч OSo , перпендикулярный плоскости аэроснимка, называют главным лучом (оптическая ось аэрофотоаппарата), а основание перпендикуляра OSo (точка o) называют главной точкой аэроснимка. Главная точка снимка находится на пересечении линий, соединяющих противоположные координатные метки аэроснимка (рис. 106, *б*).

Положение любой точки местности по аэроснимкам определяют, как и по наземным снимкам, в геодезической и фотограмметрической системах координат. Для определения положения точки на аэроснимке используют плоскую прямоугольную систему координат (см. рис. 106, *б*), обозначенную через $O'XY$. Ось абсцисс X принимают совпадающей с прямой 1—2, а ось ординат Y — с прямой 3—4. Тогда положение точки на аэроснимке определяется координатами

$$x = O'm'; \quad y = m'm. \quad (14.1)$$

Параметры, определяющие положение плоскости аэроснимка относительно центра проекций S называют элементами внутреннего ориентирования. К ним относят координаты главной точки аэроснимка O и фокусное расстояние объектива аэрофотокамеры f_k . Элементы внутреннего ориенти-

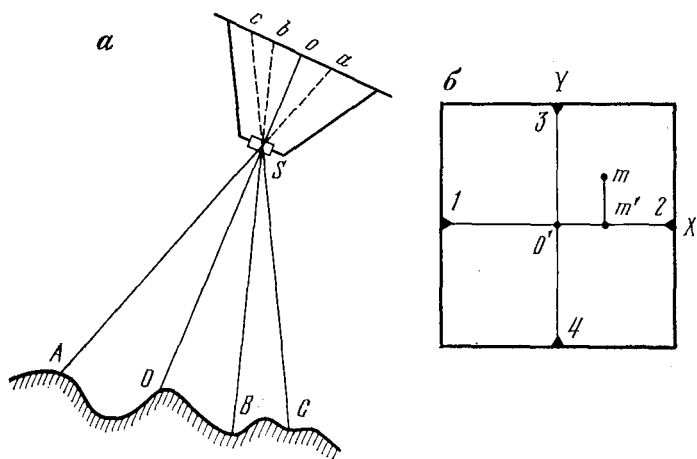


Рис. 106. Схема определения положения точек местности на аэроснимке:
 а — центральная проекция аэроснимка; б — оси координат аэроснимка

рования позволяют восстанавливать связку лучей, существовавшую в момент фотографирования.

Параметры, определяющие положение аэроснимка в пространстве в момент фотографирования относительно принятой системы координат, называют элементами внешнего ориентирования.

В аэрофотограмметрии различают две системы элементов внешнего ориентирования аэроснимков.

К первой системе элементов внешнего ориентирования относят следующие параметры (рис. 107, а): X_s, Y_s, Z_s — пространственные координаты центра проекций S ; α_0 — угол отклонения главного луча (оптической оси аэрофотоаппарата) в момент фотографирования от отвесной линии; α — дирекционный угол главного луча, т. е. угол между осью X и проекцией главного луча на горизонтальную плоскость XY ; χ — угол поворота снимка, т. е. угол на снимке между главной вертикалью и осью Y .

Ко второй системе элементов внешнего ориентирования относят (рис. 107, б): X_s, Y_s, Z_s — координаты центра проекций; γ — продольный угол наклона снимка, заключенный между осью Z и проекцией главного луча на плоскость XZ ; ω — поперечный угол наклона снимка, составленный главным лучом с плоскостью XZ ; χ — угол поворота снимка.

Аналогично наземным снимкам аэроснимки имеют девять элементов ориентирования: три элемента внутреннего ориентирования и шесть элементов внешнего ориентирования.

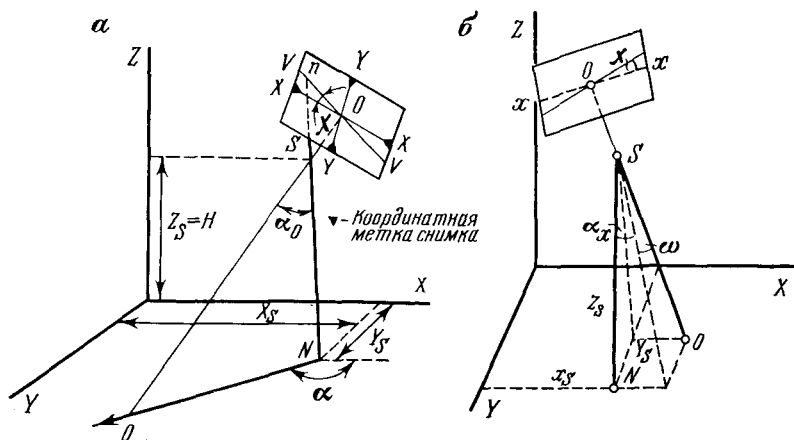


Рис. 107. Системы внешнего ориентирования аэроснимка:
а — первая; б — вторая

Из рассмотренных выше, первая система внешнего ориентирования принимается при фотограмметрических работах с одним аэроснимком, вторая — со стереопарой.

При плановой аэросъемке отклонение оптической оси аэрофотокамеры от отвесного положения α_0 как правило не превышает 3° . В случае применения гиросtabilизирующего устройства α_0 обычно составляет в пределах $10'$. В то же время при перспективных аэрофотосъемках оптическая ось аэрофотокамеры отклоняется от отвесной линии на значительные углы, достигающие $70-80^\circ$.

Отношение длины отрезка на аэрофотоснимке к длине того же отрезка на местности называют численным масштабом аэроснимка. Как следует из рис. 108 масштаб аэроснимка будет равен

$$\frac{ab}{AB} = \frac{f_k}{H}, \quad (14.2)$$

где f_k — фокусное расстояние объектива аэрофотокамеры; H — высота фотографирования.

Таким образом, если местность практически горизонтальна, а аэрофотосъемка произведена при строго отвесном положении оптической оси аэрофотокамеры, то аэроснимок подобен местности и масштаб его равен

$$\frac{1}{m} = \frac{f_k}{H}. \quad (14.3)$$

При наклонном положении оптической оси аэрофотокамеры, а также при пересеченном либо горном рельефе местности мас-

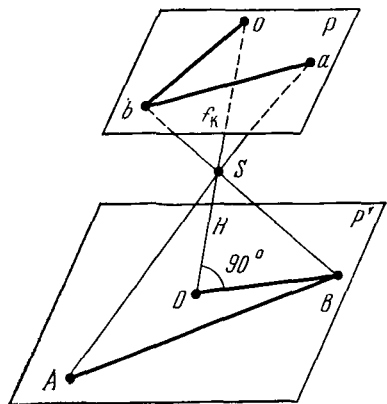


Рис. 108. Схема определения масштаба аэроснимка

Рис. 109. Смещенные изображения точек на аэроснимке в плане из-за рельефа

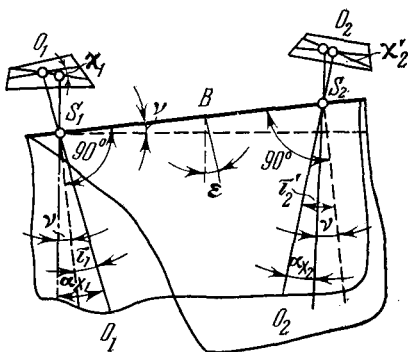
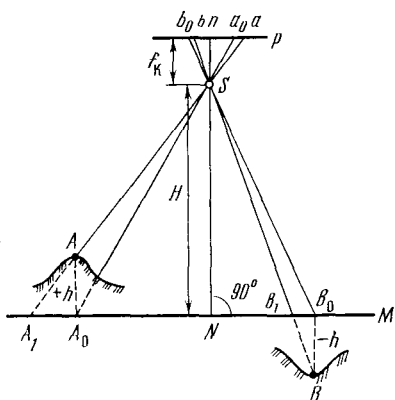


Рис. 110. Элементы взаимного ориентирования аэроснимков. Вид аэро-съемочного маршрута сбоку

штаб аэроснимка для разных его частей будет неодинаков. В частности при отклонении оптической оси аэрофотокамеры от отвесной линии на угол α_0 масштаб аэроснимка в разных его точках находят по формуле

$$\frac{1}{m} = \frac{f_k}{H} \left(1 - \frac{3}{2} \frac{\sin \alpha_0}{f_k} y \right). \quad (14.4)$$

При пересеченном и горном рельефе местности масштаб аэроснимка будет переменным также в связи с искажениями из-за рельефа. Как следует из рис. 109, если точка A имеет превышение $(+h)$ и точка B $(-h)$ относительно условного горизонта, а точки A_0 и B_0 их ортогональные проекции, то точки a_0 , a и b_0 , b , являются соответственно центральными проекциями этих точек на аэроснимке P . Как видно, в этом случае расстояния $aa_0 = \delta_{h_a}$ и $bb_0 = \delta_{h_b}$ являются смещениями точек a и b на аэроснимке за счет соответствующих превышений. Только в одной точке N аэроснимка — точке надира (см. рис. 109),

являющейся проекцией отвесной линии, проходящей через центр объектива, искажений из-за рельефа не будет, т. е. $\delta_h = 0$. В связи со сказанным, при рисовке контуров и горизонталей в положение соответствующих точек необходимо вводить поправки за рельеф местности δ_h по направлению к главной точке аэроснимка при положительном превышении и в обратную сторону — при отрицательном.

Если положение одного аэроснимка в пространстве определяют шесть элементов внешнего ориентирования, то положение стереопары определяют уже 12 элементов.

$$X_{S1}, Y_{S1}, Z_{S1}, \alpha_{x1}, \omega_1, \chi_1;$$

$$X_{S2}, Y_{S2}, Z_{S2}, \alpha_{x2}, \omega_2, \chi_2.$$

Различают две системы взаимного ориентирования аэро-стереопар:

в первой системе положение аэроснимков стереопары устанавливают по расположению правого снимка относительно левого (аналогично наземной фототеодолитной съемке) (рис. 110). При этом определяют: взаимный продольный угол наклона фотоснимков $\Delta\alpha_x = \alpha_{x2} - \alpha_{x1}$; поперечный угол наклона $\Delta\omega = \omega_2 - \omega_1$; взаимный угол разворота $\Delta\chi = \chi_2 - \chi_1$; дирекционный угол базиса фотографирования; угол наклона базиса фотографирования к горизонту ν . Следовательно, элементы внешнего ориентирования в этом случае будут представлены следующими параметрами:

$$X_{S1}, Y_{S1}, Z_{S1}, \alpha_{x1}, \omega_1, \chi_1, B, \Delta\alpha_x, \Delta\alpha_y, \Delta\chi, \psi, \nu;$$

во второй — по расположению аэроснимков относительно базиса фотографирования (см. рис. 110). В базисной системе взаимного ориентирования стереопары положение аэроснимков устанавливают относительно базиса фотографирования. Для этого определяют: взаимный продольный угол наклона аэроснимков относительно нормали к базису τ_1, τ_2 ; взаимный поперечный угол наклона главных базисных плоскостей между собой ε ; углы поворота снимков в своих плоскостях χ_1, χ_2 . Таким образом для этого случая элементы внешнего ориентирования будут представлены следующими параметрами:

$$X_{S2}, Y_{S2}, Z_{S2}, \alpha_{x2}, \omega_1, \chi_1, B, \tau_1, \tau_2, \chi_1, \chi_2, \varepsilon.$$

§ 86. ОРГАНИЗАЦИЯ ЛЕТНОСЪЕМОЧНОГО ПРОЦЕССА. АЭРОФОТОСЪЕМОЧНОЕ ОБОРУДОВАНИЕ

Аэросъемочный процесс состоит из подготовительных, летно-съемочных, топографо-геодезических, фотолабораторных и контрольно-сдаточных работ.

В подготовительный период прежде всего решают вопросы объемов и сроков выполнения аэросъемочных работ. В частно-

сти, при проектировании автомобильных дорог на уровне САПР-АД аналитически (с использованием специального программного обеспечения и ЭВМ) обосновывают полосу варьирования трассы. Для уточнения границ аэросъемки используют топографические карты и материалы инженерно-геодезических изысканий, а также аэроизысканий прошлых лет. В отдельных случаях прибегают к рекогносцировочным воздушным обследованиям по принципиальным вариантам направления трассы.

В зависимости от стадии проектирования (технико-экономическое обоснование — ТЭО, проект — П, рабочая документация — РД или рабочий проект — РП) устанавливают требуемые масштабы аэросъемки и намечают аэросъемочные маршруты, составляют полетную карту и знакомятся с районом аэросъемочных изысканий.

В подготовительный период осуществляют также установку, поверку и юстировку аэрофотосъемочного оборудования.

Летносъемочные работы осуществляют с самолетов, вертолетов или из космоса со спутников в благоприятное для съемок время. При этом аэросъемочные работы могут осуществляться при полном отсутствии облачности (при солнечном освещении), либо, наоборот, при сплошной высокой облачности. В залесенных районах аэрокосмические съемки производят весной или осенью при отсутствии лиственного покрова. При производстве аэрогидрометрических работ аэросъемочный процесс приурочивают к периоду прохождения на исследуемых водотоках паводков и т. д.

В зависимости от назначения аэрофотосъемки она может быть маршрутной либо площадной (многомаршрутной).

При маршрутной аэрофотосъемке снимают относительно узкую полосу вдоль некоторого направления (например, вдоль трассы линейного сооружения — автомобильной дороги, канала) и получают один маршрут, состоящий из аэроснимков, имеющих только продольное перекрытие (рис. 111, а).

При площадной аэрофотосъемке снимают площади, имеющие относительно большую ширину (например, сложные участки автомобильных дорог, при проектировании лесоустройства) и получают материалы фотографирования, представленные параллельными (обычно прямолинейными) маршрутами, имеющими не только продольное, но и поперечное перекрытие (рис. 111, б).

Продольное перекрытие снимков обычно составляет 60 % их площади, с тем, чтобы на каждом снимке были отображены главные точки смежных снимков, что необходимо для последующей камеральной обработки стереопар. Поперечное перекрытие аэроснимков принимают от 20 до 60 % площади.

Аэрофотосъемка производится с использованием специальной аэрофотосъемочной аппаратуры, устанавливаемой на само-

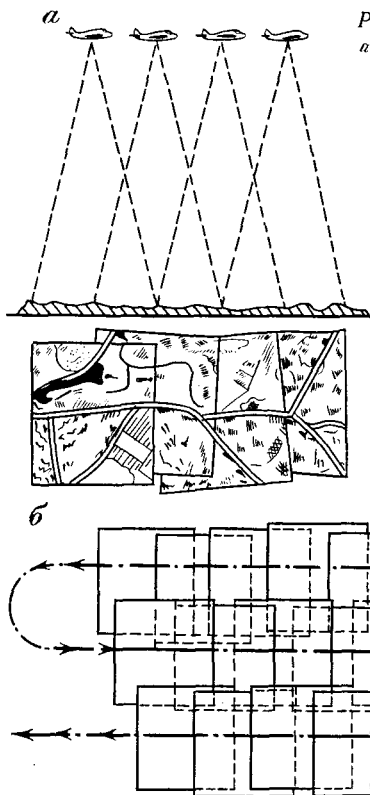


Рис. 111. Виды аэросъемок:
а — маршрутная; б — площадная

лете, вертолете, либо искусственном спутнике Земли. Современные аэрофотосъемочные системы — это сложные устройства, состоящие из фотокамеры с объективом, экспонирующим устройством и прикладной рамкой, кассеты, управляющего прибора и двигательного механизма. В ряде случаев, кроме того, аэрофотокамеры снабжаются гиросtabilизирующими установками для автоматического приведения оптической оси фотокамеры в положение, близкое к отвесному.

С помощью объектива со сменными светофильтрами в плоскости прикладной рамки устанавливается резкое и геометрически правильное изображение местности. Затвор аэрофотокамеры обеспечивает установку выдержки и диафрагмы в зависимости от чувствительности пленки и освещенности снимаемой местности. Прикладная рамка имеет четыре координатные метки, расположенные на противоположных ее сторонах, при этом пересечение прямых, соединяющих противоположные метки, определяет положение главной точки аэроснимка (см. рис. 106, б). Размеры прикладной рамки в современных аэрофото-

камерах, определяющие формат кадра, обычно бывают 18×18 , 23×23 и 30×30 см. Одной из широко используемых в аэросъемочном процессе, является серийно выпускаемая отечественной промышленностью аэрофотокамера АФА-ТЭ. Эта аэрофотокамера имеет размер прикладной рамки 18×18 см. Фотообъективы, жестко соединенные с прикладной рамкой, выпускаются с фокусными расстояниями f_k : 50, 70, 100, 140, 200, 350 и 500 мм. Аэрофотокамера АФА-ТЭ имеет устройство, обеспечивающее автоматическое управление работой затвора и кассеты для обеспечения заданного интервала аэросъемки с целью получения требуемого продольного перекрытия, а также устройство автоматической установки выдержки в зависимости от освещенности местности. В ходе аэросъемок используется специальное аэронавигационное оборудование для определения высот фотографирования (радиовысотомеры и статоскопы), при этом показания этих приборов автоматически фиксируются на фотопленке.

После набора необходимой высоты руководитель аэросъемочных работ определяет параметры полета самолета (вертолета) по съемочным маршрутам и рассчитывает режим работы аэрофотосъемочного оборудования. Фотооператор устанавливает съемочную аппаратуру на нужный режим работы и включает ее при входе летательного аппарата в пределы съемочного маршрута. Кроме собственно аэрофотокамеры включается в работу гиросtabilизирующая установка, радиовысотомер и статоскоп. В конце маршрута аэросъемочная аппаратура выключается и вновь включается после разворота самолета (вертолета) и захода на следующий съемочный маршрут и т. д.

По окончании лётносъемочных работ выполняют фотолабораторные работы, состоящие из проявления аэрофильмов и получения на их основе аэрофотоснимков и диапозитивов. Использование в процессе фотолабораторных работ современных светокопировальных станков, позволяющих автоматически выравнивать различную плотность отдельных участков негативов, обеспечивает получение аэроснимков и диапозитивов высокого качества.

§ 87. ПЛАНОВО-ВЫСОТНОЕ ОБОСНОВАНИЕ АЭРОСЪЕМОК

Непосредственно лётносъемочному процессу предшествует комплекс наземных геодезических работ, связанных с созданием планово-высотного обоснования аэросъемок.

Плановое положение контурных точек аэроснимков устанавливают в камеральных условиях путем построения плановой фототриангуляции. При этом в ходе полевых наземных геодезических работ устанавливают координаты соответствующего

числа точек, необходимого для обоснования фототриангуляции. Контурные точки аэроснимков, координаты которых определены в результате наземных геодезических работ привязкой к пунктам государственной геодезической сети, называют плановыми опознаками. Опознаки устанавливают в местах четких контуров местности и закрепляют деревянными либо бетонными знаками.

Число опознаков и среднее расстояние между ними зависит прежде всего от масштаба аэросъемки и рельефа местности.

Привязку плановых опознаков производят прямыми и обратными засечками, а также прокладкой теодолитных ходов. Возможные способы привязки плановых опознаков регламентированы в действующих руководствах по тахеометрическим съемкам.

Местоположение опознаков тщательно определяют и накладывают на аэроснимках. Накол обводят красной тушью кружком радиусом 0,5 см. На обратной стороне аэроснимка составляют абрис расположения опознака по отношению к ближайшим четким контурам местности. Абрис сопровождается соответствующими поясняющими надписями. Для обеспечения необходимой точности последующего фотограмметрического сгущения ошибка в определении положения опознаков на аэроснимках не должна превышать 0,1 мм в масштабе создаваемого топографического плана.

При производстве камеральных стереофотограмметрических работ осуществляют рисовку горизонталей и подготовку цифровых моделей местности. Для обеспечения этого вида камеральных топографо-геодезических работ в поле выполняют комплекс наземных геодезических измерений по созданию высотного обоснования аэросъемки. Для этой цели получают высоты ряда контурных, хорошо опознаваемых на аэроснимках, точек, называемых высотными опознаками. Следует отметить, что при создании планового обоснования аэросъемок как правило определяют не только координаты опознаков в плане, но и их высоты. Таким образом, плановые опознаки одновременно являются и высотными.

Привязку высотных опознаков производят к пунктам государственной геодезической сети (или к трассе линейного сооружения), обычно методами геометрического или тригонометрического нивелирования.

Высотные опознаки, закрепляемые на местности стандартными столбами, выбирают на четких контурах местности легко опознаваемых на снимках, на спокойных участках рельефа местности. Часто высотные опознаки устанавливают на урезах воды рек и озер, что в ходе камеральной обработки дает возможность дополнительного сгущения высотной сети обоснования. Количество и точность опознаков зависят от масштаба

аэросъемки, рельефа местности, принятого метода фотограмметрической обработки стереопар, а также от качества летно-съемочных работ. Однако, на каждую стереопару в пределах взаимного перекрытия требуется не менее четырех высотных опознаков. Ошибка в определении высот опознаков допускается не более $\frac{1}{5}$ высоты сечения для равнинного рельефа и $\frac{1}{3}$ высоты сечения — для горного.

Опознанные на аэроснимках высотные опознаки накалывают и закрепляют черной тушью кружком радиусом 0,5 см. На обратной стороне снимка изображается абрис с поясняющими надписями.

Опознанные на аэроснимках пункты государственной геодезической сети закрепляются красным треугольником со стороной 1 см.

В задачу камеральных работ входит обработка аэроснимков с последующим получением топографических планов и цифровых моделей местности. Однако для этой цели требуется исправление искажений аэроснимков и приведение их к одному масштабу. Процесс исправления искажений аэроснимков и приведение их к одному масштабу называют **трансформированием**.

Как уже отмечалось, для трансформирования и монтажа аэроснимков необходимо знать координаты четырех контурных точек для каждого аэроснимка. Необходимые для этой цели точки могут быть получены в процессе полевых наземных геодезических работ. Однако, учитывая, что для получения необходимого количества точек требуются большие затраты труда и времени, ограничиваются минимальным их числом, а дальнейшее сгущение опорных точек в нужном для качественного трансформирования количестве осуществляют в камеральных условиях.

Метод сгущения опорных контурных точек в камеральных условиях, необходимых для трансформирования аэроснимков, называют фототриангуляцией. Метод плановой триангуляции основан на том свойстве аэроснимков, что углы между направлениями, проведенными из точки нулевых искажений, равны горизонтальным углам с теми же направлениями на местности.

При плановой аэрофотосъемке, когда углы отклонения оптической оси аэрофотокамеры от отвесной линии не превышают 3° , при относительно спокойном рельефе местности вполне допустимо вместо точки нулевых искажений использовать главную точку снимка, либо любую рядом лежащую контурную точку на расстоянии не превышающем $\frac{f_k}{50}$ Эти контурные точки

называют **центральными**. И только при построении фототриангуляции по аэроснимкам в горной местности в качестве вершины углов обязательно принимают точку надира.

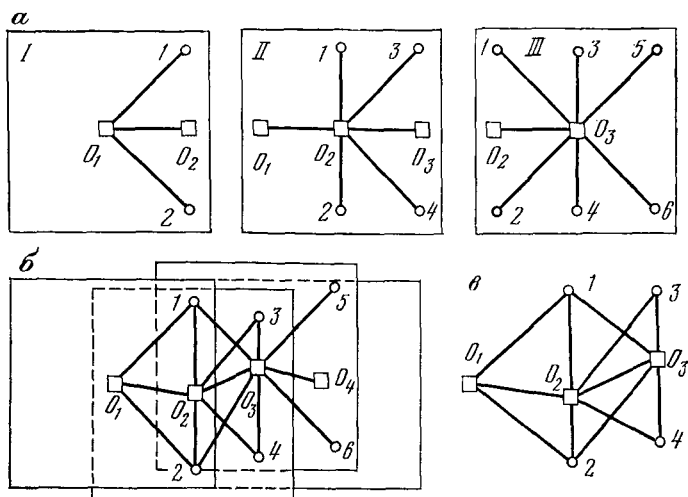


Рис. 112. Маршрутная фототриангуляция:

a — центральная точка на снимках с поперечными направлениями; b — базис; v — построение на плане базиса и положение плановых точек

Построение фототриангуляции (в частности, маршрутной) непосредственно по аэроснимкам возможно лишь при продольном перекрытии снимков не менее 55 %. В этом случае на каждом аэроснимке будет зона тройного перекрытия и главная точка каждого снимка изобразится на двух смежных снимках (рис. 112). Например, точка O_2 снимка II изобразится и на снимках I и III .

На каждом снимке накалывают центральную точку и центральные точки соседних аэроснимков. Линии, соединяющие эти точки на каждом снимке, называют базисами. Затем в зоне тройного перекрытия выбирают контурные точки 1, 2 и 3, 4, называемые связующими (рис. 112, б). Из центральной точки каждого аэроснимка проводят направления на все связующие точки (см. рис. 112, а).

На листе бумаги строят первый базис (например, O_1O_2) и при помощи восковки переносят с аэроснимков направления на связующие точки, прочерченные с концов этого базиса. Пересечение соответствующих направлений определит плановое положение связующих точек 1, 2 и 3, 4 и т. д. (рис. 112, в). Таким образом получают сеть неориентированной плоской фототриангуляции в масштабе базиса O_1O_2 .

Для использования полученной таким образом сети при трансформировании аэроснимков и составлении фотопланов ее редуцируют, т. е. приводят к заданному масштабу и ориентируют относительно принятой системы координат. Для редуци-

рования фототриангуляционной сети необходимо иметь среди ее точек не менее двух с известными координатами, полученными в результате выполненных наземных геодезических работ, при этом эти точки должны по возможности размещаться в начале и конце фототриангуляционной сети.

В последние годы вместо графической фототриангуляции стали применять аналитическую с использованием специального программного обеспечения и ЭВМ.

§ 88. НАКИДНОЙ МОНТАЖ. ОЦЕНКА КАЧЕСТВА СЪЕМОЧНЫХ РАБОТ. ФОТОСХЕМЫ

После завершения аэрофотосъемочного процесса кассеты с снятыми аэроснимками направляют в полевую, либо стационарную фотолабораторию, где снимки проявляют, закрепляют, промывают и сушат. Каждому негативу присваивается свой порядковый номер и шифр, после чего на копировальных приборах получают соответствующее количество отпечатков.

Накладывая аэроснимки друг на друга перекрывающимися частями и прикрепляя их кнопками к твердой основе, получают накидной монтаж. Накидной монтаж затем фотографируют и получают его копию на фотобумаге, называемую репродукцией накидного монтажа. Накидной монтаж позволяет выполнить оценку качества летносъемочных работ. При оценке качества аэросъемки по снимкам накидного монтажа оценивают отклонения полученных продольных и поперечных перекрытий от заданного значения, неизменность высоты фотографирования, прямолинейность залета и другие показатели качества аэросъемки. Считают, что качество аэросъемки можно признать удовлетворительным при следующих минимальных значениях перекрытий: продольного — 53 %, поперечного — 15 %.

Высота полета может меняться в пределах 5 %. Прямолинейность маршрута на накидном монтаже оценивают измерением расстояний до главных точек аэроснимков от прямой, соединяющей главные точки крайних снимков маршрута. Отклонения от прямой линии не должны превышать 3 % от общей длины маршрута.

От качества выполненного залета во многом зависит и качество последующих фотограмметрических работ, а следовательно и качество получаемой конечной продукции: топографических планов и ЦММ. Именно поэтому при обнаружении отклонений от требований, предъявляемых к качеству аэросъемки, забракованные маршруты переснимают вновь.

Приближенный план местности, составленный из аэроснимков путем монтирования их рабочих частей по идентичным контурам, называют фотосхемой. Фотосхема представляет

собой сплошное фотографическое изображение снятого участка местности. Однако, фотосхемы имеют существенные погрешности вследствие искажений аэроснимков, разномасштабности и неточности монтажа. Эти погрешности выражаются, в частности, в расхождениях одноименных контуров в местах соединения снимков. Рамки планшетов наносят на фотосхемы приближенно по имеющимся на район аэросъемки топографическим картам.

Фотосхемы монтируют на твердой основе, наклеивая снимки целлулоидным клеем. Для этой цели закрепляют фотоснимки накидного монтажа грузиками и разрезают их скальпелем в средней зоне их перекрытия. Разрезы проводят по участкам однородной тональности, как правило в удалении от четких контуров. Разрезы должны пересекать контуры в местах их наилучшего совпадения. Монтаж начинают с середины маршрута с целью равномерного распределения погрешностей. В отдельных случаях составляют уточненные фотосхемы из аэроснимков, приведенных к одному масштабу.

Фотосхемы используют в качестве промежуточного материала для дешифрирования, нанесения рельефа, предварительного трассирования и решения других инженерных задач.

§ 89. ТРАНСФОРМИРОВАНИЕ АЭРОСНИМКОВ. ФОТОПЛАНЫ

Процесс преобразования аэроснимков, полученных при наклонном положении оптической оси аэрофотокамеры, в положение, соответствующее отвесному ее направлению, с одновременным приведением изображения к заданному масштабу, называют **трансформированием аэроснимков**.

Сущность трансформирования заключается в преобразовании центральной проекции аэроснимка, имеющего наклон в момент съемки, в проекцию, соответствующую горизонтальному положению снимка при заданной высоте фотографирования. В процессе трансформирования исключают ошибки, связанные с наклоном аэроснимков и неравенством высот фотографирования. Кроме того, сводятся к минимуму искажения за рельеф местности посредством выбора надлежащей плоскости трансформирования.

Практически задача трансформирования состоит в восстановлении того положения аэроснимка, которое он занимал относительно плоскости местности в момент фотографирования. Из всех существующих методов трансформирования аэроснимков наиболее часто используют фотомеханический способ с применением специальных приборов — **фототрансформаторов**.

Для сохранения резкости изображения при перемещении кассеты, объектива и экрана относительно друг друга, современные трансформаторы снабжены специальными автоматическими устройствами — инверсорами.

Искажение аэрофотоснимков за счет наклона оптической оси аэрофотокамеры исключается путем придания кассете и экрану фототрансформатора взаимного положения, соответствующего наклону снимка в момент фотографирования. Необходимый масштаб трансформированного снимка устанавливается изменением расстояния от объектива трансформатора до экрана.

Фотомеханический способ трансформирования аэроснимков предусматривает трансформирование одним из следующих способов:

- по известным элементам внешнего ориентирования каждого снимка;

- по опорным геодезическим (ориентирным) точкам.

Наиболее часто используют второй способ трансформирования. Суть его заключается в совмещении четырех геодезических точек с известными координатами на аэронегативе и на основе. При таком совмещении аэронегатив автоматически занимает положение, которое он имел в момент фотографирования относительно местности. Заменив на экране фототрансформатора основу с опорными точками на фотобумагу, производят экспонирование и получают аэроснимок, не имеющий искажений и приведенный к заданному масштабу.

Фотоплан монтируют на твердой основе из трансформированных снимков. Для этого в местах опорных точек пуансоном пробивают отверстия. Монтаж фотоплана ведут помаршрутно, устанавливая положение каждого снимка по опорным точкам с закреплением грузиками. После проверки контрольными проколами смещения одноименных контуров (смещение допускается в пределах 0,5 мм) оба снимка разрезают скальпелем по средней части перекрытия и приклеивают к основе. Затем переходят к монтажу третьего аэроснимка и т. д.

После монтажа второго маршрута делают общий разрез по середине поперечного перекрытия. Аналогичным образом монтируют и последующие маршруты. Фотоплан обрезают по рамке трапеции и оставляют за рамкой поля определенной ширины.

По окончании монтажных работ осуществляют корректуру фотоплана и окончательное его оформление. Корректра производится посредством оценки смещения одноименных контуров по порезам между снимками, по рамкам соседних трапеций и по опорным точкам (рис. 113).

Различают фотопланы контурные (без рельефа) и топографические (с изображением рельефа горизонталями) — фотокарты.

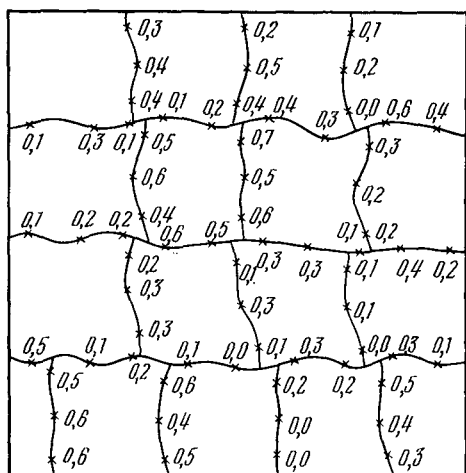


Рис. 113. Корректирующий лист фотоплана

§ 90. ДЕШИФРИРОВАНИЕ АЭРОСНИМКОВ

Процесс опознавания на аэроснимках объектов местности, выявление их свойств, определение качественных и количественных характеристик называют **дешифрированием**. Дешифрирование осуществляют на фотопланах, фотосхемах, либо непосредственно на аэроснимках. Различают дешифрирование полевое, камеральное и комбинированное.

При **полевом дешифрировании** визуально сравнивают изображения объектов на аэроснимках с местностью. В ходе полевого дешифрирования фиксируют также объекты не отобразившиеся на снимках, а также получают дополнительную информацию о местности, которую невозможно получить изучением только одних материалов аэросъемок (названия населенных пунктов, проходимость болот, скорости течений, глубины бродов, размеры малых искусственных сооружений и т. д.). Полевое дешифрирование является наиболее полным и достоверным, однако, требует больших затрат труда и времени. В отдельных случаях полевое дешифрирование осуществляют с воздуха. В этом случае его называют **воздушным**.

Камеральное дешифрирование базируется на анализе дешифровочных признаков изображения различных контуров и объектов местности. При камеральном дешифрировании, кроме собственно материалов аэросъемки, широко применяют и другие документы и материалы, содержащие топографическую, инженерно-геологическую, гидрометеорологическую, экономическую и другие виды информации о местности. Камеральное дешифрирование основано на учете дешифровочных признаков, раскрывающих содержание и характер объектов и

Таблица 9

№ п/п	Объекты топографического дешифрирования	Главные дешифровочные признаки
1	Пашня	В зависимости от увлажненности и типа растительности изменяется тон от светло-серого до серого. Искусственные прямые границы контуров
2	Луг	Серый тон, криволинейные очертания, сухой луг светлее заливного
3	Еловый лес	Пестрый рисунок из-за разновысотности деревьев. Кроны светлее и меньше, чем промежутки между ними. Стереофотограмметрический прибор выявляет конусообразность деревьев
4	Сосновый лес	Однообразный светлосерый рисунок, характерный для примерно одинаковой высоты деревьев. Кроны закругленные
5	Лиственный лес	Значительно светлее хвойных, небольшие промежутки между кронами
6	Кустарник	Более слабый тон по сравнению с лесом, короткие тени. Нет густого сплошного массива, нет просек
7	Сады	Четкие ряды деревьев, которые изображаются на снимках в виде черных точек
8	Тропинки	Тонкие светло-серые линии
9	Проселочные дороги	Извилины, неровные края земляного полотна, переменная его ширина
10	Автомобильные дороги	Очень светлые широкие полосы, обрамленные светлыми полосками (обочинами, кюветами). Геометрически правильные закругления
11	Железные дороги	Светлые полосы с плавными закруглениями, с прилегающими широкими полосами (полосами отвода)
12	Мосты на дорогах	Изменение ширины полотна. Тени от опор и пролетных строений
13	Скаты	Различная освещенность. Скаты, обращенные к солнцу, светлее ровных мест и скатов, наклоненных от солнца
14	Линии электропередачи и связи	На залесенных участках опознаются по просекам, на открытых местах — по незапаханным местам, на пашне — по теньям
15	Водная поверхность	Водная поверхность глубоких и спокойных водоемов отображается черным тоном, который заметно светлее в мелких местах с песчаным дном, в водоемах с мутной водой, с поверхностью покрытой рябью от ветра
16	Колодцы	Темные пятнышки (мокрые места) и ведущие к ним тропинки
17	Броды	Большое количество дорожек и тропинок, выходящих к берегу реки. В самом русле видны отмели светлого тона
18	Геодезические знаки (сигналы и пирамиды)	Сигналы и пирамиды на аэроснимках М 1 : 50 000 совершенно не опознаются; в М 1 : 35 000 они могут быть опознаны при расположении их на пашне по наличию незапаханной под знаком площади. На аэроснимках М 1 : 18 000 можно различить тень от знака, а в М 1 : 8000 непосредственно опознается сам знак

контуров местности. К таким признакам относятся прежде всего форма изображения, его размеры и тон. Форма изображаемых на снимках объектов и контуров местности является наиболее надежным дешифровочным признаком.

Размеры изображенных на аэроснимках объектов дают о них дополнительную информацию, учитывающую и, в частности, количественную информацию. Тон изображения объекта в сочетании с другими признаками дает существенное повышение качества и надежности камерального дешифрирования.

Различают прямые и косвенные признаки дешифрирования. К прямым признакам относят форму, размеры, тень, тон, цвет объекта, своеобразное распределение тональности по его поверхности и т. д. К косвенным признакам относят отразившиеся на аэроснимках существующие в природе взаимообусловленность и взаимосвязи между явлениями и объектами: геоморфологические, геоботанические, гидроморфологические и др. Например, по характеру растительного покрова можно судить о почвенно-грунтовой и гидрогеологическом строении местности, по очертанию русла реки в плане можно судить о типе руслового процесса.

Существенно расширяют возможности камерального дешифрирования использование в сочетании с плановой других видов аэросъемок: перспективной, цветной, многозональной, тепловой и радиолокационной.

В табл. 9 представлены характерные дешифровочные признаки основных объектов топографического дешифрирования.

При комбинированном дешифрировании наиболее рационально используют достоинства камерального и полевого наземного и воздушного дешифрирования. При этом камерально определяют бесспорно опознаваемые объекты местности. Остальные объекты и дополнительную информацию о местности определяют на основе дополнительных полевых и воздушных обследований.

При комбинированном дешифрировании полевому обследованию нередко подвергаются лишь некоторые характерные участки местности — эталоны, что в значительной мере облегчает задачу камерального дешифрирования.

В последние годы как в СССР, так и за рубежом стали применять при дешифрировании материалов аэросъемок новые технические средства автоматизации и вычислительной техники.

§ 91. ФОТОГРАММЕТРИЧЕСКАЯ ОБРАБОТКА АЭРОСНИМКОВ НА УНИВЕРСАЛЬНЫХ СТЕРЕОПРИБОРАХ

Универсальные стереоприборы служат для составления в результате фотограмметрической обработки материалов аэросъемок топографических карт, планов и цифровых моделей местности (ЦММ).

Универсальные стереоприборы обеспечивают последовательное решение всех задач процесса подготовки топографических карт, планов и ЦММ:

внутреннее ориентирование аэроснимков, т. е. построение связок проектирующих лучей;

взаимное ориентирование снимков, т. е. построение стереоскопической модели местности;

внешнее ориентирование стереоскопической модели;

определение координат точек местности, съемку контуров и рельефа.

Когда известны элементы внешнего ориентирования, то на универсальном стереоприборе решают прямую фотограмметрическую задачу, т. е. снимки в стереоприборе устанавливают по известным элементам внешнего ориентирования. В результате последовательного проектирования снимков стереопары на пересечении связок соответствующих лучей получают стереоскопическую модель, фотограмметрическая обработка которой дает возможность составлять топографические карты, планы и ЦММ.

Для построения цифровых моделей местности универсальные приборы комплектуются специальными автоматическими устройствами, предназначенными для регистрации координат точек местности на перфоленту или магнитные носители информации (магнитные ленты, диски, гибкие диски).

Универсальные стереоприборы позволяют производить работы по сгущению опорной геодезической сети, т. е. строить фототриангуляционные сети. В последнее время получила распространение более точная аналитическая фототриангуляция, выполняемая с помощью стереокомпаратора и ЭВМ.

В зависимости от конструкции в универсальных стереоприборах используют разные принципы построения связей проектирующих лучей. Поэтому универсальные стереоприборы разделяют на две группы: приборы со связками проектирующих лучей, подобными существующим в момент фотографирования; приборы с преобразованными связками проектирующих лучей.

В связи со специфическими конструктивными особенностями универсальные приборы разделяют на оптические, механические, оптико-механические и аналитические.

Оптические универсальные стереоприборы (двойные проекторы, мультиплексы, стереопланиграфы) имеют по меньшей мере две проектирующие камеры, с помощью которых на аэроснимках создаются стереоскопические модели местности.

Механические универсальные стереоприборы (стереоавтографы, стереопроекторы, стереокартографы, стереометрографы) обеспечивают построение связок лучей и стереоскопиче-

ских моделей посредством системы прецизионных рычагов и линеек.

В оптико-механических универсальных стереоприборах (фотостереографы) связки проектирующих лучей получают оптическим путем, а стереоскопические модели — посредством механизмов.

На аналитических универсальных стереоприборах (аналитические плоттеры) в ходе фотограмметрической обработки стереопар осуществляется вычисление и регистрация геодезических координат точек местности на ЭВМ, которые используются для составления топографических карт, планов и ЦММ.

Последний класс универсальных стереоприборов на современном этапе является наиболее перспективным не только в связи с тем, что обеспечивает наивысшую точность обработки аэроснимков, но и потому, что дает возможность полностью автоматизировать аэротопографические работы.

Подробное описание стереофотограмметрических приборов, используемых на современном уровне обработки материалов аэросъемок (прежде всего, с автоматическими регистраторами измеренных координат), дано в специальной литературе.

Из рассмотренных выше типов универсальных стереоприборов для обработки материалов аэросъемок наибольшее распространение получили приборы механического типа. Одним из таких приборов, серийно производимых отечественной промышленностью, является стереопроектор СПР-3, служащий для подготовки топографических карт, планов и ЦММ по материалам плановых аэросъемок.

Стереопроектор СПР-3 предназначен для обработки аэроснимков размером 18×18 см с преобразованием связок проектирующих лучей. Принцип его работы основан на механических засечках точек с неподвижных центров проектирования с помощью высокоточных рычагов-стержней. Прибор оснащен специальными коррекционными устройствами, обеспечивающими автоматическое введение поправок на смещение точек, вызванных наклоном снимков.

Получению топографических карт, планов и ЦММ по материалам аэрофотосъемки предшествует создание стереоскопической модели, которая затем подвергается измерениям. Стереоскопические модели на универсальных стереоприборах строят или путем взаимного ориентирования аэроснимков или посредством внешнего ориентирования каждого аэроснимка.

Взаимное ориентирование снимков на универсальных стереоприборах с подобными связками проектирующих лучей осуществляется перемещением снимков рабочими органами приборов до тех пор, пока не достигается пересечение всех соответствующих лучей.

Внешнее ориентирование стереомодели на универсальных стереоприборах осуществляется в два этапа. Сначала модель приводится к заданному масштабу, а затем поворачивается относительно системы координат прибора с переходом к началу счета в этой системе координат. Для внешнего ориентирования модели требуется не менее трех опорных точек, размещаемых по возможности в углах стереопары.

В универсальных стереоприборах с преобразованными связками (например, в приборе СПР-3) трансформированные изображения получают при неизвестных элементах внешнего ориентирования стереопары посредством установки аэроснимков таким образом, чтобы в плоскости экрана исчезли поперечные параллаксы.

Внешнее ориентирование преобразованной модели также выполняется по опорным точкам. Для этого находят вертикальный и горизонтальный масштабы и углы наклона модели, после чего изменением установки проектирующих камер получают новое трансформированное изображение в плоскости экрана, соответствующее горизонтальным снимкам. В стереопроекторе эта задача решается с помощью механизмов. Снимки, находящиеся в горизонтальной плоскости, перемещают относительно неподвижной наблюдательной системы, при этом с помощью коррекционных механизмов вводятся поправки за углы наклона снимков.

Фотограмметрические измерения при проектировании объектов строительства сводятся главным образом к измерению длин линий, горизонтальных углов и превышений. Однако, самым универсальным является фотограмметрическое определение геодезических координат точек местности (X , Y , H). Очевидно, зная геодезические координаты соответствующих точек, можно вычислить горизонтальные расстояния между ними, горизонтальные (дирекционные) углы и превышения. Кроме того координаты точек служат непосредственной информацией как для подготовки ЦММ, так и для автоматизированного получения топографических планов.

При изыскании трасс линейных сооружений (автомобильных дорог, лесовозных дорог, каналов и т. д.) часто возникает задача определения длин линий по материалам аэрофотосъемок. С достаточной для практики точностью длины линий по трассе с разбивкой пикетажа наиболее часто определяют одним из следующих способов:

по аэроснимкам с использованием точных фотограмметрических приборов с аналитическим расчетом масштаба каждого измеряемого отрезка с учетом высоты фотографирования по результатам фотограмметрического нивелирования;

по аэрофотографическим планам, фотопланам или ортофотопланам с использованием измерителя и масштабной линейки;

по геометрической модели местности на точном фотограмметрическом приборе;

по геодезическим координатам крайних точек линии, полученных на стереокомпараторе с аналитическим преобразованием измеренных координат.

На современном этапе развития науки и техники последние два метода являются наиболее точными и перспективными, поскольку измерение длин может производиться одновременно с подготовкой цифровых моделей местности и автоматизированным вычерчиванием топографических планов с использованием графопостроителей и ЭВМ.

Измерения горизонтальных проекций углов поворота трассы линейных сооружений по материалам аэрофотосъемок наиболее часто осуществляют следующими методами:

по фотопланам и ортофотопланам измерением транспортом между соответствующими направлениями сторон углов;

по координатам вершин треугольника, один из углов которого является измеряемым углом, с последующим аналитическим расчетом его искомого значения;

по измеренным длинам сторон треугольника, построенного на вершине измеряемого угла.

Два последних метода являются наиболее точными, при этом последний метод удобно использовать в процессе подготовки ЦММ и крупномасштабных планов с использованием графопостроителей и ЭВМ.

Превышения и высоты точек местности по аэроснимкам плановых аэросъемок устанавливают по продольным параллаксам. Схема к определению превышений для двух горизонтальных аэроснимков, снятых с одной и той же высоты, представлена на рис. 114.

Продольные параллаксы точек представляют собой разности абсцисс изображений на левом и правом снимках стереопары в фотограмметрической системе координат, для которой ось x ориентирована по направлению базиса фотографирования, а ось y — по перпендикуляру влево от главных точек аэроснимков.

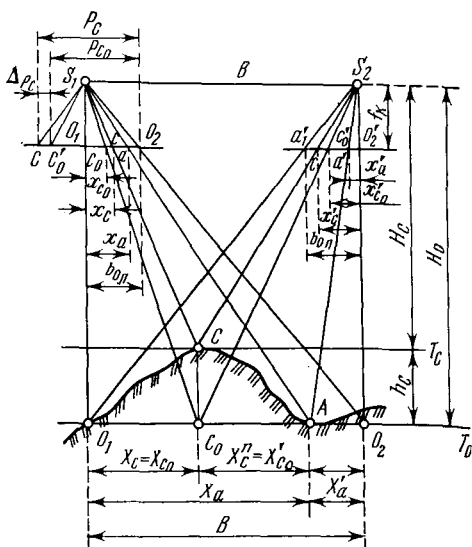
Как следует из рис. 114, продольный параллакс любой точки (A , C) может быть выражен базисом фотографирования b_0 в масштабе изображения этой точки на аэроснимке:

$$\rho_a = \frac{Bf_k}{H_a}; \quad \rho_c = \frac{Bf_k}{H_c}, \quad (14.5)$$

при этом продольные параллаксы точек местности, размещающихся на одной и той же горизонтальной плоскости, имеют одинаковые значения. Учитывая, что для случая, изображенного на рис. 114, $H_a = H_c$, из выражения (14.5) имеем:

$$\rho_a = \rho_c. \quad (14.6)$$

Рис. 114. Схема определения превышений на стереопаре горизонтального случая аэросъемки



Этим свойством пользуются при съемке рельефа местности. Очевидно, что продольные параллаксы точек, расположенных на разных горизонтальных плоскостях, будут разными, а разность продольных параллаксов будет характеризовать превышения между ними:

$$\Delta p_{ac} = p_c - p_a = \frac{B f_k}{H_0 - h_{ac}} - \frac{B f_k}{H_0} = \frac{B f_k h_{ac}}{H_0 (H_0 - h_{ac})}. \quad (14.7)$$

Если представить $B = b_0 \frac{H_0}{f_k}$, то величина превышения h_{ac} между точками A и C определится

$$h_{ac} = \frac{\Delta p_{ac} H_0}{b_0 + \Delta p_{ac}}, \quad (14.8)$$

где b_0 — базис фотографирования, выраженный в масштабе изображения на аэроснимке; p_a и p_c — продольные параллаксы точек A и C местности соответственно; f_k — фокусное расстояние аэрофотокамеры.

С использованием представленных зависимостей по стереомоделям местности решают такие задачи, как фотограмметрическое нивелирование трасс линейных сооружений, рисовку рельефа местности в горизонталях, определение высотного расположения точек местности для подготовки ЦММ и автоматического вычерчивания топографических планов местности.

Так как в общем случае плановая аэрофотосъемка отлична от горизонтальной (аэроснимки имеют небольшой наклон к го-

ризонту), то для получения истинных значений разности параллаксов $\Delta\bar{p}$ необходимо привести координаты точек плановых аэроснимков к координатам, соответствующим случаю горизонтальной съемки, выполнив трансформацию аэроснимков.

Целесообразно использовать и другой путь определения превышений и высот точек местности, заключающийся в измерениях на стереокомпараторах разностей продольных параллаксов $\Delta p'_{ac}$ с последующим введением поправки δp_{ac} , определяемых аналитическим путем на ЭВМ по известным элементам внешнего ориентирования, тогда

$$\Delta p_{ac} = \Delta p'_{ac} + \delta p_{ac}, \quad (14.9)$$

При использовании универсальных фотограмметрических приборов (типа стереопроектора СПР-3) такие поправки вводятся автоматически в ходе измерений с помощью специальных механических приспособлений — корректоров.

Глава 15

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ИНЖЕНЕРНЫХ ИЗЫСКАНИЯХ И СТРОИТЕЛЬСТВЕ

§ 92. НАЗНАЧЕНИЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ ПРИ ИЗЫСКАНИЯХ И СТРОИТЕЛЬСТВЕ ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Комплекс геодезических работ при инженерных изысканиях для разработки проектов строительства выполняют в соответствии с требованиями СНиП 1.02.07—87*.

Состав и объем инженерных изысканий, масштабы съемок и точности измерений устанавливаются программой изысканий в соответствии с природными условиями района проектирования, стадией проектирования и характером проектируемого объекта.

Основное назначение геодезических работ при изысканиях для проектирования объектов строительства состоит в обеспечении необходимой топографо-геодезической информации проектных подразделений для качественной разработки проекта и оценки сметной стоимости строительства.

Инженерно-геодезические изыскания для разработки проектов объектов строительства выполняют специализированные изыскательские, проектно-изыскательские и проектные организации, которым предоставлено право выполнения таких работ.

* Строительные нормы и правила. Инженерные изыскания для строительства. СНиП 1.02.07—87. ЦИТП Госстроя СССР. М., 1987.

В состав инженерно-геодезических изысканий входят:
сбор и анализ имеющихся на район строительства топографо-геодезических материалов изысканий прошлых лет;
создание планово-высотных съемочных геодезических сетей;
топографические съемки (наземные и аэрокосмические) в масштабах 1 : 10 000—1 : 500, включая съемки подземных и наземных сооружений;

обновление топографических планов прошлых лет в масштабах 1 : 10 000—1 : 500;

трассирование линейных сооружений и закрепление трассы и ее сооружений на местности;

привязка инженерно-геологических выработок, геофизических и других точек;

геодезические работы при производстве гидрометеорологических изысканий;

геодезические работы для изучения опасных геологических процессов (например, оползни, карсты, осыпи, переработка берегов водохранилищ);

геодезические работы проектирования реконструкции и технического перевооружения существующих предприятий, зданий и сооружений, включая съемки подземных и наземных сооружений, съемки существующих автомобильных дорог, гидромелиоративных систем и т. д.;

оформление и тиражирование материалов инженерно-геодезических изысканий.

Комплекс геодезических работ в строительстве инженерных объектов выполняют в соответствии с требованиями СНиП 3.01.03—84*.

Состав, объемы и точности геодезических работ при строительстве инженерных объектов должны обеспечивать при размещении и возведении объектов строительства соответствие геометрических параметров проектной документации, требованиям строительных норм и государственных стандартов.

Геодезические работы являются неотъемлемой частью технологического процесса строительного производства и их осуществляют по единому графику для данного объекта строительства, увязанному со сроками выполнения строительномонтажных и специальных работ.

При строительстве крупных и сложных инженерных объектов (например, тоннели, титульные мостовые переходы, аэродромы) нередко требуется разработка проекта производства геодезических работ.

В состав геодезических работ для строительства входят:

* Строительные нормы и правила. Геодезические работы в строительстве. СНиП 3.01.03—84. ЦИТП Госстроя СССР. М., 1985.

создание геодезических разбивочных сетей объектов строительства;

разбивка внутриплощадочных, линейных сооружений и их элементов, временных зданий и сооружений;

создание внутренних разбивочных сетей зданий и сооружений (тоннелей, мостов, путепроводов и т. д.), если это предусмотрено в проекте производства работ, и производство детальных разбивочных работ;

геодезическое управление работой строительных машин и механизмов;

геодезический контроль строительно-монтажных работ и инженерных объектов и производство исполнительных съемок с подготовкой исполнительной геодезической документации;

геодезические наблюдения за деформациями зданий и сооружений и их частей.

Создание геодезических разбивочных сетей для строительства и геодезические наблюдения за деформациями зданий и сооружений и их частей осуществляются силами заказчика.

§ 93. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ ИЗЫСКАНИЯ

Инженерно-геодезические изыскания должны обеспечивать проектирование объектов строительства топографо-геодезическими материалами и данными, а также обеспечивать выполнение других видов инженерных изысканий (экономических, гидрометеорологических, инженерно-геологических и т. д.).

Для выполнения инженерно-геодезических изысканий должны быть составлены и оформлены техническое задание, программа изысканий, смета и разрешение на производство работ.

Техническое задание на производство изыскательских работ составляется заказчиком и содержит сведения и данные, необходимые для организации и производства изысканий, составления программы изысканий и отчетной документации.

На основании технического задания изыскательская организация, призванная к выполнению комплекса изыскательских работ, разрабатывает программу инженерных изысканий, устанавливающую задачи, состав, объемы, методику, технологию и последовательность выполнения работ. Программа инженерных изысканий согласовывается с заказчиком в части ее соответствия техническому заданию, состава, очередности и сроков представления исходных данных для проектирования и объемов финансирования.

Состав и объемы инженерно-геодезических изысканий зависят не только от природных условий района проектирования и характера проектируемого объекта, но и в значительной мере от стадии проектирования [технико-экономическое обоснование — ТЭО, технико-экономические расчеты — ТЭР; проект — П (рабочий проект — РП) и рабочая документация — РД].

Перечисленный в § 92 состав инженерно-геодезических изысканий в определенной мере свойственен всем стадиям проектирования, однако имеют место и существенные различия, в частности:

на ранних стадиях проектирования (ТЭО или ТЭР) инженерно-геодезические изыскания приходится проводить на больших площадях. Это требует широкого использования аэрокосмических методов сбора информации, с последующей камеральной обработкой стереопар и получением топографических планов сравнительно мелких масштабов (1 : 10 000—1 : 2000);

при инженерно-геодезических изысканиях на каждой последующей стадии проектирования широко используют материалы изысканий, выполненных на предшествующей стадии. При этом площадь обследуемой территории, на которой ищется наиболее рациональное размещение проектируемого объекта, суживается, а масштабы топографических съемок соответственно возрастают и все больший объем топографо-геодезической информации собирается наземными методами;

на стадии предпроектных изысканий РД инженерно-геодезические изыскания выполняются в основном наземными методами с установлением и обозначением на местности осей и основных элементов проектируемого объекта.

При инженерно-геодезических изысканиях трасс линейных сооружений (автомобильных и лесовозных дорог, каналов и т. д.) в ходе полевых изыскательских работ как правило выполняют:

полевое трассирование и закрепление трассы на местности;

планово-высотную привязку трассы к пунктам государственной геодезической сети;

топографическую съемку полосы местности вдоль трассы, либо съемку текущих изменений при наличии топографических планов нужных масштабов;

геодезическое обеспечение других видов изысканий.

При полевом трассировании осуществляют проложение теодолитных либо тахеометрических ходов по оси трассы с закреплением вершин углов поворота и створных точек, установку реперов за пределами полосы отвода, разбивку и закрепление пикетажа, элементов кривых и поперечных профилей, геометрическое либо тригонометрическое нивелирование по трассе и поперечным профилям.

На застроенных территориях городов и населенных пунктов нередко вместо полевого трассирования выполняют крупномасштабные топографические съемки полосы по выбранной трассе с последующей окончательной камеральной ее укладкой по материалам съемки в принятой системе координат и высот.

Состав и объемы камеральных работ, выполняемых в полевых условиях, должны обеспечивать контроль качества и полноты топографо-геодезических материалов изысканий.

Происходящий в стране переход на принципиально новые технологию и методы системного автоматизированного проектирования (САПР) потребовал коренного изменения технологии и методов инженерно-геодезических и других видов изысканий объектов строительства. В частности, изыскания линейных сооружений для проектирования на уровне САПР имеют следующие особенности:

инженерно-геодезические и другие виды изысканий осуществляют на широкой полосе варьирования, в пределах которой могут разместиться конкурентоспособные варианты трассы;

резко возрастают объемы собираемой в поле информации, что требует преимущественного применения современных высокопроизводительных методов сбора информации и соответствующих технических средств: аэрокосмических методов, электронной тахеометрии, наземной фотограмметрии, геофизических методов инженерно-геологической разведки и т. д.;

меняется соотношение удельных объемов полевых и камеральных изыскательских работ в сторону производства основного объема работ по сбору топографо-геодезической и других видов информации в камеральных условиях при широком использовании современных средств автоматизации и вычислительной техники;

наряду с традиционными материалами инженерно-геодезических изысканий в виде топографических планов при изысканиях для проектирования на уровне САПР на ту же территорию представляется топографическая информация нового вида — цифровые модели местности (ЦММ);

трассирование линейных сооружений осуществляется камерально по крупномасштабным топографическим планам с получением исходных для проектирования продольных и поперечных профилей земли машинными методами по цифровым моделям местности.

§ 94. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАЗБИВОЧНЫЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Геодезические работы при строительстве инженерных сооружений начинают с создания геодезической разбивочной основы в виде сети закрепленных знаками геодезических пунктов, определяющих положение сооружения на местности и обеспечивающих выполнение последующих построений и измерений в ходе строительства с минимальными трудозатратами и с необходимой точностью.

Геодезическую разбивочную основу для строительства создают путем привязки к имеющимся в районе строительства пунктам государственной геодезической сети с учетом:

проектного и существующего размещения сооружений и инженерных сетей на стройплощадке;

обеспечения сохранности и устойчивости знаков, закрепляющих пункты разбивочной основы;

геологических процессов, температурных, динамических и других воздействий в районе строительства, которые могут оказать неблагоприятные воздействия на качество построения разбивочных сетей;

использование геодезической разбивочной основы для последующей эксплуатации возводимого объекта, его развития и реконструкции.

Разбивочную сеть строительной площадки создают для выноса в натуру основных осей сооружения, а при необходимости и для построения внешней разбивочной сети, для производства исполнительных съемок. Внешнюю разбивочную сеть инженерного сооружения создают для выноса в натуру и закрепления проектных параметров сооружения, производства детальных разбивочных работ и производства исполнительных съемок.

В зависимости от вида сооружаемого объекта разбивочную сеть строительной площадки создают либо в виде линий регулирования застройки (например, автомобильные дороги, мостовые переходы), либо в виде правильной строительной сетки, как правило, с размерами сторон 50, 100, 200 м (например, аэродромы).

Высотное обоснование строительства создают в виде нивелирных сетей строительной площадки и внешней разбивочной основы, опирающихся не менее чем на два репера государственной нивелирной сети. Пункты плановой и высотной разбивочных сетей обычно совмещают.

Построение геодезических разбивочных сетей инженерных сооружений осуществляют методами триангуляции, трилатерации, полигонометрии, засечек и другими методами.

Закрепление пунктов геодезической разбивочной основы осуществляется закладкой геодезических знаков в соответствии с требованиями нормативных документов по геодезическому обеспечению строительства.

Создание геодезической разбивочной основы, осуществляемое на менее чем за 10 дней до начала строительных работ, входит в обязанности заказчика.

Приемка подрядчиком разбивочной основы для строительства оформляется соответствующим актом, при этом принятые знаки геодезической основы в ходе строительства находятся под наблюдением за их сохранностью и устойчивостью и не реже двух раз в год проверяются путем повторных геодезиче-

ских измерений (обычно в весенний и осенне-зимний периоды).

Разбивочные работы в ходе строительства выполняют для обеспечения выноса в натуру от пунктов геодезической разбивочной сети с заданной точностью осей сооружений и высот, определяющих в соответствии с рабочей документацией положение в плане и по высоте частей и конструктивных элементов сооружений.

Непосредственно перед выполнением разбивочных работ исполнитель должен проверить положение знаков разбивочной сети повторными геодезическими измерениями.

В необходимых случаях (например, при строительстве тоннелей, титульных мостовых переходов и путепроводов) создается внутренняя разбивочная сеть, посредством привязки к пунктам внешней разбивочной сети.

Точности создания разбивочных сетей при строительстве автомобильных, лесовозных дорог, подъездных путей и вертикальной планировки в соответствии со СНиП 3.01.03—84 принимаются:

угловых измерений — 30";

линейных измерений — 1 : 2000;

определения превышений — 15 мм на 1 км хода.

Точность выполнения геодезических работ при строительстве ответственных сооружений (тоннелей, мостов, путепроводов, зданий и сооружений аэродромов и т. д.) принимаются существенно более высокими.

Допустимые отклонения положения частей и элементов инженерных сооружений от проектных, определяемые контрольными геодезическими измерениями, не должны превышать:

$$\delta = tm, \quad (15.1)$$

где δ — предельное допустимое отклонение; m — средняя квадратическая ошибка разбивочной геодезической сети; t — величина, принимаемая равной 2; 2,5 или 3 в зависимости от вида инженерного сооружения в соответствии с проектом производства работ.

Определение высотного положения элементов и частей инженерных сооружений с соответствующей точностью, а также перенос высот с исходного горизонта на монтажный, осуществляют как правило методом геометрического нивелирования или другими методами, обеспечивающими необходимую точность.

В ходе производства строительно-монтажных работ подрядчик осуществляет постоянный геодезический контроль точности геометрических параметров сооружаемого объекта, что является обязательной составной частью контроля качества строительства.

Геодезический контроль точности геометрических параметров возводимых инженерных сооружений заключается в геодезической проверке соответствия положения их частей и конструктивных элементов проекту в ходе строительно-монтажных работ и в выполнении исполнительных геодезических съемок по завершению строительства. Исполнительную геодезическую съемку подземных коммуникаций обязательно выполняют до засыпки траншей.

Погрешности измерений при геодезическом контроле строительно-монтажных работ и при исполнительных съемках не должны быть более 0,2 величин допустимых отклонений, регламентируемых нормативными документами и проектом производства работ.

По результатам исполнительных геодезических съемок составляют исполнительные схемы или исполнительные чертежи в тех же масштабах, что и соответствующие рабочие чертежи, которые затем используют при приемочном контроле и оценке качества строительно-монтажных работ.

В последние годы при строительстве инженерных объектов стали находить применение лазерные геодезические приборы и системы, позволяющие осуществлять не только качественный оперативный геодезический контроль в ходе строительно-монтажных работ, но и обеспечивать автоматическое, либо полуавтоматическое управление работой строительных машин и механизмов. Широкое внедрение лазерной техники в строительный процесс является неременным залогом резкого повышения производительности и качества строительных работ.

§ 95. РАЗБИВКА ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Разбивку при строительстве зданий и сооружений ведут с соблюдением основного принципа геодезии «от общего к частному». Поэтому вначале определяют на местности положение главных разбивочных осей и только после этого приступают к детальной разбивке, сводящейся к определению на местности положения в плане и по высоте частей и элементов сооружения.

Как правило, основой для перенесения проекта в натуру служит строительная сетка, нанесенная на план и разбитая на местности. При этом для удобства выполнения разбивочных работ стороны сетки разбивают параллельно главным осям сооружения. В этом случае разбивочные работы сводятся к промерам от соответствующих сторон сетки (рис. 115, а). Для этого в системе координат строительной сетки вычисляют и наносят на чертеж координаты угловых точек сооружения. Например, положение на местности точек A и B с координатами x_a , y_a и x_b , y_b находят с помощью теодолита и мерной ленты

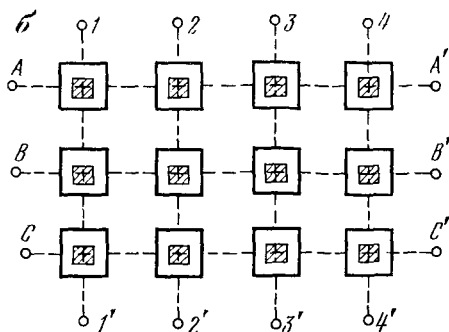
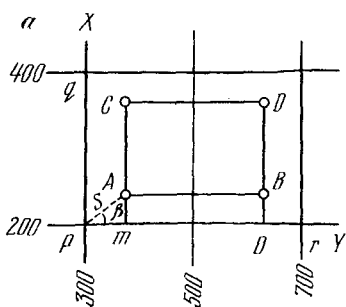


Рис. 115. Геодезическая основа разбивки зданий и сооружений:
а — главных осей; б — колонн каркаса зданий

относительно сторон строительной сетки. Для получения на местности точки A в вершине строительной сетки p устанавливают теодолит и ориентируют его на точку r . Вычислив расстояние pm , равное $pm = \Delta y = y_a - y_p$, откладывают его от вершины p с помощью мерной ленты и таким образом находят положение точки m на стороне строительной сетки pr . Установив теодолит в точке m и сориентировав его на дальнюю вершину r строительной сетки при двух кругах строят угол, равный 90° и откладывают по этому направлению расстояния $mA = x_a - x_p$ и $AC = x_c - x_a$. Полученные таким образом точки A и C закрепляют на местности. Аналогичным образом находят и закрепляют точки B и D . Для контроля обязательно выполняют промеры всех сторон сооружения, а иногда и диагонали AD и CB , равенство которых свидетельствует о том, что углы в вершинах здания A, B, C и D равны 90° .

Для разбивки тех же точек полярным способом черезращения координат Δx и Δy вычисляют полярные углы β и расстояния от полюса до соответствующих точек. Разбивку методом полярных координат удобно производить с помощью электронного тахеометра. Контрольные промеры длин сторон сооружения и в этом случае являются обязательными. Проверку взаимной перпендикулярности осей сооружения проверяют, устанавливая последовательно теодолит в закрепленных точках. Отклонения от прямого угла не должны превышать допустимых значений.

Одной из ответственных задач при строительстве зданий и сооружений каркасного типа является разбивка и установка колонн в вертикальное положение. Используя плановую геодезическую основу, разбивают оси колонн каркаса (рис. 115, б). Устанавливают положение осей фундаментов при помощи последовательно устанавливаемых двух теодолитов в точках A, B, C и $1, 2, 3, 4$. По вертикальному штриху сетки нитей теодо-

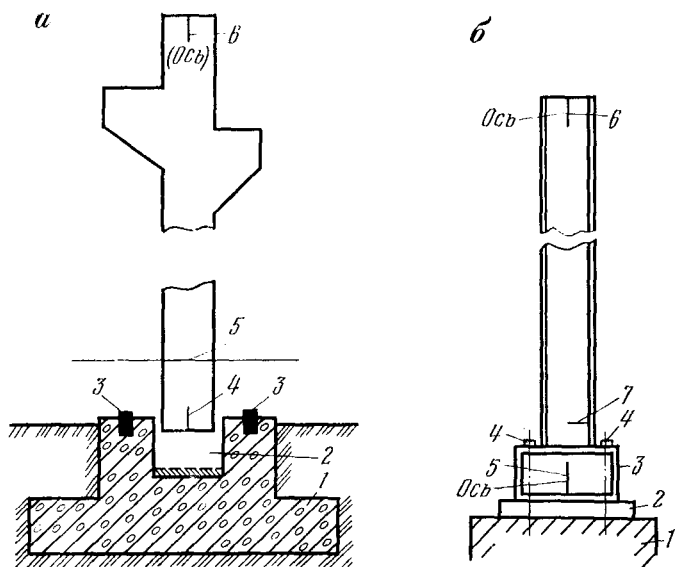


Рис. 116. Геодезический контроль установки:

a — железобетонной колонны в стаканы: 1 — фундамент; 2 — стакан; 3 — геодезические знаки; 4 и 6 — осевые риски; 5 — горизонтальная черта, от которой измеряют расстояния до верхних узлов колонны; *б* — металлической колонны: 1 — фундамент; 2 — опорная плита; 3 — башмак колонны; 4 — опорные болты; 5 — нижняя осевая риска; 6 — верхняя осевая риска; 7 — горизонтальная черта

лита на краях фундаментов намечают рисками и керном положение осевых точек. После подготовки колонну поднимают краном и устанавливают в стакан фундамента таким образом, чтобы риски низа колонны совпали с рисками, нанесенными на фундаменте (рис. 116, *a*).

Перед окончательным закреплением по рискам сверху и внизу колонны отвесность ее проверяют при помощи двух тщательно поверенных теодолитов, устанавливаемых на двух взаимно перпендикулярных осях. Проверку отвесности колонн производят обязательно при двух кругах теодолита. Верх колонн должен иметь заданную высоту.

При установке металлических колонн последние монтируют таким образом, чтобы анкерные болты вошли в соответствующие отверстия башмаков и чтобы осевые метки на кромке основания совпали с осями фундамента (рис. 116, *б*).

Отклонения в расположении отдельных элементов сооружения в плане и по высоте по отношению к осям или проектным плоскостям при монтаже конструкций не должны превышать ± 5 мм.

При установке колонн производят нивелирование их верха. Высоты плоскостей консолей и верха колонн иногда определяют

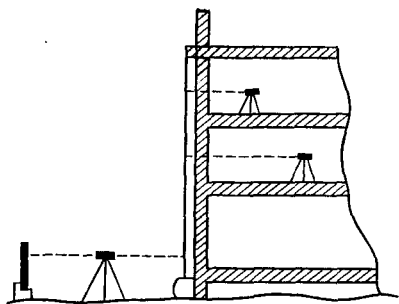


Рис. 117. Схема передачи высот на вышележащие этажи

путем нивелирования строительных нулей колонн и использования данных их обмера (см. рис. 116).

Установку балок и плит в горизонтальной плоскости проверяют с помощью нивелира. Передачу высот на вышележащие этажи наиболее просто производить нивелирами с использованием подвешенной стальной рулетки. При этом для обеспечения неподвижности рулетки подвешенный на ней груз помещают

в сосуд с водой (рис. 117).

При монтаже сложных и уникальных сооружений применение лазерных приборов является весьма целесообразным, а в ряде случаев и просто необходимым.

§ 96. ПЕРЕНОС В НАТУРУ УГЛА, ЛИНИИ, ПРОЕКТНОЙ ВЫСОТЫ, ПЛОСКОСТИ С ЗАДАНЫМ УКЛОНОМ

Основными элементами разбивочных работ при строительстве инженерных сооружений являются построение проектного горизонтального угла, отложение проектных расстояний, вынесение в натуру проектных высот, а также линии и плоскости проектного уклона.

Построение проектного горизонтального угла β осуществляют от известного направления между пунктами разбивочной основы или от известной оси сооружения. Для этого устанавливают теодолит над вершиной переносимого в натуру угла, приводят его в рабочее положение и берут отсчет по горизонтальному кругу при основном положении вертикального круга. К полученному отсчету прибавляют проектный угол β и, открепив алидаду, устанавливают ее по этому вычисленному отсчету. На некотором расстоянии от прибора фиксируют в створе его визирной оси точку C_1 на местности (рис. 118, а). Аналогичное построение выполняют и при другом положении вертикального круга и получают точку C_2 . В качестве искомого проектного угла принимают угол между исходным направлением и отмеченной на местности точкой C в середине между точками C_1 и C_2 , полученными при двух полуприемах (см. рис. 118, а).

Для контроля правильности построения проектного угла его измеряют одним полным приемом.

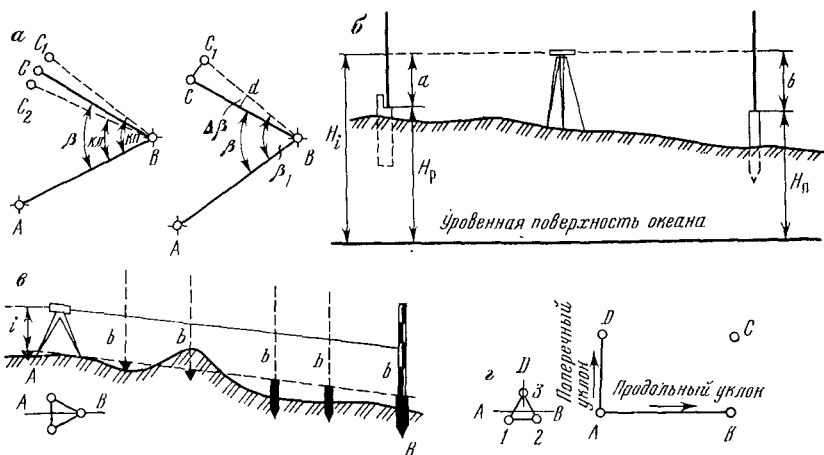


Рис. 118. Основные инженерные геодезические задачи, решаемые в строительстве:

a — схемы измерения и построения горизонтальных углов: 1 — способ приемов; 2 — способ совмещения нулей; *б* — схема выноса в натуру проектной высоты; *в* — схема построения линии с проектным уклоном; *г* — схема построения проектной плоскости

Если для построения проектного угла не требуется высокой точности, нередко используют способ совмещения нулей. Для этого на горизонтальном круге устанавливают отсчет, равный $0^{\circ}00'$ и в этом положении закрепляют алидаду. Открыв лимб, ориентируют прибор на исходное направление и закрепляют его. Открыв алидаду, устанавливают на лимбе отсчет, равный значению проектного угла β и отмечают точку на местности. Аналогичные действия повторяют при другом положении вертикального круга. За окончательное положение берут точку посередине между двумя построенными.

Для построения на местности угла с повышенной точностью используют способ приближений. В этом случае строят угол на местности одним из изложенных выше способов и затем измеряют его с заданной точностью (обычно способом повторений). Полученный результат β' как правило отличается от проектного значения β . Вычислив отклонение $\Delta\beta = \beta - \beta_1$, вычисляют длину отрезка $CC_1 = d\Delta\beta/\rho$ (где $\Delta\beta$ — отклонение угла в секундах; $\rho = 206265''$). Отложив на местности отрезок CC_1 нормально к линии BC_1 получают искомую точку C .

В заключение повторяют контрольное измерение полученного угла с заданной точностью.

Отложение проектного расстояния в общем случае заключается в определении и закреплении на местности наклонного расстояния D , соответствующего проектному горизонтальному расстоянию d . Длину наклонной линии D , откла-

дываемую на местности, определяют по известному горизонтальному проектному расстоянию d и углу наклона линии к горизонту v :

$$D = d + 2d \sin^2 \frac{v}{2}. \quad (15.2)$$

Если известно превышение h между начальной и конечной точками линии, то наклонное расстояние определяют как

$$D = d + \frac{h^2}{2d}. \quad (15.3)$$

Требуемые для вычисления расстояния D угол наклона v или превышение h определяют путем непосредственных геодезических измерений на местности или по материалам проекта.

Если допустимая относительная ошибка отложения проектной длины не превышает 1 : 2000, то при углах наклона до 1° поправку за наклон местности можно не вводить.

Вынос в натуру проектной высоты H_n обычно осуществляют геометрическим нивелированием. Положение точки в плане должно быть обозначено на местности и вблизи ее должен располагаться постоянный или временный репер (точка A) с известной высотой H_p (рис. 118, б). Установив нивелир приблизительно посередине между репером и соответствующей точкой, проектную высоту которой надо перенести на местность, по рейке, установленной на репере, определяют горизонт прибора

$$H_i = H_p + a, \quad (15.4)$$

а затем вычисляют отсчет по рейке на искомой точке B , соответствующий установке ее на проектной высоте

$$b = H_i - H_n. \quad (15.5)$$

В месте вынесения проектной высоты устанавливают рейку, опуская ее или поднимая таким образом, чтобы получить расчетный отсчет b . Уровень пятки рейки при этом будет соответствовать проектной высоте H_n . На этот уровень забивают кол, а рядом устанавливают сторожок. При необходимости точку закрепляют капитальным знаком. В местах срезок грунта (например, в выемках) выкапывают ямки соответствующей глубины, где и закрепляют точку на проектной высоте.

Для проверки правильность выноса проектной высоты выполняют повторное нивелирование.

Построение линий с проектным уклоном осуществляют при строительстве дорог, улиц, взлетно-посадочных полос аэродромов, подземных коммуникаций и т. д. Для этого устанавливают проектную высоту начальной A и конечной B точек линии и обозначают их на местности (рис. 118, в). Уста-

навливают нивелир непосредственно у точки A таким образом, чтобы один из подъемных винтов прибора совпадал с направлением AB . Измеряют высоту прибора i над почкой A . Наводят прибор на точку B и наклоняют трубу подъемным винтом до тех пор, пока отсчет по рейке, установленной в точке B , не будет равен $b=i$. Еще лучше для выноса линии с проектным уклоном использовать теодолит или лазерный визир, типа ЛВ-5.

Таким образом линия визирования нивелира, теодолита или луч лазерного визира будут установлены параллельно проектной линии на расстоянии $b=i$. Перемещая рейку по линии в необходимых местах забивают колья таким образом, чтобы отсчеты по рейке во всех точках были равны высоте прибора $b=i$.

Построение проектной плоскости $ABCD$ осуществляют при планировке горизонтальных либо наклонных площадок следующим образом. Вначале выносят в натуру точки A , B , C и D , принадлежащие проектной плоскости, и строят их проектные высоты. Нивелир устанавливают вблизи одной из точек (например, вблизи точки A), таким образом, чтобы два подъемных винта располагались параллельно линии AB , а третий винт — по направлению D (рис. 118, g). Измеряют высоту прибора i и подъемными винтами 1 и 2 наклоняют зрительную трубу так, чтобы отсчет по рейке в точке B был равен i . Установив затем рейку в точке D , вращением подъемного винта 3 устанавливают отсчет по рейке, равный i .

Для контроля берут отсчет по рейке, установленной в точке C , который также должен быть равен i . В необходимых точках планируемого участка устанавливают рейку и забивают колья таким образом, чтобы отсчеты по рейке были равны i .

Построение проектной плоскости можно производить и с помощью теодолита. Особенно эффективным для этой цели является использование специальных лазерных систем, типа САУЛ-1, позволяющих разворачивать лазерный луч в горизонтальную, либо наклонную оптическую плоскость. Использование таких систем позволяет автоматизировать процесс управления строительными машинами и механизмами при производстве планировочных работ.

§ 97. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ВЕРТИКАЛЬНОЙ ПЛАНИРОВКЕ ПЛОЩАДОК

Проекты вертикальной планировки входят составной частью в проекты городских улиц и дорог, автомобильных и лесовозных дорог, строительных площадок, аэропортов, объектов лесного хозяйства, гидромелиоративных систем и т. д.

Основными задачами вертикальной планировки являются:

отвод поверхностных ливневых, талых и хозяйственных вод за пределы площадки, либо в систему подземной ливневой канализации;

приведение земной поверхности по направлению городских улиц и дорог, автомобильных и лесовозных дорог, взлетно-посадочных полос аэродромов, каналов и т. д. к допустимым уклонам, обеспечивающим нормальную работу автомобильного транспорта, безопасность взлетно-посадочных операций, рациональное использование водных ресурсов на орошаемых территориях;

организация земной поверхности, определение и устранение дефектов рельефа для удобства размещения инженерных сооружений и их последующего функционирования;

проектирование всех наземных инженерных сооружений и подземных коммуникаций в их взаимной увязке.

Топографической основой для разработки проекта вертикальной планировки являются топографические планы и цифровые модели местности (ЦММ) различных масштабов. В зависимости от категории рельефа, характера проектируемого объекта и стадии проектирования масштабы топографической основы принимают в пределах 1:2000—1:200 с высотой сечения горизонталей 1—0,25 м.

Топографические планы и ЦММ обычно получают в результате выполнения комплекса наземных полевых геодезических работ, включая выполнение различного вида топографических съемок: тахеометрических, нивелирования по квадратам, комбинированных и т. д. Особое место в комплексе геодезических работ для обоснования проектов вертикальной планировки занимает топографическая съемка методом нивелирования по квадратам (см. гл. 12), обеспечивающая необходимую точность исходной информации и быструю подготовку регулярной ЦММ в узлах правильных прямоугольных сеток.

Обязательными элементами проекта вертикальной планировки являются вычисление объемов земляных работ и составление схемы перемещения грунта (см. гл. 18).

При переносе проекта вертикальной планировки в натуру выполняют следующий комплекс геодезических работ:

проверка существующих и восстановление утраченных знаков плано-высотного обоснования, созданного на этапе предпроектных изысканий;

создание разбивочной основы строительства;

разбивка основных осей и элементов инженерных сооружений на площадке;

геодезический контроль за строительными работами и геодезическое управление работой строительных машин и механизмов;

производство исполнительных съемок.

В современном строительном процессе совершенно необходимым является использование автоматизированных приборов и систем для контроля производства земляных работ и геодезического управления работой строительных машин и механизмов. Эти вопросы рассмотрены на примере строительства аэродромов в гл. 18.

§ 98. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЙ КОНТРОЛЬ ТОЧНОСТИ ВЫПОЛНЕНИЯ СТРОИТЕЛЬНО-МОНТАЖНЫХ РАБОТ

Геодезический контроль точности выполнения строительно-монтажных работ осуществляет подрядчик — строительная организация.

Геодезический контроль строительно-монтажных работ обычно осуществляют с помощью геодезического прибора (нивелира, теодолита, лазерного визира) или визирок.

При контроле точности строительных работ с помощью визирок две из них устанавливают на точках A и B , забитых на проектные высоты, а третью (контрольную) перемещают в створе по поверхности завершеного строительного участка. По величине занижения $-\Delta_i$ или завышения $+\Delta_i$ контрольной визирки относительно линии, соединяющей две опорные, судят о соответствии выполненных строительно-монтажных работ проекту и оценивают их качество (рис. 119, а, б).

Аналогичным образом контролируют точность и оценивают качество выполнения строительно-монтажных работ с использованием геодезических оптических, либо лазерных приборов. Для этого прибор устанавливают над вынесенной в натуру проектной точкой A , измеряют высоту прибора i и ориентируют его на рейку, установленную на второй проектной точке B с наведением на отсчет, равный высоте прибора. Затем с помощью рейки или линейки, с учетом высоты прибора, устанавливают фактические уклоны $\pm\Delta_i$ строительной поверхности относительно проектного положения (см. рис. 119, в).

При возведении плоских строительных поверхностей (например, при вертикальной планировке), либо при монтаже конструкций и элементов относительно заданной проектной плоскости, визирную, либо лазерную плоскость геодезического прибора устанавливают параллельно проектной, и, таким образом, точность и качество строительно-монтажных работ оценивают по фактическим отклонениям от проектной поверхности, с учетом высоты прибора.

При недопустимых отклонениях положения конструкций, элементов и строительных поверхностей от проектного положения выполняют дополнительные работы по доводке и обеспечению требуемой точности и качества строительно-монтажных работ.

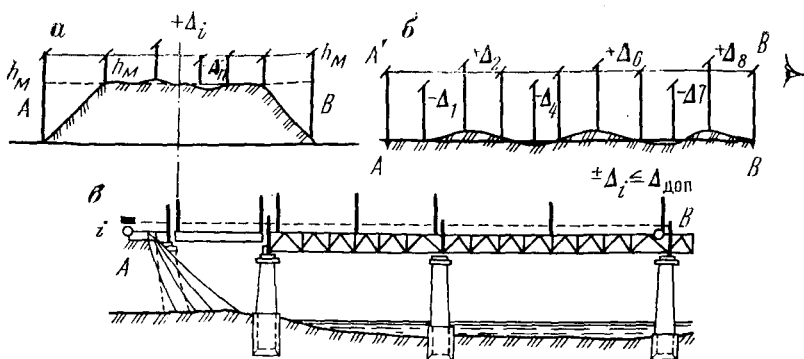


Рис. 119. Геодезический контроль точности выполнения строительно-монтажных работ:

a — в поперечном профиле земляного полотна; *б* — в продольном профиле дороги; *в* — в продольном профиле моста

§ 99. ИСПОЛНИТЕЛЬНЫЕ СЪЕМКИ

В процессе строительства и после него ведут учет выполненных работ. Для определения положения в плане и по высоте возводимых сооружений и их частей производят специальные геодезические измерения, совокупность которых называют исполнительной съемкой.

Исполнительной съемке подлежат не все части сооружений, а только те, от которых зависит прочность, устойчивость сооружения, точность монтажа, а также последующие условия его эксплуатации. Обычно в проекте производства работ устанавливают перечень тех частей сооружения, которые подлежат исполнительной съемке. Работу по производству исполнительных съемок обычно выполняет заказчик, либо по его заданию — проектная организация, разрабатывавшая проект данного строительного объекта.

При проверке качества возведения тех частей сооружения, которые в процессе последующих строительных работ будут перекрыты другими частями и элементами, производят промежуточные исполнительные съемки с подготовкой необходимой отчетной документации (планы, профили и т. д.).

Исполнительные съемки производят с использованием геодезической разбивочной основы строительства также, как и другие виды топографических съемок. Геодезический контроль осуществляют измерениями превышений, расстояний, углов относительно опорных осей и точек с записью результатов в специальные ведомости. В результате выполненных контрольных геодезических работ и исполнительных съемок устанавливают все отклонения выстроенного сооружения от проекта, намечают

пути их устранения, либо принимают решение о продолжении последующих строительных работ, либо осуществляют приемку завершеного объекта с соответствующей оценкой качества строительства.

Погрешность измерений при исполнительных съемках допускается не более 0,2 величины отклонений, допускаемых строительными нормами и правилами, государственными стандартами или проектной документацией.

По результатам исполнительной съемки составляют исполнительный генеральный план, отмечая на нем все отклонения от проекта. Генеральный исполнительный план служит основным документом при приемке завершеного объекта, а также используется при последующей его эксплуатации и реконструкции.

Глава 16

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ИЗЫСКАНИЯХ И СТРОИТЕЛЬСТВЕ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

§ 100. КЛАССИФИКАЦИЯ И ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ДОРОГАХ

Автомобильные дороги представляют собой комплекс различных по назначению и конструктивным особенностям сооружений, предназначенных для обеспечения безопасного движения транспортных средств с расчетными скоростями и нагрузками.

Автомобильные дороги СССР в соответствии со СНиП 2.05.02—85 по административному и народнохозяйственному значению делят на:

дороги общего пользования;

подъездные дороги к промышленным предприятиям;

внутрихозяйственные автомобильные дороги;

временные автомобильные дороги (автозимники, дороги лесозаготовительных предприятий, внутренние дороги промышленных предприятий и т. д.).

Автомобильные дороги на всем протяжении или на отдельных участках в зависимости от расчетной интенсивности движения подразделяют на пять категорий. При этом все геометрические параметры автомобильных дорог (ширина земляного полотна, радиусы вертикальных выпуклых и вогнутых и горизонтальных кривых, предельные уклоны продольного профиля и т. д.) связаны с категорией автомобильной дороги.

Для перевозки леса и в интересах лесного хозяйства используют все имеющиеся в данном районе дороги, а также

строят специальные лесные дороги. Лесные дороги в зависимости от своего назначения делят на лесовозные, лесохозяйственные, служебно-контрольные, хозяйственные и туристские. Основными лесными дорогами, обеспечивающими бесперебойную работу лесозаготовительных предприятий являются лесовозные, которые подразделяются на магистрали, ветки и усы.

§ 101. ЭЛЕМЕНТЫ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

Автомобильная дорога, как и любое другое сооружение, может быть изображена в виде трех проекций: плана, продольного и поперечных профилей.

Ось автомобильной дороги, представляющая собой в общем случае пространственную кривую, называют трассой.

Графическое изображение проекции трассы на горизонтальную плоскость, называют планом трассы.

Современные автомобильные дороги в плане представляются сочетанием соизмеримых по длине самостоятельных элементов трассы: прямых, круговых кривых, клотоид и отрезков клотоид. Такие трассы называют клотоидными. Они отличаются большой зрительной плавностью и обеспечивают высокие уровни удобства и безопасности движения при умеренных объемах строительных работ.

В простейшем случае трасса может быть представлена ломаным тангенциальным ходом с вписанными в углы поворота круговыми кривыми. В этом случае простейшие закругления трассы представляются следующими элементами (рис. 120, а): углом поворота θ , радиусом R , кривой K , тангенсом T и биссектрисой B . Геометрические элементы простых закруглений трассы связаны между собой следующими тригонометрическими соотношениями

$$T = R \operatorname{tg} \frac{\theta}{2}; \quad B = R \left(\sec \frac{\theta}{2} - 1 \right); \quad K = \frac{\pi \theta R}{180^\circ}. \quad (16.1)$$

Измерение длины трассы автомобильных дорог производят по ломаному тангенциальному ходу. Очевидно, фактическая длина трассы в связи с наличием криволинейных участков будет меньше, чем измеренная. В связи с этим на каждом закруглении вычисляют величины домеров. Домер представляет собой разницу в измеренной длине по ломаной и данной кривой:

$$D = 2T - K. \quad (16.2)$$

Простейшие закругления в виде круговых кривых, вписанных в угол поворота применяют при сравнительно больших радиусах:

на дорогах общего пользования при $R > 3000$ м для I категории и при $R > 2000$ для II—V категорий;

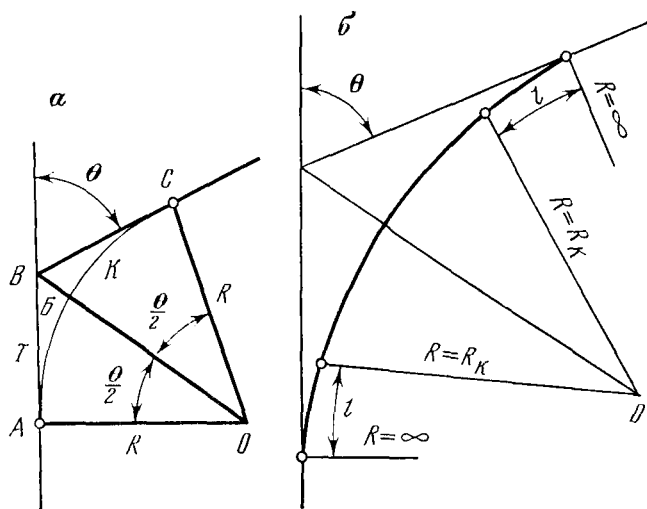


Рис. 120. Элементы закруглений:

a — круговая кривая; *б* — круговая кривая со вспомогательными переходными

на лесовозных дорогах при $R > 250$ м для магистралей и при $R > 100$ м на ветках.

При меньших значениях радиусов круговые кривые соединяют с прямыми участками трассы посредством переходных кривых, удовлетворяющих принципу постепенного уменьшения радиуса по длине кривой от $R = \infty$ в начале ее до $R = R_k$ в точке сопряжения переходной кривой с круговой кривой радиуса R_k (рис. 120, б). Минимальные длины переходных кривых следует принимать по табл. 10.

Продольным профилем дороги называют развернутую в плоскости чертежа проекцию оси дороги на вертикаль-

Таблица 10

Радиус круговой кривой, м	15	30	50	60	80	100	150	200	250	300	400	500	600—1000	1000—2000
Длина переходной кривой на автомобильных дорогах и лесовозных магистралях, м	20	30	35	40	45	50	60	70	80	90	100	110	120	100
Длина переходной кривой на ветках, м	10	20	25	25	30	30								

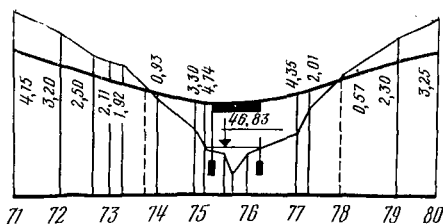
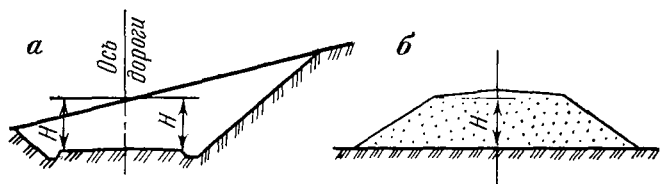


Рис. 121. Продольный профиль автомобильной дороги

Рис. 122. Рабочие отметки:
а — насыпи; б — выемки



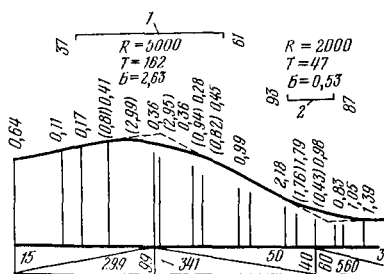
ную плоскость. Крутизна участков дороги характеризуется уклонами продольного профиля. Продольный уклон является одним из важнейших показателей автомобильной дороги поскольку во многом характеризует ее транспортно-эксплуатационные качества, а также и объемы земляных работ по сооружению земляного полотна. Чем больше продольный уклон продольного профиля, тем меньшие скорости на этом участке могут реализовать идущие по дороге транспортные потоки.

Естественные уклоны местности по оси трассы нередко на отдельных своих участках превышают допустимые для дороги данной категории. В этих случаях в пониженных местах рельефа для смягчения уклона подсыпают грунт, устраивая насыпи, и, наоборот, в повышенных местах рельефа срезают грунт, устраивая выемки (рис. 121). Из-за устройства насыпей и выемок отметки бровки дороги обычно не совпадают с высотами земли по оси трассы. Разницу между высотами поверхности земли по оси дороги и отметками бровки дороги, определяющую высоту насыпи или глубину выемки, называют рабочей отметкой H (рис. 122).

Переломы продольного профиля, связанные с изменением уклона продольного профиля по длине трассы смягчают вертикальными кривыми — вогнутыми, если кривая имеет выпуклость вниз и выпуклыми, если кривая имеет выпуклость вверх (рис. 123). Величины радиусов вертикальных выпуклых и вогнутых кривых также во многом определяют транспортно-эксплуатационные качества автомобильной дороги. В частности вертикальные выпуклые кривые ограничивают видимость в продольном профиле и таким образом оказывают сильное влияние на условия и безопасность движения. Вогнутые вертикальные кривые определяют появление дополнитель-

Рис. 123. Вертикальные кривые:

1 — выпуклая; 2 — вогнутая



ной центробежной силы, влияющей на комфортабельность движения и т. д.

Такие важные показатели автомобильной дороги, как допустимые продольные уклоны и наименьшие допустимые радиусы вертикальных выпуклых и вогнутых кривых, во многом влияют на безопасную скорость движения автомобилей, следовательно, для дорог различных категорий эти параметры должны быть разными.

В соответствии со СНиП 2.05.02—85 наибольшие продольные уклоны для вновь строящихся автомобильных дорог, радиусы кривых в плане, наименьшие расстояния видимости и наименьшие радиусы вертикальных выпуклых и вогнутых кривых определяются по табл. 11.

Изображение сечения полотна дороги вертикальной плоскостью, перпендикулярной к оси трассы, называют поперечным профилем (рис. 124).

Полоса поверхности дороги, в пределах которой происходит движение транспортных потоков, называется проезжей частью. Дороги I категории имеют самостоятельные проез-

Таблица 11

Расчетная скорость, км/ч	Наибольшие продольные уклоны, %	Наименьшие радиусы кривых в плане, м		Наименьшие радиусы кривых в продольном профиле, м		
		основные	в горной местности	выпуклых	вогнутых	
					основные	в горной местности
150	30	1200	1000	30 000	8000	4000
120	40	800	600	15 000	5000	2500
100	50	600	400	10 000	3000	1500
80	60	300	250	5 000	2000	1000
60	70	150	125	2 500	1500	600
50	80	100	100	1 500	1200	400
40	90	60	60	1 000	1000	300
30	100	30	30	600	600	200

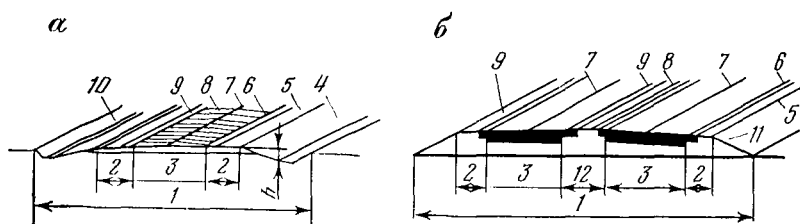


Рис. 124. Элементы поперечного профиля дороги:

а — с одной проезжей частью; *б* — с двумя проезжими частями и разделительной полосой;

1 — земляное полотно; 2 — обочина; 3 — проезжая часть; 4 — внутренний откос боковой канавы; 5 — бровка насыпи; 6 — кромка проезжей части; 7 — ось проезжей части; 8 — ось дороги; 9 — краевая полоса; 10 — внешний откос боковой канавы; 11 — откос насыпи; 12 — разделительная полоса

жие части для движения в противоположных направлениях, разделяемые для обеспечения безопасности движения разделительной полосой. Сбоку от проезжей части устраивают обочины, которые служат для временной стоянки автомобилей и размещения дорожно-строительных материалов при ремонтных работах. Вдоль проезжей части на обочинах и разделительных полосах устраивают укрепленные полосы, повышающие прочность края проезжей части. Для осушения дороги и отвода от нее воды в выемках и вдоль невысоких насыпей устраивают боковые канавы (кюветы). С боков земляное полотно ограничивается спланированными наклонными плоскостями — откосами. Линию сопряжения обочины и откоса насыпи или внутреннего откоса кювета называют бровкой земляного полотна. Расстояние между бровками условно принято называть шириной земляного полотна.

Согласно СНиП 2.05.02—85 ширину земляного полотна для автомобильных дорог различных категорий принимают: для четырех полосных дорог I категории — 27,5—28,5 м, для II категории — 15 м, для III категории — 12 м, для IV категории — 10 м и для V категории — 8 м.

Ширина земляного полотна лесовозных дорог I категории установлена равной 10 м, а II и III категорий — 5,5 м.

§ 102. ОСОБЕННОСТИ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ ПРИ ИЗЫСКАНИЯХ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

В соответствии с традиционной технологией проектно-изыскательских работ при проектировании автомобильных дорог сбор исходной информации, необходимой для составления проекта, обычно производят в следующей последовательности:

перед выездом в поле осуществляют трассирование вариантов автомобильной дороги по топографическим картам М 1 : 25 000—1 : 10 000. В отдельных случаях для этой цели используют материалы старых аэросъемок;

в зависимости от стадии проектирования рассматривают различное число вариантов и подвариантов направления трассы и осуществляют сопоставление их по ограниченному числу показателей (длина трассы, объемы земляных работ, минимальные радиусы горизонтальных и вертикальных кривых и т. д.);

на стадии полевых наземных изысканий (аэрометоды применяют редко), как правило, по единственному выбранному на стадии предварительной камеральной проработки варианту выполняют сбор информации с использованием традиционного геодезического оборудования. При этом выполняют: трассирование; разбивку пикетажа; закрепление трассы знаками; двойное нивелирование; съемку поперечников; топографические съемки сложных мест (мостовые переходы, транспортные развязки, участки сложного водоотвода и т. д.); гидрометеорологические работы; инженерно-геологическое обследование по оси трассы; разведку местных дорожно-строительных материалов; согласования с землепользователями, заинтересованными организациями и ведомствами. Информацию о местности при традиционных изысканиях собирают на узкой полосе (50—200 м) вдоль априори выбранного варианта трассы;

на основе полученных в поле материалов составляют проект автомобильной дороги с использованием традиционной технологии и методов проектирования, где ЭВМ используют лишь для решения отдельных проектных задач в пакетном режиме обработки программ.

Системное, автоматизированное проектирование предопределяет обязательную многовариантность проработки основных проектных решений. При многовариантной проработке большого числа возможных направлений трассы автомобильной дороги уже недостаточно информации, собираемой на узкой полосе вдоль априори принятого варианта автомобильной дороги, а необходима информация в весьма широкой полосе варьирования, где могут пройти конкурирующие варианты автомобильной дороги. Эта информация (геодезическая, геологическая, почвенно-грунтовая, гидрогеологическая, гидрологическая и т. д.) не может быть получена в сжатые сроки при использовании традиционных методов наземных изысканий.

Отличительными особенностями производства изысканий при проектировании на уровне систем автоматизированного проектирования являются:

получение топографической и другой изыскательской информации в пределах полосы варьирования трассы, ширина которой может быть особенно значительной (до $\frac{1}{3}$ длины трассы)

на ранних стадиях проектирования, когда рассматриваются принципиальные, конкурирующие направления будущей дороги; широкое использование (40—60 % от общего объема изыскательских работ) методов аэроизысканий: аэросъемочных, аэрогеодезических, аэрогеологических, аэрогидрологических и т. д.; применение методов наземной фотограмметрии (фототеодолитные съемки);

широкое использование методов электронной тахеометрии (т. е. использование электронных тахеометров, регистрирующих нивелиров, светодальномеров, автоматически регистрирующих результаты измерений на носители информации в виде, пригодном для непосредственного ввода в ЭВМ);

автоматизация обработки и регистрации исходной топографо-геодезической информации;

подготовка информации в виде, пригодном для оперативного использования при автоматизированном проектировании на ЭВМ, т. е. получение цифровых моделей местности (ЦММ) на полосе варьирования трассы;

широкое применение высокопроизводительных методов гидрометрических и инженерно-геологических работ.

Перечисленные выше высокопроизводительные и точные методы изысканий позволяют получать огромную по объему информацию для проектирования автомобильных дорог в сжатые сроки.

§ 103. ТРАССИРОВАНИЕ ДОРОГ ПО КАРТАМ, ПЛАНАМ И МАТЕРИАЛАМ АЭРОСЪЕМОК

Выбор направления трассы является комплексной задачей, при решении которой детально рассматривают по основным показателям конкурирующие варианты автомобильной дороги (по строительной стоимости и приведенным затратам, транспортно-эксплуатационным расходам, материалоемкости, уровням удобства и безопасности движения и т. д.).

Общее направление дороги устанавливают на основе экономических изысканий, выполняемых в соответствии со схемами развития и размещения сети автомобильных дорог, размещения и развития производственных сил данного региона, схемами районной планировки и землеустройства.

При нанесении каждого варианта трассы принимают во внимание следующие условия:

учитывают требования технических нормативов (например, радиусы в плане, продольные уклоны, радиусы вертикальных выпуклых и вогнутых кривых);

варианты дороги трассируют по возможности по кратчайшему направлению между заданными пунктами с целью получения наивыгоднейших решений в части стоимости строитель-

ства и последующих транспортно-эксплуатационных расходов;

учитывают природные условия района проектирования автомобильной дороги (топографические, геологические, гидрогеологические, почвенно-грунтовые, гидрологические, метеорологические);

учитывают ситуационные особенности района проектирования (например, существующую застройку, коммуникации, ценные пахотные угодья, участки территории, непригодные для строительства дороги);

рассматривают варианты пересечения крупных водотоков; решают вопрос проложения трассы в районе населенных пунктов с целью наилучшего обслуживания местных транспортных связей и транзитного движения;

учитывают требования ландшафтного проектирования автомобильных дорог;

учитывают требования по обеспечению удобства и безопасности движения.

Сложность, большая стоимость строительства и значительные размеры текущих затрат на содержание дороги в большинстве случаев заставляют избегать проложения трассы по участкам местности с неблагоприятными геологическими условиями (вечномерзлые грунты, оползни, осыпи, болота, засоленные грунты, участки местности с явно выраженными эрозионными процессами, закарстованные участки и т. д.).

Ежегодные затраты на снегоборьбу на автомобильных дорогах страны весьма велики, поэтому при проложении вариантов трассы учитывают преобладающее направление ветров с тем, чтобы уже на стадии проектирования в максимальной степени предохранить земляное полотно от заносов снегом, а в пустынных районах — от заносов песком.

Учитывая большую ценность сельскохозяйственных угодий, дороги трассируют, как правило, по землям несельскохозяйственного назначения.

При трассировании дорог в районе населенных пунктов приходится рассматривать два принципиальных варианта решения: в обход с постройкой подъездного пути; проложение трассы по территории населенного пункта.

При проектировании безопасной для автомобильного движения трассы следует избегать: кривых малого радиуса в конце затяжных спусков; резких поворотов дороги за переломами продольного профиля; пересечений с дорогами в одном уровне в условиях необеспеченной видимости; участков переплетений и слияний транспортных потоков местного и транзитного движения с различными скоростями; длинных прямых и особенно прямых, сочетающихся в конце с кривыми в плане малого радиуса.

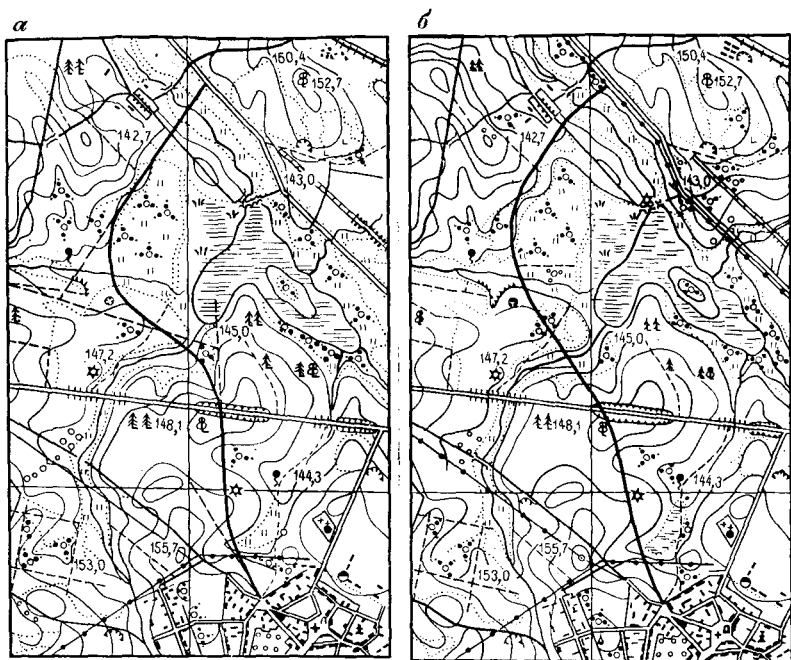


Рис. 125. Схема трассы автомобильной дороги, запроектированной с использованием принципов:

а — тангенциального трассирования; *б* — гибкой линейки

Традиционный принцип трассирования автомобильных дорог, который можно назвать принципом «тангенциального трассирования», состоит в том, что на карту либо план наносят с помощью линейки ломаный магистральный ход, в изломы которого вписывают круговые кривые или круговые кривые со вспомогательными переходными. Минимальные значения радиусов закруглений принимают согласно СНиП 2.05.02—85.

Основной недостаток принципа «тангенциального трассирования» состоит в том, что магистральный ход, укладываемый сообразно рельефу и ситуации, во многом определяет положение самой трассы автомобильной дороги в плане (рис. 125, *а*). Это обстоятельство почти всегда определяет негибкую пространственную линию автомобильной дороги, которая, в частности, характеризуется наличием длинных прямых и коротких круговых кривых минимального радиуса, наличием закруглений за переломами продольного профиля, повышенными объемами земляных работ, повышенной аварийностью и т. д. Принцип «тангенциального трассирования» применим на некоторых участках трассы только в одном случае, когда направления, оп-

ределяющие углы поворота, фиксированы ситуационными условиями. В остальных случаях принцип «тангенциального трассирования» использовать не следует.

Принцип «гибкой линейки» существенно отличается от идеи «тангенциального трассирования» и является основным при проектировании плана автомобильных дорог. Суть принципа «гибкой линейки» состоит в том, что на крупномасштабной карте или плане, сообразуясь с рельефом и ситуацией, вписывают плавную линию от руки либо с помощью специальной гибкой линейки — сплайна (рис. 125, б). При этом положение магистрального ломаного хода (углы поворота и положение их вершин) и параметры закруглений определяются трассой автомобильной дороги, а не наоборот, как это принято при тангенциальном трассировании.

Принцип «гибкой линейки» является основным при автоматизированном проектировании клотоидных трасс. При проектировании трассы с обычными закруглениями по плавной эскизной линии устанавливают положение магистрального хода, измеряют углы поворота θ и биссектрисы B на закруглениях. По известным значениям θ и B с использованием таблиц горизонтальных кривых определяют радиусы закруглений с последующим округлением до кратных значений. Как следует из (16.1) величина радиуса закругления по известной биссектрисе может быть рассчитана непосредственно по формуле:

$$R = \frac{B}{\sec \frac{\theta}{2} - 1}. \quad (16.3)$$

При трассировании всегда стремятся к возможному снижению объемов земляных работ. Это удастся сделать в тех случаях, когда на напряженных участках развивают трассу с уклоном равным наибольшему для дороги данной категории. Для этого прежде всего определяют заложение соответствующее этому уклону по формуле

$$d_{\min} = \frac{h}{i}, \quad (16.4)$$

где h — высота сечения рельефа, м; $d_{\min}$ — заложение на местности, соответствующее наибольшему уклону i .

Если масштаб карты либо плана равен $1:M$, то минимальное заложение в масштабе карты (плана) будет равно

$$d'_{\min} = \frac{h}{i \cdot M}.$$

Например, если высота сечения рельефа 1,0 м, а $i=0,04$, то при $M=2000$ получим

$$d_{\min} = \frac{1}{0,040} = 25 \text{ м} \quad \text{и} \quad d'_{\min} = \frac{1}{0,04 \cdot 2000} = 0,0125 \text{ м}.$$

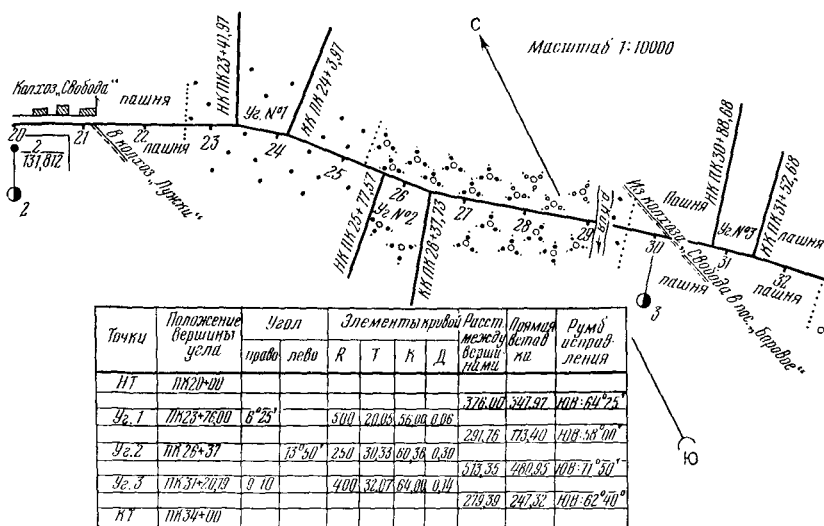


Рис. 126. План трассы автомобильной дороги

Полученное расстояние закрепляют на измерителе и делают ход по горизонталям, а эскизную трассу при трассировании по принципу «гибкой линейки» приближают к этому ходу. При наличии горных хребтов трассирование начинают с перевального участка.

При затяжных уклонах, равных наибольшему, через каждые 2—3 км предусматривают участки уклонами не более 20 ‰ или горизонтальные площадки длиной порядка 50 м.

План трассы является одним из наиболее важных документов проекта дороги (рис. 126). План трассы обычно составляют в масштабе 1:10 000. На нем жирной линией показывают трассу с разбивкой пикетажа и километража, изображается рельеф и ситуационные особенности притрассовой полосы. На чертеже размещают также ведомость углов поворота, прямых и кривых.

В последние годы стало находить применение трассирование дорог по материалам аэрофотосъемок. Для этой цели используют материалы маршрутных аэросъемок прямолинейными или криволинейными маршрутами. В отдельных случаях используют и плановую аэросъемку. Аэросъемка организуется таким образом, чтобы получаемые аэроснимки одного маршрута имели взаимное продольное перекрытие порядка 60 % и поперечное перекрытие между параллельными маршрутами от 20 до 60 %.

Трассирование осуществляют либо по фотопланам, получаемым в результате трансформирования аэроснимков (см. § 89)

либо на универсальных стереофотограмметрических приборах по стереомодели местности. Материалы аэросъемок наиболее часто используют для подготовки топографических планов и цифровых моделей местности, которые затем используют для трассирования автомобильных дорог и последующего автоматизированного проектирования с использованием систем САПР-АД.

§ 104. ПОЛЕВЫЕ ТОПОГРАФО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ТРАССИРОВАНИИ

Полевые топографо-геодезические работы при изысканиях автомобильных дорог выполняют специализированные экспедиции, партии и отряды. Перед началом полевых изыскательских работ обязательно делают необходимые согласования с заинтересованными организациями, ведомствами и землепользователями. Полевые работы обычно выполняют в летний период времени, а камеральные — в зимний. Существенная часть камеральных работ, касающаяся обработки журналов полевых измерений, составления плана трассы, продольного профиля земли по оси дороги, топографических планов и т. д., выполняют в ходе полевых изысканий. Такая организация способствует более качественному выполнению проектно-изыскательских работ и исключению грубых ошибок в процессе полевых геодезических измерений.

Предварительное трассирование дорог осуществляют перед выездом в поле по имеющимся в проектной организации топографическим картам, планам или фотопланам, которое сопровождается технико-экономическим сравнением вариантов по укрупненным показателям с выбором наиболее перспективных направлений.

Полевые работы, особенно в сложных, труднодоступных районах проектирования обычно начинают с аэровизуальных и наземных рекогносцировочных обследований.

Аэровизуальные обследования, выполняемые при полете самолета или вертолета на сравнительно малых высотах, позволяют оценить правильность выбранного направления трассы, выбрать положение мостовых переходов, обследовать участки со сложными инженерно-геологическими условиями, изучить на месте различные препятствия и наметить пути их обхода, выбрать пункты примыкания дороги к различным объектам. Аэровизуальные обследования оформляют в виде отчета и по его материалам вносят коррективы в ранее намеченный вариант дороги. Лишь после этого производят наземные работы.

Наземные работы начинают с рекогносцировки трассы, которую обычно выполняет начальник изыскательской партии

(отряда) с группой специалистов по геологии и гидрологии. В ходе рекогносцировки отыскивают и закрепляют на местности начальную, конечную и промежуточные контрольные точки, прохождение трассы через которые является обязательным. Обследуют на местности места мостовых переходов и сложные в инженерно-геологическом отношении участки.

Трассирование на местности выполняют с помощью теодолита Т30 или Т15. При вешении в лесу делают просеки шириной не более 1 м. На этом этапе осуществляют предварительное закрепление трассы.

Окончательное закрепление дороги на местности выполняют специализированные звенья. Наземные геодезические работы в местах пересечения трассой существующих автомобильных и железных дорог, линий электропередач и связи и других коммуникаций осуществляют с соблюдением действующих для этого специальных требований.

После выноса трассы в натуру осуществляют ее привязку к пунктам государственной геодезической сети путем прокладки теодолитных ходов. При отсутствии вблизи трассы пунктов геодезической сети через каждые 15—20 км по трассе производят определение истинных азимутов соответствующих направлений трассы.

Работу звена трассировщиков организуют следующим образом. Теодолит устанавливают в начальной точке трассы и приводят в рабочее положение. Устанавливают начальное направление трассы по характерным ориентирам на местности или с помощью буссоли по магнитному азимуту. Выставляют вежу на возвышенном месте в пределах видимости и производят вешение «на себя», выставляя вежи через каждые 100—150 м. Затем теодолит переносят на первую станцию, ориентируют на начало трассы, переводом трубы через зенит при двух кругах выставляют вторую станцию и вновь осуществляют вешение «на себя» и т. д. до первого угла поворота трассы.

Углы поворота трассы измеряют одним полным приемом с записью отсчетов в угломерный журнал. Допустимая угловая невязка по трассе нормируется $1,5' \sqrt{n}$ (где n — общее число теодолитных станций и углов поворота). Здесь же вычисляют и проверяют правильность измерения угла поворота и назначают радиус круговой кривой. Номер угла поворота, величину угла и радиус кривой записывают на сторожке, которым обозначают вершину угла.

Производят закрепление трассы стандартными осевыми столбами, земляными конусами, привязкой к постоянным предметам, притрассовыми реперами.

Вслед за этим разбивают пикетаж по трассе с расчетом и разбивкой горизонтальных кривых. Пикетаж обычно разби-

вают с использованием землерейной стальной 20-метровой ленты ЛЗ. Допустимая точность измерения длин для автомобильных дорог нормируется 1:1000 и в трудных условиях пересеченной и горной местности — 1:500. Результаты измерений заносят в пикетажный журнал, в котором вдоль середины страницы изображают условную выпрямленную трассу. Повороты трассы отмечают стрелками с надписями величин элементов закруглений. На трассе показывают номера пикетов, плюсы, номера и пикетажное положение вершин углов, притрассовые реперы. Кроме того, отмечают границы угодий, реки, ручьи, овраги, дороги, пересекаемые коммуникации, болота, отдельные строения и т. д. Стрелками показывают направление поверхностного стока (рис. 127).

Трассу обычно разбивают на участки длиной по 100 м, называемые пикетами. В практике разбивочных работ встречаются пикеты длиной несколько отличной от 100 м. Такие пикеты называют рублеными. Кроме того при разбивке пикетажа отмечают еще и плюсовые точки, которыми отмечают места перегибов земной поверхности по оси трассы, не совпадающие с положением пикетов, а также места пересечений трассы с коммуникациями. Пикеты закрепляют деревянными колышками — точками, забиваемыми вровень с землей, и забиваемыми в 15—20 см от точек сторожками — колышками высотой 50—60 см. На сторожках надписывают номера пикетов на лицевой стороне, обращенной в сторону начала трассы. На плюсовых точках надписывают номера предшествующего пикета и расстояние от него (например, ПК 21+78). Главные точки трассы, соответствующие началу, концу и середине кривых обозначают на местности также как и пикеты, т. е. сторожками и точками.

Съемка притрассовой полосы ведется методом прямоугольных координат в полосе шириной по 50 м в обе стороны.

Реперы по трассе устанавливают через 2—3 км, размещая их за пределами полосы отвода (т. е. в 20—30 м от трассы).

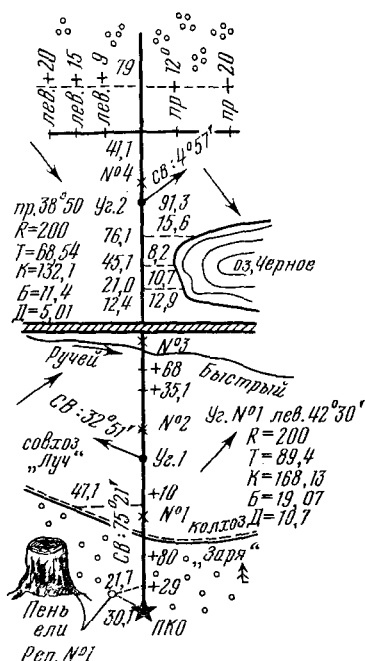


Рис. 127. Образец оформления пикетажного журнала

Реперы представляют собой стандартные деревянные или железобетонные столбы, обращенные лицевой частью в стороны трассы, на которой надписывают наименование организации, номер репера и год производства изысканий.

§ 105. РАСЧЕТ И ДЕТАЛЬНАЯ РАЗБИВКА ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ КРИВЫХ. ВЕДОМОСТЬ ПРЯМЫХ И КРИВЫХ

В зависимости от типов закруглений трассы автомобильных дорог, расположения трассы относительно тангенциального хода, наличия парка приборов, которым располагает проектно-изыскательская либо строительная организация, назначения разбивочных работ, различают следующие способы выноса трассы в натуру:

- от основного магистрального хода, касательного к началу и концу каждого закругления;

- от тангенциального хода, касательного к главным точкам трассы;

- от произвольного магистрального хода.

Разбивку трассы от основного магистрального хода, касательного к началу и концу каждого закругления (рис. 128, а) осуществляют обычно при разбивке пикетажа в ходе изыскательских работ по трассе, представленной традиционными закруглениями (см. рис. 120), т. е. круговыми кривыми или круговыми кривыми со вспомогательными переходными. Расчет и разбивку закруглений в этом случае осуществляют с использованием специальных таблиц или микрокалькуляторов.

Разбивку трассы от тангенциального хода, касательного к главным точкам трассы (рис. 128, б) осуществляют в ходе изыскательских работ при разбивке пикетажа, либо при детальной разбивке трассы в ходе строительства автомобильной дороги с использованием таблиц или микрокалькуляторов. Выполняемые при этом расчеты настолько просты, что не требуют использования ЭВМ.

Разбивку трассы от произвольного магистрального хода осуществляют в ходе строительства, когда клотоидная трасса была запроектирована автоматизированно в рамках системы САПР-АД с использованием цифровых моделей местности ЦММ, построенных на поперечниках к вынесенному в натуру магистральному ходу (рис. 128, в). Расчет координат для выноса точек трассы в натуру может быть осуществлен только на больших ЭВМ. Пакет соответствующих прикладных программ представлен в технологической линии проектирования ТЛП-I САПР-АД.

При разбивке пикетажа мерной лентой наибольшую трудность представляет расчет закруглений и вынос точек трассы

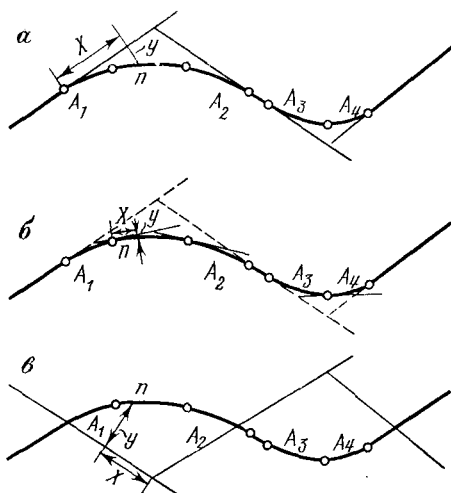
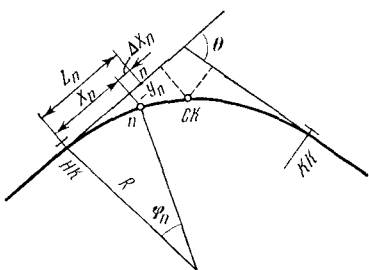


Рис. 128. Способы выноса трассы в натуру:

a — от магистрального хода, касательного в точках начала и конца закруглений; *б* — от магистрального хода, касательного к главным точкам трассы; *в* — от произвольного магистрального хода

Рис. 129. Схема выноса точек на кривую при разбивке пикетажа



на кривую. Измерение длин производят по магистральному (ломаному) ходу, касательному к точкам начала и конца каждого закругления. Установив пикетажное значение соответствующей вершины угла по известному значению величины угла θ и радиусу R , по таблицам или с помощью микрокалькулятора вычисляют длины тангенса T , кривой K , биссектрисы B и домера D с использованием формул (16.1) — (16.2). Далее осуществляют расчет пикетажных значений главных точек закругления в следующей последовательности, позволяющей одновременно производить и контроль вычислений:

$- \frac{B_{\text{уг}}}{T}$	ПК 127 + 54,4 3 21,4
$+ \frac{HK}{K}$	ПК 124 + 33,0 6 26,1
$- \frac{KK}{1/2K}$	ПК 130 + 59,1 3 13,05
$+ \frac{CK}{1/2 D}$	ПК 127 + 46,05 8,35
$B_{\text{уг}}$	ПК 127 + 54,4

Оставив ленту на месте, возвращаются назад к началу кривой и с помощью рулетки от ближайшего пикета устанавливают на местности положение начала кривой (НК), обозначив его сторожком и точкой. Далее перемещаясь к вершине угла, выносят пикеты, обозначенные на тангенсе (рис. 129). Величину L_n

при этом определяют как разницу между соответствующим пикетом и пикетажным значением начала кривой:

$$\frac{\text{—НК}}{L_n} \quad \frac{\text{ПК 125} + 00}{\text{ПК 124} + 33,0} \\ \hline \quad \quad \quad 67,0$$

Далее с помощью микрокалькулятора вычисляют:

$$\varphi_n = \frac{180^\circ}{\pi} \frac{L_n}{R}; \quad X_n = R \sin \varphi_n; \\ Y_n = 2R \sin^2 \frac{\varphi_n}{2}; \quad \Delta X_n = L_n - X_n. \quad (16.5)$$

Отложив с помощью рулетки назад от выносимого пикета величину сдвижки ΔX_n , восстанавливают экером перпендикуляр и рулеткой откладывают ординату Y_n с обозначением на местности соответствующего пикета сторожкой и точкой.

По известным значениям L_n и R величину сдвижки ΔX_n и ординаты Y_n можно вычислить по таблицам. В случае необходимости установления на кривой плюсовых точек при больших значениях радиусов производят промер рулеткой по хорде между соответствующими пикетами. При малых значениях радиуса можно вынести на кривую +50 и выполнить промер рулеткой между соответствующим пикетом и +50 и т. д. Разбивку кривой продолжают до точки, соответствующей положению середины кривой (СК).

Вторую половину кривой разбивают следующим образом. Протягивают ленту вперед на величину домера D и идут с пикетажом по тангенсу (с обозначением сторожками соответствующих пикетов) до конца кривой (КК) с обозначением на местности последнего сторожкой и точкой. Оставив ленту на месте, ведут вынос пикетов и плюсовых точек на кривую, возвращаясь от конца кривой к вершине угла аналогично изложенному выше, и завершают разбивку повторным выносом на местность ее середины (СК). Практическое совпадение двух точек СК свидетельствует о правильности выполненных расчетов и измерений.

Разбивку клотоидных кривых производят точно таким же образом, однако вычисления производят по формулам:

$$X_n = L_n - \frac{L_n^5}{40A^4}; \quad Y_n = \frac{L_n^3}{6A^2} - \frac{L_n^7}{336A^6}; \\ \Delta X_n = \frac{L_n^5}{40A^4}, \quad (16.6)$$

где A — параметр клотоиды.

Для разбивки клотоидных кривых можно пользоваться также специальными таблицами.

Результаты измерений и вычислений при трассировании автомобильных дорог сводятся в специальную ведомость прямых и кривых. По измеренным углам поворота трассы и дирекционному углу начального ее направления по формулам (9.9)—(9.10) вычисляют дирекционные углы всех последующих направлений трассы. Если вычисления выполнены правильно, то разница между суммой углов поворота вправо $\Sigma\theta$ и суммой углов поворота трассы влево $\Sigma\theta'$ должна быть точно равна разности дирекционных углов конечного α_n и начального α_0 направления трассы:

$$\Sigma\theta - \Sigma\theta' = \alpha_n - \alpha_0. \quad (16.7)$$

Контроль правильности вычисления длины трассы осуществляют по формулам:

$$L_{\text{тр}} = \Sigma S - \Sigma D; \quad (16.8)$$

$$L_{\text{тр}} = \Sigma P + \Sigma K, \quad (16.9)$$

где $L_{\text{тр}}$ — длина трассы; ΣS — сумма расстояний между вершинами углов поворота трассы; ΣD — сумма домеров; ΣP — сумма прямых вставок между смежными кривыми; ΣK — сумма длин кривых.

Значения длины трассы, полученные по выражениям (16.8) — (16.9), должны быть равны между собой. Дополнительным контролем правильности вычисления длины трассы служит также разница между пикетными значениями начала и конца трассы за вычетом поправки за разницу между полными и рублеными пикетами.

В ходе строительства автомобильных дорог различают следующие основные способы разбивки горизонтальных кривых:

- способ прямоугольных координат;
- способ полярных координат;
- способ углов и хорд.

В зависимости от величины радиуса круговой кривой при строительстве автомобильных дорог осуществляют детальную разбивку кривых с шагом: 1, 2, 5, 10 и 20 м.

Способ прямоугольных координат. Примем тангенс за ось абсцисс, а направление из точки начала кривой (или ее конца) в сторону центра — за ось ординат (рис. 130, а). Если требуется детально разбить кривую с шагом l , то центральный угол φ дуги l определится по формуле

$$\varphi = \frac{l}{R} \cdot 57,3^\circ. \quad (16.10)$$

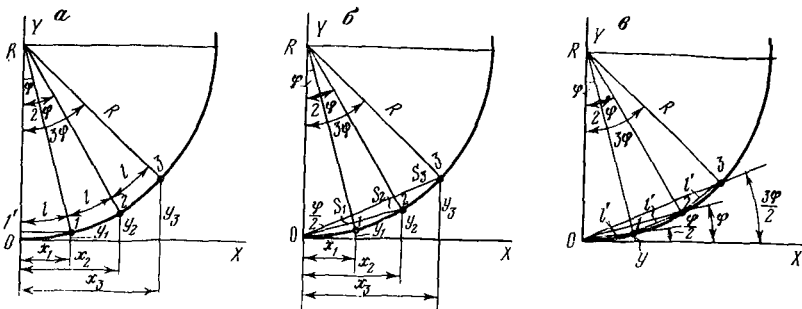


Рис. 130. Схемы разбивки круговой кривой:

a — способом прямоугольных координат; *б* — способом полярных координат; *в* — способом углов и хорд

Из треугольника IRI' следует, что

$$x_1 = R \sin \varphi;$$

$$y_1 = R - R \sin \varphi - 2R \sin^2 \frac{\varphi}{2}.$$

Отсюда, учитывая, что разбивку кривой ведут с равным шагом l_n , окончательно имеем

$$\varphi_n = n\varphi; \quad (16.11)$$

$$x_n = R \sin \varphi_n; \quad (16.12)$$

$$y_n = 2R \sin^2 \frac{\varphi_n}{2}. \quad (16.13)$$

Разбивку ведут с помощью теодолита (или эккера), ленты или рулетки. При этом ординаты y_n откладывают по ленте, строят прямой угол с помощью теодолита (эккера) и сторожком обозначают соответствующую точку на местности.

Способ полярных координат основан на том свойстве, что угол между касательной и секущей равен половине центрального угла, стягиваемого отсеченной дугой (рис. 130, б). Задав шаг разбивки l , по формуле (16.10) определяют величину центрального угла φ . Тогда величина угла δ_n для каждой точки составит:

$$\delta_n = n \frac{\varphi}{2}. \quad (16.14)$$

Выполнив вычисления по формулам (16.11) — (16.13), устанавливают значения длин лучей для каждой точки кривой:

$$S_n = \sqrt{x_n^2 + y_n^2}. \quad (16.15)$$

Разбивку кривой удобно осуществлять по методу полярных координат при использовании электронного тахеометра или тахеометра со светодальномерной насадкой, позволяющих измерять расстояние с высокой точностью. Для каждой точки откладывают угол δ_n и по лучу светодальномером расстояние S_n . Полученную точку на местности обозначают сторожкой.

Способ углов и хорд. В тех случаях, когда строительная организация не располагает электронными тахеометрами, либо светодальномерными насадками для разбивки горизонтальных круговых кривых может быть использован способ углов и хорд.

Задавись длиной хорды l' , определяют угол $\varphi/2$ (рис. 130, в):

$$\sin \frac{\varphi}{2} = \frac{y}{l'} = \frac{2R \sin^2 \frac{\varphi}{2}}{l'} = \frac{l'}{2R},$$

откуда

$$\frac{\varphi}{2} = \arcsin \frac{l'}{2R}. \quad (16.16)$$

Теодолит устанавливают в точке 0 и ориентируют ноль лимба в направлении X. Откладывают угол $\varphi/2$ и лентой расстояние l' и таким образом получают точку 1, которую обозначают на местности сторожкой. Откладывают угол $2(\varphi/2)$ и от точки 1 расстояние l' до пересечения с лучом теодолита, и получают точку 2 и т. д.

Детальную разбивку клотоидных кривых при строительстве автомобильных дорог осуществляют как правило способом прямоугольных или способом полярных координат. Выбор того или иного способа диктуется рельефными и ситуационными особенностями местности, а также наличием у строительной организации тех или иных геодезических приборов.

Детальную разбивку клотоидных кривых при строительстве автомобильных дорог, аналогично круговым, осуществляют с равным строительным шагом, соизмеряя его длину с параметром и длиной клотоиды.

Способ прямоугольных координат. Длину кривой до заданной точки на клотоиде определяют по формуле (рис. 131, а)

$$L_n = nl, \quad (16.17)$$

где l — шаг разбивки клотоиды; n — порядковый номер выносимой точки.

Прямоугольные координаты вычисляют на микрокалькуляторе по формулам (16.6). Техника работы с приборами остается точно такой же как и для круговой кривой.

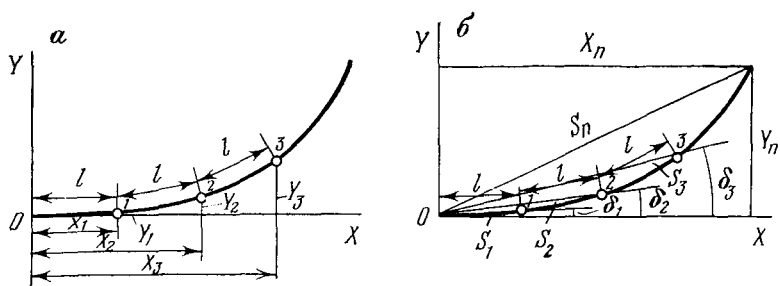


Рис. 131. Схемы разбивки клотоидной кривой:

а — способом прямоугольных координат; б — способом полярных координат

Способ полярных координат заключается в отложении от тангенса из точки начала кривой полярных углов δ_n и длин лучей S_n (рис. 131, б).

Задаввшись строительным шагом разбивки, по формуле (16.17) определяют расстояния до соответствующих точек по клотоиде. По формулам (16.6) вычисляют прямоугольные координаты соответствующих точек. Для перехода к полярным координатам вычисляют длины лучей по формуле (16.15) и полярные углы по формуле

$$\delta_n = \arctg \frac{y_n}{x_n}. \quad (16.18)$$

Для детальной разбивки клотоидных кривых способом полярных координат целесообразно использовать электронные тахеометры, либо тахеометры со светодальномерными насадками. Техника разбивки остается такой же, как и для круговой кривой.

§ 106. ГЕОМЕТРИЧЕСКОЕ НИВЕЛИРОВАНИЕ ТРАССЫ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ ПО ПИКЕТАЖУ

К нивелированию оси трассы автомобильных дорог приступают после закрепления трассы (в частности, после высотного закрепления рабочими реперами, устанавливаемыми в среднем через 2 км за пределами полосы отвода), разбивки пикетов, плюсовых точек, поперечников, главных точек трассы и выноса пикетов на кривые.

Нивелирование трассы автомобильных дорог выполняют методом из середины. В качестве связующих точек как правило принимают пикеты. Однако, при больших продольных уклонах в качестве связующих точек могут выступать также плюсовые и иксовые точки. Нивелир на станции устанавливают примерно

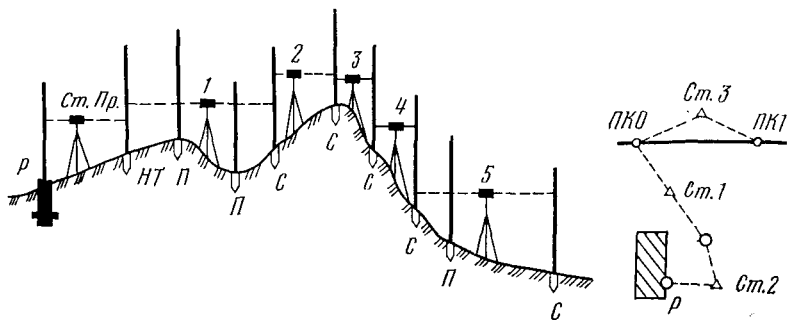


Рис. 132. Схемы геометрического нивелирования трассы автомобильных дорог по пикетажу:

а — установка прибора между связующими точками; б — привязка трассы к реперам и маркам государственной нивелирной сети

на равных расстояниях от связующих точек и приводят в рабочее положение (рис. 132, а). Перед установкой рейки следят за тем, чтобы ее пятка, а также связующая точка были очищены от земли, грязи, травы и т. д.

Обычно начало и конец трассы автомобильной дороги (а иногда и промежуточные ее точки) привязывают к реперам и маркам государственной нивелирной сети (рис. 132, б). Высотную привязку трассы производят двойным ходом либо нивелированием в два нивелира с допускаемой невязкой $50\sqrt{L}$ мм (где L — длина нивелирного хода в км). При привязке трассы к реперам и маркам рейки устанавливают на специальные металлические башмаки или костыли. При отсутствии вблизи трассы реперов или марок государственной нивелирной сети привязку ведут лишь к рабочим реперам в начале, в конце и вдоль трассы в условных высотах.

Нивелирование трасс автомобильных дорог обычно осуществляют в два нивелира. Первый нивелировщик (как правило более опытный) берет отсчеты на все связующие и промежуточные точки, а второй — только на связующие. В конце каждого рабочего дня вычисляют превышения между связующими точками и сравнивают соответствующие превышения между собой. Если между некоторыми связующими точками обнаруживают недопустимые расхождения в результатах первого и второго нивелирования, то между этими точками осуществляют третье (контрольное) нивелирование.

При геометрическом нивелировании трасс автомобильных дорог в два нивелира отсчеты берут только по черным сторонам реек. Для удобства обработки результатов нивелирования и обеспечения достаточно высокой производительности и точности нивелирования отсчеты целесообразно брать с округлением до

регистрации, обработки данных геометрического нивелирования и обеспечивает автоматизированную подготовку продольных профилей земли на графопостроителях.

§ 107. СЪЕМКА ПОПЕРЕЧНИКОВ

Съемку поперечников осуществляют для правильного подсчета объемов земляных работ, проектирования земляного полотна и системы поверхностного водоотвода, а также для составления рабочей документации для строительства. Съемку поперечников производят методами геометрического, либо тригонометрического нивелирования.

При съемке поперечников методом геометрического нивелирования при разбивке пикетажа по трассе автомобильной дороги одновременно осуществляют разбивку поперечников на всех пикетных и плюсовых либо только на характерных точках. На прямолинейных участках трассы поперечники разбивают перпендикулярно к оси трассы, а на криволинейных участках — по радиусу кривых. Характерные точки поперечников обозначают на местности сторожками, на которых надписывают расстояния от оси трассы. Длину поперечников принимают такой, чтобы в его пределах разместились все элементы земляного полотна автомобильной дороги. Затем производят геометрическое нивелирование точек поперечников. Отсчеты берут только по черной стороне рейки.

При больших поперечных уклонах местности взять с одной станции отсчеты на все точки поперечника часто не удастся. В этом случае нивелирование ведут с установкой нескольких промежуточных станций и привязкой к соответствующей точке трассы.

В связи с появлением малогабаритных оптических теодолитов (типа Т60, Т30, 2Т30, 2Т30П) съемку поперечников стали выполнять главным образом методом тригонометрического нивелирования. Для этого прибор устанавливают над соответствующим пикетом либо плюсовой точкой, откладывают угол 90° в одну сторону трассы и выполняют съемку характерных точек, а затем — в другую.

Съемка поперечников методом тригонометрического нивелирования требует меньших трудозатрат и является более производительной, в частности потому, что не требует предварительной разбивки поперечников, и съемка даже при значительных поперечных уклонах почти всегда осуществляется с одной стоянки прибора.

§ 108. СОСТАВЛЕНИЕ ПРОДОЛЬНОГО И ПОПЕРЕЧНОГО ПРОФИЛЕЙ. НАНЕСЕНИЕ ПРОЕКТНОЙ ЛИНИИ

Графическое изображение продольного профиля автомобильных дорог является одним из основных проектных документов, на основе которых осуществляют строительство объекта.

Продольный профиль составляют по материалам журнала геометрического нивелирования и пикетажной книжки.

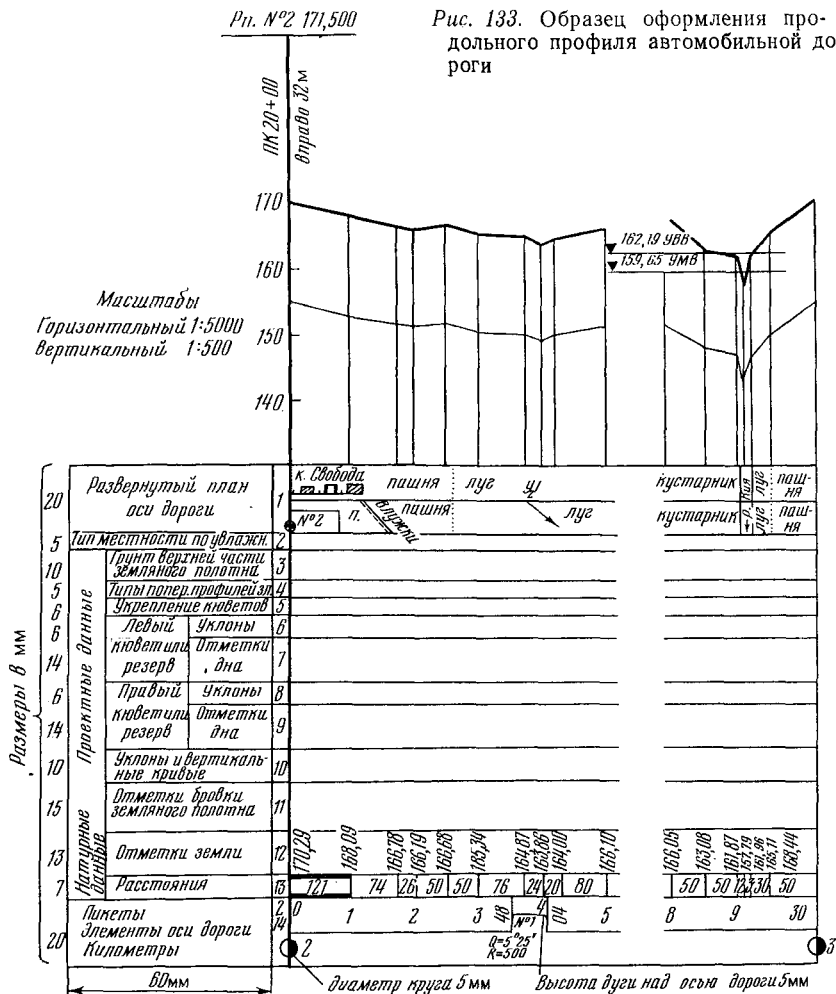
Продольный профиль обычно вычерчивают на миллиметровой бумаге в масштабах: горизонтальный — $1:5000$, вертикальный — $1:500$ и грунтовый — $1:50$. На профиль наносят: развернутый план дороги, профиль земли по оси дороги, проектную линию продольного профиля по бровке земляного полотна, грунтовый профиль, отметки земли и бровки земляного полотна, расстояния между характерными точками местности и пикетами, условными обозначениями уклоны и вертикальные кривые, прямые и кривые в плане, указатели километров и т. д. (рис. 133).

С чертежа продольного профиля на миллиметровой бумаге снимают кальку, с которой печатают необходимое количество экземпляров. В последние годы чертежи продольного профиля стали изготавливать с помощью графопостроителей на специальных лавсановых пленках.

Построение продольного профиля начинают с заполнения графы расстояний, где вертикальными прямыми обозначают все пикеты и характерные точки трассы, для которых определены высоты в результате нивелирования. Между прямыми линиями указывают расстояния. Если между соседними пикетами нет плюсовых точек, то расстояния не записывают. Рубленый пикет независимо от длины показывают в масштабе чертежа длиной в 100 м, но фактическая его длина на профиле указывается. Затем выписывают высоты соответствующих точек с округлением их до сантиметра.

На продольном профиле ниже поверхности земли на 2 см параллельно ей наносят грунтовый профиль в масштабе $1:50$, на котором выписывают наименования грунтов и с помощью специальных обозначений их физико-механические свойства.

Положение проектной линии продольного профиля устанавливают либо с помощью специальных прозрачных лекал, либо в результате расчета на ЭВМ. Проектированию проектной линии продольного профиля предшествует установление контрольных высотных точек: пересечения и примыкания автомобильных дорог в одном и разных уровнях, пересечения с железными дорогами, пересечения малых и больших водотоков, условия необходимого возвышения земляного полотна над уровнем снега и поверхности дорожного покрытия над уровнем грунтовых и поверхностных вод и т. д. Учитывают нормируемые СНиПом



допустимые продольные уклоны, минимальные радиусы выпуклых и вогнутых вертикальных кривых, а также наименьшие длины вертикальных кривых одного знака. В ходе нанесения проектной линии стремятся к максимально возможному снижению объемов строительных работ.

После нанесения проектной линии продольного профиля вычисляют и записывают в соответствующую графу проектные отметки по бровке земляного полотна и рабочие отметки. При этом рабочие отметки насыпей выписывают над проектной линией, а выемок — под ней. Устанавливают положение точек нулевых работ.

Масштабы:
Горизонтальный 1:200
Вертикальный 1:200

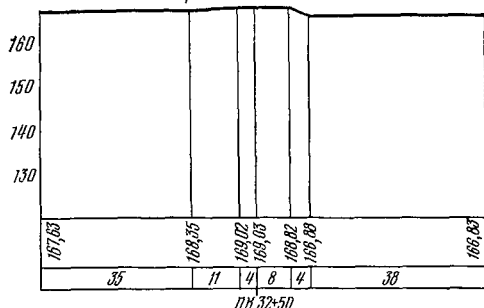


Рис. 134. Образец оформления поперечного профиля автомобильной дороги

Проектную линию изображают на чертеже в 2 раза более толстой, чем линию поверхности дороги. Чертеж продольного профиля оформляют в строгом соответствии с требованиями ГОСТ 21.511—83.

Поперечные профили вычерчивают обычно в масштабе 1:200, при этом горизонтальный и вертикальные масштабы принимаются одинаковыми (рис. 134).

§ 109. ПОДСЧЕТ ОБЪЕМОВ ЗЕМЛЯНЫХ РАБОТ

Одной из обязательных задач, которую приходится решать при проектировании автомобильных дорог является подсчет объемов земляных работ, которые затем используют для решения задачи распределения земляных масс, разработки проекта организации строительства и определения сметной стоимости строительства.

Определение объемов земляных работ на автомобильных дорогах производят способом поперечных профилей. Для этой цели участок автомобильной дороги, для которого определяют

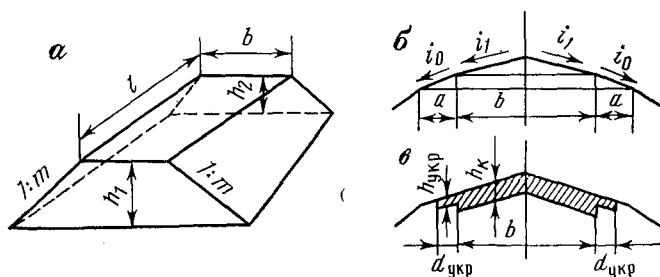


Рис. 135. Схемы вычисления объемов земляного полотна автомобильных дорог:

а — элементарный призматонд; б — учет объема сточной призмы; в — учет поправки на корыто и крепление обочин

объемы земляных работ, делят на элементарные призматойды поперечными сечениями, проводимыми в пикетных и плюсовых точках трассы.

Известно, что объем призматойда может быть определен по формуле Симпсона (рис. 135, а):

$$V_1 = \frac{F_1 + F_2 + 4F_{\text{ср}}}{6} l, \quad (16.20)$$

где F_1 , F_2 — площади поперечных сечений призматойда; $F_{\text{ср}}$ — площадь поперечного сечения, расположенного в середине призматойда, т. е. на расстоянии $l/2$; l — длина элементарного призматойда.

Выразив $F_{\text{ср}}$ через величины площадей поперечных сечений F_1 и F_2 соответствующих рабочих отметок h_1 и h_2 и коэффициента заложения откосов m получим:

$$F_{\text{ср}} = \frac{F_1 + F_2}{2} - \frac{m(h_2 - h_1)^2}{4}. \quad (16.21)$$

Подставив выражение (16.21) в (16.20), окончательно получим:

$$V_1 = \left[\frac{F_1 + F_2}{2} - \frac{m(h_2 - h_1)^2}{6} \right] l. \quad (16.22)$$

Суммарный объем массива (насыпи или выемки) определяется как сумма объемов элементарных участков:

$$V = \sum_{i=1}^{n-1} \left[\frac{F_{i-1} + F_i}{2} - \frac{m_i(h_i - h_{i-1})^2}{6} \right] l_i, \quad (16.23)$$

где n — число элементарных участков в пределах данного массива; i — номер участка.

Если рабочие отметки в соседних поперечниках участка различаются не более чем на 2 м, а длина его не превышает 50 м, то вторым членом уравнения (16.22) можно пренебречь, и в этом случае объем элементарного участка определится:

$$V_1 = \frac{F_1 + F_2}{2} l. \quad (16.24)$$

На участках трассы с поперечным уклоном, при сложном поперечном профиле земли, а также при сложной конструкции земляного полотна (например, полунасыпь — полувыемка) площади поперечных сечений земляного полотна определяют графически с помощью палетки или циркуля, а при автоматизированном проектировании в автоматическом режиме — на ЭВМ.

При определении объемов земляного полотна автомобильных дорог к результатам расчета по уравнению (16.23) вводят

поправки на устройство сточной призмы и на устройство корыта для размещения дорожной одежды и укрепления обочин.

Для учета объема сточной призмы (рис. 135, б) объем земляных работ корректируют на величину:

$$\Delta V_{\text{п}} = \left(a^2 i_{\text{об}} + \frac{b^2 i_{\text{о}}}{4} + b a i_{\text{об}} \right) l, \quad (16.25)$$

где a — ширина обочины; $i_{\text{об}}$ — поперечный уклон обочины; b — ширина проезжей части; $i_{\text{о}}$ — поперечный уклон дорожной одежды.

При этом объемы земляных работ увеличивают на величину $\Delta V_{\text{п}}$ для насыпей и уменьшают — для выемок.

Для учета поправки на корыто и укрепление обочины (рис. 135, в) объемы земляных работ корректируют на величину

$$\Delta V_{\text{к}} = (b h_{\text{дор}} + 2 d_{\text{укр}} h_{\text{укр}}) l, \quad (16.26)$$

где $h_{\text{дор}}$ — толщина конструкции дорожной одежды; $h_{\text{укр}}$ — толщина укрепления обочины; $d_{\text{укр}}$ — ширина укрепления обочины.

Объемы земляных работ уменьшают на величину $\Delta V_{\text{к}}$ для насыпей и увеличивают — для выемок.

В необходимых случаях в расчетные объемы земляных работ вводят также поправки на коэффициенты уплотнения грунта в насыпях, на осадку грунта от планировочных и уплотняющих машин в выемках, а также на снятие растительного слоя грунта.

§ 110. РАЗБИВКА ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

Для производства земляных работ в ходе строительства осуществляют детальную разбивку земляного полотна, заключающуюся в обозначении на местности всех характерных точек поперечного профиля как в плане, так и по высоте, разбивке и обозначении на местности бровки земляного полотна, подошвы откосов, бермы, кюветы и т. д.

При разбивке земляного полотна в равнинной местности закрепляют положение осевых точек $0'$, бровок насыпи A_1' , A_2' , подошв насыпей C_1 , C_2 , точек A_1' , A_2' и бровок C_1 , C_2 выемки (рис. 136, а). Горизонтальное расстояние от оси до подошвы насыпи и бровки выемки соответственно определится:

$$l_1 = l_2 = \frac{B}{2} + mh, \quad (16.27)$$

$$l_1 = l_2 = \frac{B}{2} + b_{\text{к}} + mh, \quad (16.28)$$

где $b_{\text{к}}$ — ширина кювета попереху.

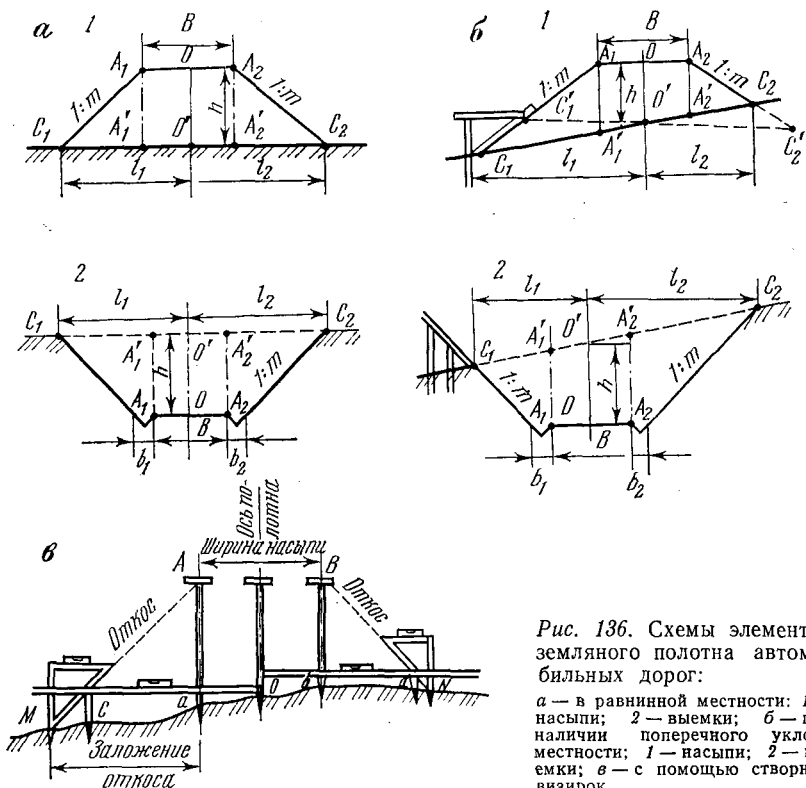


Рис. 136. Схемы элементов земляного полотна автомобильных дорог:

a — в равнинной местности: 1 — насыпи; 2 — выемки; *б* — при наличии поперечного уклона местности: 1 — насыпи; 2 — выемки; *в* — с помощью створных визирок

Положение проекции бровок определяется как:

$$b_1 = b_2 = \frac{B}{2}. \quad (16.29)$$

При наличии поперечного уклона местности разбивка элементов земляного полотна несколько усложняется. Как видно из рис. 136, *б* расстояния l_1 и l_2 от оси трассы неодинаковы. Положение точек C_1 и C_2 может быть легко найдено, если от точки O' отложить наклонные расстояния $O'C_1$ и $O'C_2$. Если обозначить угол поперечного наклона местности через ν , а угол откоса насыпи через β , тогда из треугольников $O'C_1'C_1$ и $O'C_2'C_2$ по теореме синусов получим наклонные расстояния l_1 и l_2 (см. рис. 136, *б*):

$$l_1 = \left(\frac{B}{2} + mh \right) \frac{\sin \beta}{\sin (\beta - \nu)}; \quad (16.30)$$

$$l_2 = \left(\frac{B}{2} + mh \right) \frac{\sin \beta}{\sin (\beta + \nu)}. \quad (16.31)$$

Учитывая, что $\operatorname{tg} \beta = 1:m$ и $\operatorname{tg} \nu = 1:n$ можно в формулах (16.30) — (16.31) заменить синусы на тангенсы, тогда после преобразований наклонные расстояния l_1 и l_2 можно выразить через заложения откосов m и склона n :

$$l_1 = \left(\frac{B}{2} + mh \right) \frac{\sqrt{1+n^2}}{n+m}; \quad (16.32)$$

$$l_2 = \left(\frac{B}{2} + mh \right) \frac{\sqrt{1+n^2}}{n-m}. \quad (16.33)$$

Очевидно, что положение проекций бровок A_1' и A_2' определяется наклонными расстояниями b_1 и b_2 , откладываемыми от точки O'

$$b_1 = b_2 = \frac{B}{2 \cos \nu}. \quad (16.34)$$

Описанный выше способ разбивки элементов земляного полотна на косогоре дает быстрые и точные результаты при однообразном угле наклона местности, измеряемом геодезическим прибором на местности или определяемом по поперечному профилю. При значительной разнице в поперечных уклонах местности вправо и влево от оси трассы, при определении расстояний l_1 и l_2 в формулы (16.32) и (16.33) вводят соответствующие значения заложений склонов местности n и при этом оказывается $b_1 \neq b_2$.

Аналогичным образом при наличии поперечного уклона местности осуществляют и разбивку выемки:

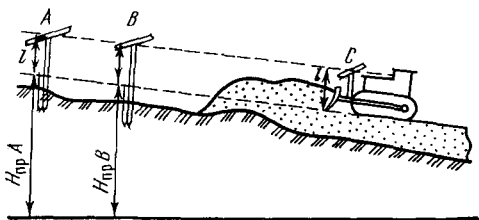
$$l_1 = \left(\frac{B}{2} + b_k + mh \right) \frac{\sqrt{1+n^2}}{n+m}; \quad (16.35)$$

$$l_2 = \left(\frac{B}{2} + b_k + mh \right) \frac{\sqrt{1+n^2}}{n-m}. \quad (16.36)$$

Разбивку поперечных профилей земляного полотна обычно осуществляют с шагом 20 м. Разбивку осуществляют наклонным лучом теодолита, либо лазерного визира, а иногда с помощью створных визирок и откосников.

Вдоль отбитых подошв насыпи и бровок выемок прокладывают борозду, обозначающую их положение, ставят створные визирки, показывающие высоту насыпи и откосники, указывающие направления откосов насыпей и выемок (рис. 136, в). По мере возведения земляного полотна визирки и откосники перемещают по откосу.

Рис. 137. Схема планировки земляного полотна по опорным и ходовой визирке, установленной на бульдозере



Окончательную планировку земляного полотна осуществляют бульдозерами и автогрейдерами. Их работу контролируют по кольям разбивки оси и бровок земляного полотна, а также по визиркам, опорным *A* и *B* и ходовой *C*, устанавливаемой на бульдозере (рис. 137), либо используют для этой цели лазерные системы полуавтоматического или автоматического управления работой рабочих органов землеройных машин и механизмов.

Проектные высоты характерных точек поперечного профиля дорожного полотна вычисляют от проектной высоты бровки *H* по проектным уклонам i_0 , i и ширине отдельных элементов верхней части земляного полотна a , b (рис. 138). Например, проектная высота по оси дна корыта H_k для устройства дорожной одежды определится:

$$H_k = H + ai_0 + (b/2)i - h_k, \quad (16.37)$$

где *H* — проектная высота бровки земляного полотна; a — ширина обочины; i_0 — поперечный уклон обочины; b — ширина проезжей части; i — поперечный уклон проезжей части; h_k — глубина корыта.

При возведении земляного полотна отклонения от проекта не допускают более: а) в высотах бровок земляного полотна с учетом поправок на осадку ± 5 см; б) по ширине корыта ± 5 см; в) по поперечному уклону корыта ± 5 ‰; г) по продольному уклону кюветов и нагорных канав ± 1 ‰.

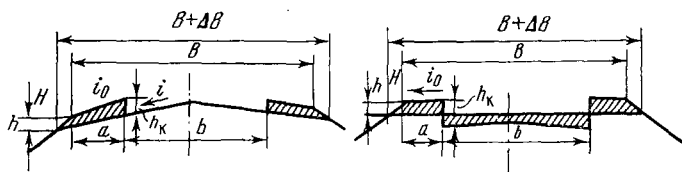


Рис. 138. Схема разбивки верхней части земляного полотна

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ИЗЫСКАНИЯХ И СТРОИТЕЛЬСТВЕ МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ И ТОННЕЛЕЙ

§ 111. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ИЗЫСКАНИЯХ МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ

Одним из основных видов исходной информации о местности, необходимой для разработки проектов мостовых переходов, являются материалы инженерно-геодезических изысканий. Состав изыскательских работ, масштабы, точность и объемы съемок во многом зависят от стадии проектирования (ТЭО — технико-экономическое обоснование, П — проект, РД — рабочая документация или РП — рабочий проект).

Однако, в соответствии с перечнем инженерных задач, решаемых при проектировании мостовых переходов, для любой стадии проектирования в том или ином объеме при изысканиях выполняют следующие виды основных работ:

инженерно-геодезические работы, связанные с трассированием мостовых переходов, созданием планово-высотного обоснования съемок, выполнением теодолитных и топографических съемок, съемками профилей и т. д.;

гидрологические обследования, связанные со сбором материалов, характеризующих режим водотока, морфометрическими обследованиями речной долины;

гидрометрические работы, заключающиеся в съемках речного дна, определении скоростей течения, расходов воды, уклонов свободной поверхности, характеристик руслового процесса и т. д.;

инженерно-геологические работы по составлению геолого-литологических разрезов, почвенно-грунтовым, гидрогеологическим обследованиям, поиску местных дорожно-строительных материалов;

прочие работы, связанные с обследованиями для проектирования мостовых переходов в условиях взаимодействия с другими инженерными сооружениями, установлением условий судоходства и лесосплава и т. д.

Нужно заметить, что все перечисленные основные виды изыскательских работ проводятся с обязательным использованием методов геодезии. Для выполнения изыскательских работ создаются специализированные партии (экспедиции), укомплектованные необходимыми современными геодезическими приборами и другим оборудованием.

Изыскания мостовых переходов выполняют в три этапа: подготовительный, полевой и камеральный.

Перед выездом в поле в подготовительный период изучают имеющиеся материалы района изысканий; топографо-геодезические, гидрологические, геологические, геоморфологические и экономические. В первую очередь собирают и изучают имеющиеся картографические и аэрофотосъемочные материалы на район изысканий.

В подготовительный период осуществляют предварительное трассирование вариантов мостового перехода, устанавливают объемы полевых изыскательских работ, укомплектовывают изыскательскую партию (экспедицию) персоналом и оборудованием.

Инженерно-геодезические работы в полевой период заключаются прежде всего в производстве топографических съемок с целью получения ситуационных и топографических планов, а также цифровых моделей местности (ЦММ) в объеме достаточном для обоснования выбора наиболее рационального створа перехода и для проектирования всех его основных сооружений (мост, подходы, регуляционные сооружения).

Ситуационный план в масштабе не мельче 1 : 10 000 снимают в пределах зоны, охватывающей все принципиальные варианты трассы мостового перехода, в тех случаях, когда имеющиеся картографические и аэрофотосъемочные материалы по объему недостаточны или устарели.

Ситуационный план снимают на всю ширину разлива реки с запасом ориентировочно по 200 м в стороны за линии урезов при расчетном уровне высокой воды (РУВВ). Длина участка съемки по речной долине принимается не менее 1,5 ширины разлива вверх и вниз от оси варианта трассы. При близко расположенных вариантах трассы мостового перехода снимают общий ситуационный план с запасом по длине не менее 1,5 ширины разлива реки вверх и вниз по реке от крайних вариантов трассы мостового перехода.

Ситуационный план целесообразно снимать теодолитами 2Т30 или 2Т30П, либо составлять по материалам аэрофотосъемок.

На рис. 139 представлен образец ситуационного плана с нанесенными на него положениями морфостворов и гидростворов, водомерных постов, а также границ разлива реки. На плане намечают участки, подлежащие детальной топографической съемке.

Детальная топографическая съемка для составления крупномасштабного плана и ЦММ выполняется, как правило, для окончательно установленного направления варианта мостового перехода. Размеры детальной топографической съемки устанавливают исходя из соображений необходимости проектирования моста, подходов, струнаправляющих дамб, струеотбойных траверсов, срезок пойменных берегов, спрямлений русел, берего-

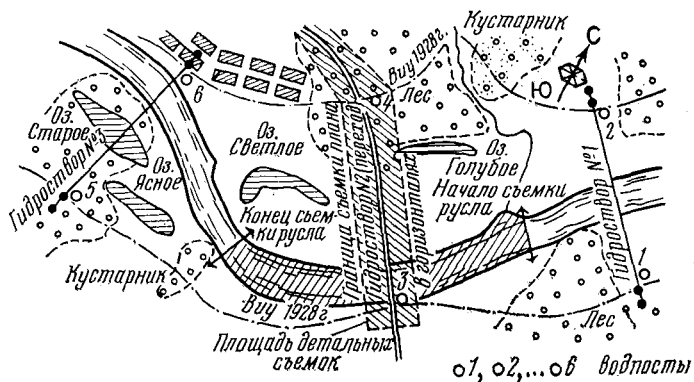


Рис. 139. Ситуационный план мостового перехода

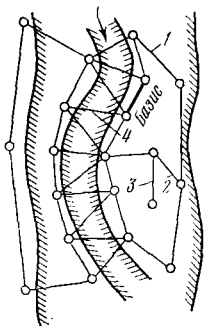


Рис. 140. Съемочное обоснование мостового перехода:

1 — замкнутый полигон; 2 — диагональный ход; 3 — висячий ход; 4 — микротриангуляция

укреплений и т. д. Топографические съемки осуществляют, как правило, в масштабах 1:2000 для больших мостовых переходов и 1:1000 — для прочих мостовых переходов.

Ситуационной и топографической съемкам предшествует создание съемочного обоснования. Обычно съемочное обоснование мостовых переходов представляется замкнутыми полигонами с диагональными и висячими ходами и микротриангуляцией (рис. 140). Измерение углов ведется полным приемом с допустимой угловой невязкой $1,5' \sqrt{n}$. Измерение длин сторон полигона производят компарированными землемерными лентами или рулетками с допустимой относительной невязкой 1:2000. В последние годы измерение длин линий нередко производят светодальномерами, что особенно удобно в связи с необходимостью измерения неприступных расстояний через водные преграды. Высоты съемочных точек, как правило, определяют геометрическим нивелированием с допустимой невязкой $50 \sqrt{L}$, мм (где L — длина нивелирного хода в км). Привязка съемочного обоснования осуществляется к трассе мостового

перехода, при этом последняя включается в съемочное обоснование.

Кроме съемки планов, в состав геодезических работ при изысканиях мостовых переходов входят:

разбивка вариантов трассы (вешение линий, закрепление трассы, разбивка пикетажа, двойное нивелирование по оси трассы, съемка поперечников);

разбивка морфостворов и гидростворов, необходимых для производства гидрометрических наблюдений (рис. 141). Разбивку морфостворов и гидростворов часто производят методом тригонометрического нивелирования;

съемка продольного профиля реки, на который наносят: профиль дна по фарватеру, профиль свободной поверхности потока при межени и высокой воде, бровки русла по правому и левому берегу, точки зафиксированных уровней исторических паводков и т. д. (рис. 142);

геодезическое обоснование гидрометрических работ (измерение скоростей течения и расходов воды; промеры глубин; измерение траекторий судов, плотовых составов и льдин);

геодезическое обоснование инженерно-геологических работ (планово-высотная привязка геологических выработок, съемки карьеров и резервов грунта);

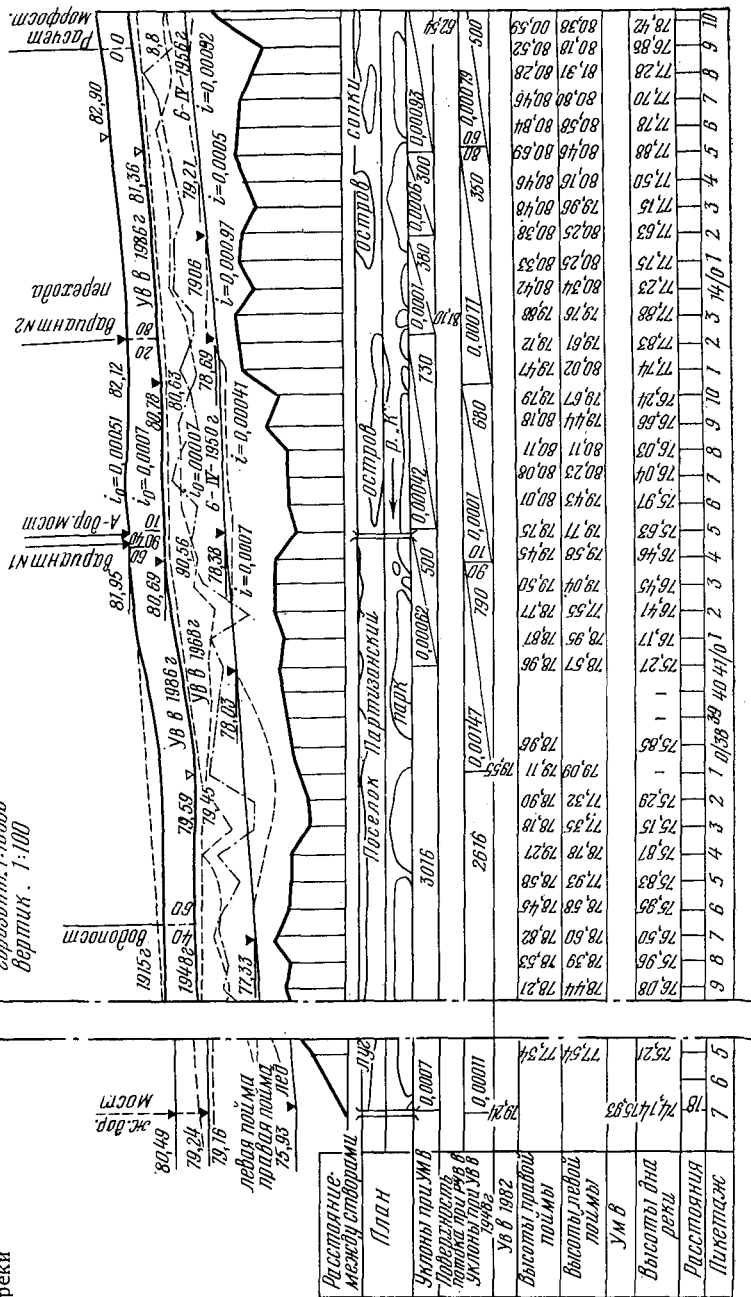
геодезические работы при обследовании существующих инженерных сооружений;

съемка пересекаемых коммуникаций.

При производстве геодезических работ в ходе изысканий мостовых переходов на современном этапе необходимо широко использовать аэрофотосъемку (аэрофотограмметрические работы, аэрогидрометрия), наземную фотограмметрию (фототеодолитные съемки, особенно эффективные при морфометрических работах и обследовании существующих инженерных сооружений) и электронную тахеометрию. Эти современные методы сбора информации позволяют резко повысить производительность изыскательских работ и максимально автоматизировать процесс обработки материалов полевых работ.

В камеральный период ведут обработку данных полевых работ, готовят ситуационные и топографические планы, профили, ЦММ, готовят отчеты о проведенных полевых работах. Широкое использование современных стереофотограмметрических приборов, ЭВМ, графопостроителей и других средств автоматизации на современном этапе в ходе камеральных работ является необходимым.

Масштабы:
горизонт. 1:10000
вертик. 1:100



§ 112. РАЗБИВОЧНЫЕ СЕТИ МОСТОВ И ПУТЕПРОВОДОВ

Разбивочные сети служат для обеспечения выноса проекта моста или путепровода в натуру. Вынос проекта осуществляется в соответствии с основным принципом геодезии — от общего к частному, т. е. от точных измерений всей длины перехода к локальным разбивкам опор и пролетов. От пунктов разбивочной сети выносят в натуру и контролируют центры опор, от центров разбивают оси опор, и от осей — конструкции на опоре.

При проектировании разбивочной геодезической сети моста или путепровода учитывают:

удобство разбивки и контроля центров опор;

сохранность пунктов сети в ходе строительства и после его завершения;

технология строительства и его очередность при создании разбивочной сети в несколько этапов;

необходимость увязки расположения пунктов сети с генпланом строительства с целью их сохранности и на период эксплуатации.

Геодезические измерения в разбивочных сетях на мостовых переходах имеют специфические особенности, связанные с необходимостью измерений над водной поверхностью и необеспеченной видимостью вдоль берегов из-за застройки или залесенности.

По сравнению с государственными геодезическими сетями разбивочные сети мостов отличаются сравнительно короткими длинами сторон (от 0,2—0,5 до 1—2 км). Однако требуемая точность измерений остается весьма высокой. Средняя квадратическая ошибка угловых измерений не должна превышать 1,5—2". Для того, чтобы служить основой для производства разбивочных работ, опорные пункты сети должны быть определены с точностью в 2 раза большей, чем разбиваемые с них центры опор. Учитывая, что допустимая средняя квадратическая ошибка определения положения центров опор нормируется не более ± 12 мм, положение пунктов плановой геодезической сети должно определяться с допустимой ошибкой не более ± 6 мм.

Разбивочные сети мостов и путепроводов создают методами: триангуляции, трилатерации, полигонометрии, а также путем создания специальных построений, учитывающих специфику местных условий на мостовом переходе и обеспечивающих максимальное удобство разбивочных работ.*

Мостовая триангуляция. До начала широкого использования светодальномерной техники и электронной тахео-

* Методы разбивки мостов/Г. С. Бронштейн, В. В. Грузинов, О. Н. Малковский и др. М., Транспорт, 1982.

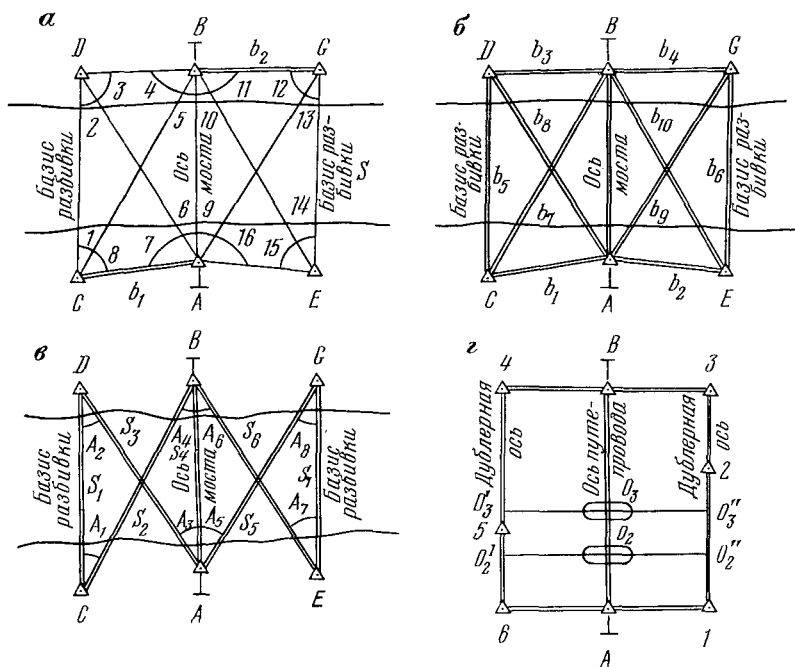


Рис. 143. Разбивочные сети мостов и путепроводов:

а — триангуляция; б — трилатерация; в — линейно-угловая сеть из базовых треугольников; г — полигонометрия

метрии мостовая триангуляция была основным методом построения базисных сетей.

Пункты, закрепляющие ось моста и базисы разбивки, составляют разбивочную сеть. Закрепление пунктов разбивочной сети осуществляют с помощью капитальных знаков — железобетонных монолитов. В связи с тем, что положение пунктов разбивочных сетей со временем может измениться в результате оползневых явлений, прохождения паводков, вследствие морозного пучения, а также в результате строительных работ, необходимы периодические контрольные измерения. Незыблемость пунктов сети контролируется перед началом строительства, после каждого большого паводка, а также в ходе строительства не реже двух раз в год. В ходе контрольных измерений определяют дополнительные или утраченные пункты, а также включают в сеть центры уже построенных опор и береговых устоев.

Основной фигурой мостовой триангуляции является сдвоенный геодезический четырехугольник с двумя измеренными базисами b_1 и b_2 (рис. 143, а). Разбивочная сеть моста включает

при этом ось моста AB и два базиса для разбивки центров опор CD и EG . В силу того, что мост является вытянутым сооружением поперек реки, базисы разбивки принимают приблизительно параллельными оси моста.

Учитывая, что разбивка центров опор мостов при использовании разбивочных сетей, построенных по принципу мостовой триангуляции, ведется способом засечек, соотношение короткой стороны геодезического четырехугольника (например AC) принимается равной приблизительно половине длинной стороны CD (т. е. длины береговых сторон примерно вдвое короче пересекающих реку).

Посредством мостовой триангуляции решают в основном две задачи: разбивка центров опор и береговых устоев и определение точного значения длины мостового перехода между пунктами A и B . При построении мостовой триангуляции эту длину находят расчетом как сторону сети. При этом предельная ошибка длины мостового перехода не должна превышать

$$\Delta L = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{l_i}{10\,000} \right)^2} + 0,5n, \text{ см}, \quad (17.1)$$

где l_i — длина i -го пролета, см; n — число пролетов.

Повышение точности измерений в мостовой триангуляции достигается организацией работ в пасмурные дни с легким ветром, в утренние, вечерние часы и в ночное время для уменьшения боковой рефракции, а также многократными измерениями с повторным центрированием прибора и визирных целей.

Мостовая трилатерация. Неблагоприятные для угловых измерений условия на мостовых переходах, а также появление светодальномерной техники, привели к тому, что в разбивочных работах на мостовых переходах в последнее время стали внедрять линейную триангуляцию — трилатерацию. Светодальномерные наблюдения можно организовать и при таких метеорологических условиях, когда проведение угломерных наблюдений крайне затруднительно.

При построении трилатерации на мостовых переходах, также как и в триангуляции, основной формой сети служит сдвоенный геодезический четырехугольник, в котором измеряют длины всех сторон (рис. 143, б).

Для удобства расчетов и организации разбивочных работ очень часто принимают в качестве основной фигуры геодезический прямоугольник, форма которого характеризуется его продвигом d/S (см. рис. 143, а). Оптимальной является сеть с величиной продвига $d/S=0,5$.

Линейно-угловые сети из базовых треугольников. В результате анализа достоинств и недостатков мосто-

вой триангуляции и трилатерации в Гипротрансмосте для мостовых переходов разработан новый метод построения разбивочных сетей — линейно-угловые сети из базовых треугольников (рис. 143, в). Основной фигурой сети служат два базовых треугольника, в которых измеряют углы $A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_7$ и A_8 и стороны $S_1, S_2, S_3, S_4, S_5, S_6$ и S_7 . В таких сетях рационально сочетаются угловые и линейные измерения, создавая благоприятные условия разбивочных работ на мостовых переходах.

Основными приборами, используемыми для создания линейно-угловых сетей, являются светодальномеры и теодолиты либо электронные тахеометры.

Основная особенность линейно-угловых сетей заключается в том, что измерения вдоль берегов не ведутся, поскольку такие измерения сопряжены с известными трудностями вследствие застройки, залесенности, пересеченного рельефа и т. д.

К достоинствам линейно-угловых сетей относят:

- обеспечение достаточной точности при ограниченном объеме угловых и линейных измерений;

- отсутствие коротких направлений вдоль берегов, что повышает точность угловых измерений, которые ведутся при однородном поле рефракции;

- не требуется строительства дорогостоящих знаков, так как видимость через реку обеспечивается с земли;

- большие возможности в выборе базисов разбивки опор, так как отпадает необходимость в обеспечении видимости вдоль берегов.

Мостовая полигонометрия. При наличии светодальномеров основными методами создания разбивочных сетей эстакад и путепроводов становится мостовая полигонометрия. Эти сети позволяют упростить разбивочные работы и легко проводить их с максимальной точностью.

При создании полигонометрической разбивочной сети базисы разбивки строят в виде строго параллельных дублерных осей (рис. 143, г). При разбивке центров опор засечками дублерные оси целесообразно размещать на половине расстояния между пунктами $A—B$. При разбивке способом прямоугольных координат или полярным способом дублерные оси нужно располагать по возможности ближе к оси $A—B$, однако при условии обеспечения сохранности пунктов сети при строительстве. Для этого дублерные оси размещают на расстоянии 80—100 м от оси путепровода.

Пункты сети закрепляют постоянными знаками (железобетонными монолитами). Углы измеряют полным приемом теодолитами Т2 и Т5. Расстояние измеряют 50-метровой компарированной рулеткой, натягиваемой динамометром. К головкам знаков приваривают пластинки из металла 10×10 см. Задав-

шись положением центров знаков, производят измерения и вычисляют точные координаты. Затем центры перемещают по пластинке в проектное положение с обеспечением строгой параллельности дублерных осей оси путепровода.

Целесообразна разбивочная сеть, представленная полигонометрией, стороны которой не попадают в зону строительных работ, но максимально приближены к опорам. Это обеспечивает удобство разбивки центров опор методом прямоугольных координат. Дублерные оси при этом являются разбивочной основой.

§ 113. РАЗБИВКА ЦЕНТРОВ ОПОР МОСТОВ И ПУТЕПРОВОДОВ

Разбивку центров опор мостов ведут в условной системе координат, где в качестве оси абсцисс принимают ось моста, а в качестве оси ординат — нормаль к оси абсцисс в точке начала координат, принимаемой в пункте по оси с меньшим пикетажным значением (рис. 144).

В зависимости от типа разбивочной сети, наличия тех или

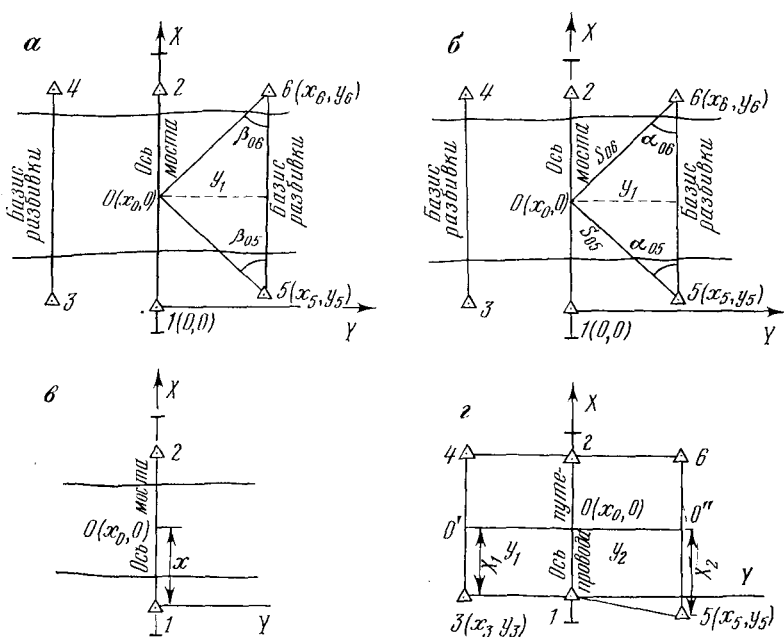


Рис. 144. Способы разбивки центров опор:

а — прямой угловой засечки; б — полярных координат; в — прямого промера по оси; г — прямоугольных координат

инных приборов и т. д. различают следующие способы разбивки центров опор мостов и путепроводов:

способ прямой угловой засечки; способ полярных координат; способ прямого промера по оси; способ прямоугольных координат.

Для простоты рассмотрим случай, когда разбивочные базисы (дублирные оси) строго параллельны оси моста. Очевидно, что координаты пунктов разбивочной сети нам известны. Координаты центров опор берут из проекта. Для обеспечения выноса центров опор мостов и путепроводов нужно произвести некоторые расчеты.

Способ прямой угловой засечки. Выполним расчеты для разбивочного базиса 5—6 (рис. 144, а). При условии параллельности осей $Y_1 = Y_5 = Y_6$, тогда

$$\beta_{05} = \arctg \frac{Y_1}{X_6 - X_0}; \quad (17.2)$$

$$\beta_{06} = \arctg \frac{Y_1}{X_0 - X_5}. \quad (17.3)$$

Аналогичные расчеты выполняют и для расчетного базиса 3—4, осуществляя таким образом контроль правильности разбивки центров опор. Разбивку опор ведут теодолитами.

Способ полярных координат. При условии параллельности разбивочных базисов оси моста выполняют следующие расчеты (рис. 144, б):

$$\alpha_{05} = \arctg \frac{Y_1}{X_0 - X_5}; \quad (17.4)$$

$$S_{05} = \sqrt{(X_0 - X_5)^2 + Y_1^2}; \quad (17.5)$$

$$\alpha_{06} = \arctg \frac{Y_1}{X_6 - X_0}; \quad (17.6)$$

$$S_{06} = \sqrt{(X_6 - X_0)^2 + Y_1^2}. \quad (17.7)$$

Разбивку способом полярных координат ведут с использованием светодальномера и теодолита или электронного тахеометра.

Способ прямого промера по оси. Вычисляют расстояние от пункта 1 до центра опоры (рис. 144, в). Измерения ведут светодальномером при обеспеченной видимости по оси моста.

$$X = X_0. \quad (17.8)$$

Способ прямоугольных координат. Вычисляют расстояния X_1 и X_2 (рис. 144, г). Промеры ведут компарирован-

ной рулеткой с натяжением дальномером или светодальномером при необеспеченной видимости по оси моста.

$$X_1 = (X_0 - X_5); \quad Y_1; \quad (17.9)$$

$$X_2 = (X_0 - X_3); \quad Y_2. \quad (17.10)$$

§ 114. ПРИМЕНЕНИЕ ЛАЗЕРНЫХ ПРИБОРОВ ПРИ РАЗБИВКЕ ОПОР И МОНТАЖЕ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИИ

Забивка шпунтовых ограждений, свай, погружение свай-оболочек и опускных колодцев при возведении фундаментов опор осуществляется с плавсредств: понтонов, барж, направляющих каркасов. Установку плавсредств в проектное положение наиболее эффективно осуществлять с использованием лазерных геодезических приборов, позволяющих с наименьшими затратами средств и времени контролировать положение плавсредств практически в любое время суток.

Наиболее часто при возведении фундаментов опор мостов используют направляющие каркасы из инвентарных стальных конструкций в соединении с понтонами типа КС.

Выведение каркаса осуществляют в несколько этапов: постановка якорей, установка каркаса в проектное положение, контроль за сохранением стабильного положения каркаса в ходе погружения свай-оболочек. Каркас удерживается в проектном положении с помощью якорей, которые устанавливают с плавучих кранов или буксиров с точностью 3—4 м. Наиболее просто это осуществляется по лазерным створам.

Каркас в проектное положение выводят с помощью лазерной засечки (рис. 145). Направление створа по оси моста обычно задают лазерным визиром (ЛВ5). Лазерный теодолит (ЛТ) устанавливают в одном из пунктов разбивочной сети и задают ему направление на проектный центр опоры. Каркас выводят в проектное положение в темное время суток с помощью лебедок, наблюдая за положением лазерных пятен на горизонтальных рейках, размещенных на каркасе (см. рис. 145). Для изображенного на рис. 145 случая каркас нужно передвинуть вдоль оси и развернуть таким образом, чтобы линия АВ совпала с осью моста. Использование лазерных приборов сильно упрощает организацию работы, поскольку производитель работ, находящийся на каркасе, сам наблюдает за его положением относительно проектных осей, заданных в пространстве лучами лазеров, и контролирует работу лебедок. Применение лазерных приборов кроме того обеспечивает непрерывность контроля за положением каркаса в течение всего периода погружения свай-оболочек.

При погружении опускных колодцев его положение в плане постоянно контролируют с помощью лазерных створов. На-

Рис. 145. Схема установки каркаса в проектное положение с помощью лазерной засечки

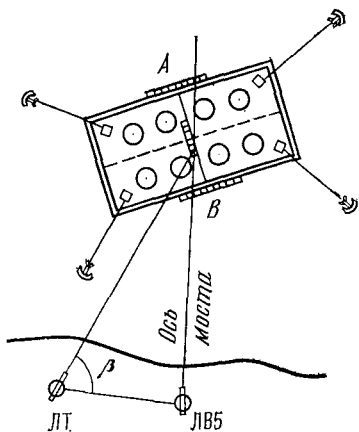
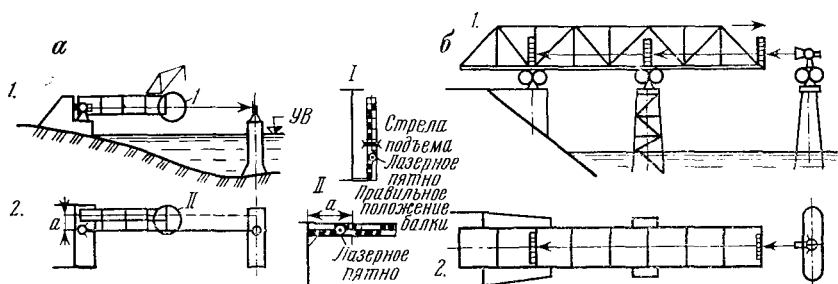


Рис. 146. Контроль лазерными приборами монтажа пролетных строений:

а — способом навесной (полунавесной) сборки: 1 — фасад моста; 2 — план; б — способом продольной подвижки: 1 — фасад моста; 2 — план



клоны и перекосы колодца определяют путем развертки лазерного луча в вертикальную плоскость.

Главные задачи геодезического контроля при монтаже пролетных строений состоят в определении прямолинейности главных балок и выверке строительного подъема. Луч лазера весьма удобен в этом случае в качестве опорной линии, так как он неподвержен влиянию ветра, осадков и не меняет своего положения из-за временного пересечения его работающими людьми и механизмами.

Известно, что основными способами возведения пролетных строений современных мостов являются: навесная сборка, полунавесная сборка, сборка на берегу с последующей продольной подвижкой, сборка на стапеле с доставкой плавсредствами.

При наиболее экономичных навесной и полунавесной сборке пролетное строение монтируют из отдельных блоков с помощью кранов непосредственно в пролете, наращивая его от одной опоры к другой или от двух опор к середине пролета. Для контроля за прямолинейностью и высотным положением продольных балок до начала монтажа пролетного строения на

опорах моста размечают оси опорных частей. На расстоянии $a=0,5$ м параллельно главным осям выносят вспомогательные оси. На устое или опоре над точкой, закрепляющей вспомогательную ось, устанавливают лазерный прибор и направляют луч на марку, установленную на той же оси на соседней опоре (рис. 146, а). В ходе монтажа балок положение каждого из них в пространстве устанавливают по отношению к лазерному лучу или плоскости. Положение блока в плане определяют по световому пятну на горизонтальной рейке, прикладываемой к блоку, и в случае необходимости корректируют положение монтируемого блока. Высотное положение определяют по световому пятну I на вертикально устанавливаемой рейке.

При продольной надвигке со сборкой пролетного строения на подходной насыпи лазерные приборы позволяют непрерывно контролировать положение пролетного строения в ходе надвигки и осуществлять его корректировку. Для этого лазерный прибор устанавливают в проектном центре одной из опор и ориентируют луч по оси моста (рис. 146, б). Уклонения пролетного строения от оси определяют по положению световых пятен на двух горизонтальных рейках, устанавливаемых перпендикулярно оси моста (одна на аванбеке, другая на расстоянии 30—50 м на пролетном строении). Осадки вспомогательных опор, перекосы накаточных путей, а также прогибы конца консоли определяют по вертикальным рейкам с помощью лазерного нивелира с разверткой луча в горизонтальной плоскости.

§ 115. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ТОННЕЛЕЙ

Целью геодезических работ при строительстве тоннелей является: обеспечение сбойки встречных забоев с минимальной ошибкой; определение точной длины тоннеля, основных элементов и главных точек кривых; сооружение обделки тоннеля по габариту; определение положения порталов, промежуточных штолен и шахт.

Аналогично строительству мостов и путепроводов при строительстве тоннелей также создают геодезические разбивочные сети. В зависимости от рельефа и других местных условий, а также наличия тех или иных приборов, разбивочные сети тоннелей создают методами триангуляции, трилатерации и полигонометрии, у которых две точки совпадают с основными исходными точками направлений забоев. Для геодезического обеспечения строительства тоннелей наибольшее распространение получила тоннельная триангуляция, которая обычно разбивается в виде цепочки треугольников (рис. 147).

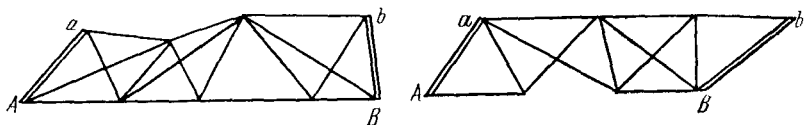


Рис. 147. Схемы тоннельной триангуляции

Главное назначение плановой основы при разбивке тоннеля — обеспечение сходимости встречных забоев с необходимой точностью и определение общей длины тоннеля. При проектировании тоннельной триангуляции в связи с этим необходимо учитывать:

точность передачи дирекционного угла от стороны Aa к стороне Bb ;

поперечную ошибку в определении положения точки B ;
продольную ошибку точки B .

Очевидно, ошибка дирекционного угла и поперечная ошибка скажутся на точности сбойки, а ошибка продольная — на определении длины тоннеля.

Следующим важным вопросом разбивки тоннелей является передача направлений его оси под землей. Для горных тоннелей с двумя забоями со стороны порталов этот вопрос решается путем непосредственного примыкания подземной полигонометрии к сторонам наземной триангуляции. Однако в длинных тоннелях для ускорения процесса строительных работ расстояния между забоями уменьшают путем строительства шахт между порталами. Направления подземных выработок в этих случаях устанавливают с помощью гиротеодолитов.

Для строительных работ внутри тоннеля создают систему сетей подземной полигонометрии, связанной с наземной тоннельной триангуляцией. При этом в длинных тоннелях различают рабочую полигонометрию с длинами сторон 25—50 м и с измерением углов теодолитами Т15 или Т30, основную полигонометрию (для уточнения рабочей полигонометрии) с длинами сторон 100—200 м и с измерением углов теодолитом Т5 и главный полигонометрический ход (для уточнения основной полигонометрии) с измерением расстояний светодальномерами. Наземная разбивочная сеть, на которую опирается система подземных полигонометрических ходов, строится с точностью в два раза более высокой.

Максимально допустимые поперечные ошибки в сбойках должны обеспечивать из распределения в пределах участков отставания тоннельных отделок от забоя с вписыванием двух обратных кривых (рис. 148) без виражей и уширений проезжей части ($R=3000$ м — для дорог I категории и $R=2000$ м — для дорог II—V категорий). Отсюда предельная поперечная

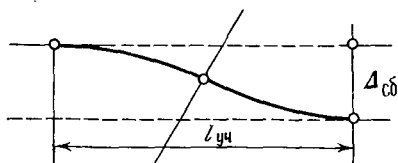


Рис. 148. Схема распределения ошибки в сбойке встречных забоев тоннеля

ошибка сбойки при длине предсбоечного участка без тоннельной обделки порядка $l_{уч}/2=70$ м составляет:

для дорог I категории — $\Delta_{сб}=0,40$ м;

для дорог II—V категорий — $\Delta_{сб}=0,60$ м.

При строительстве тоннелей (особенно при производстве работ методом щитовой проходки) весьма эффективно использование лазерной техники.

Глава 18

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ИЗЫСКАНИЯХ И СТРОИТЕЛЬСТВЕ АЭРОПОРТОВ

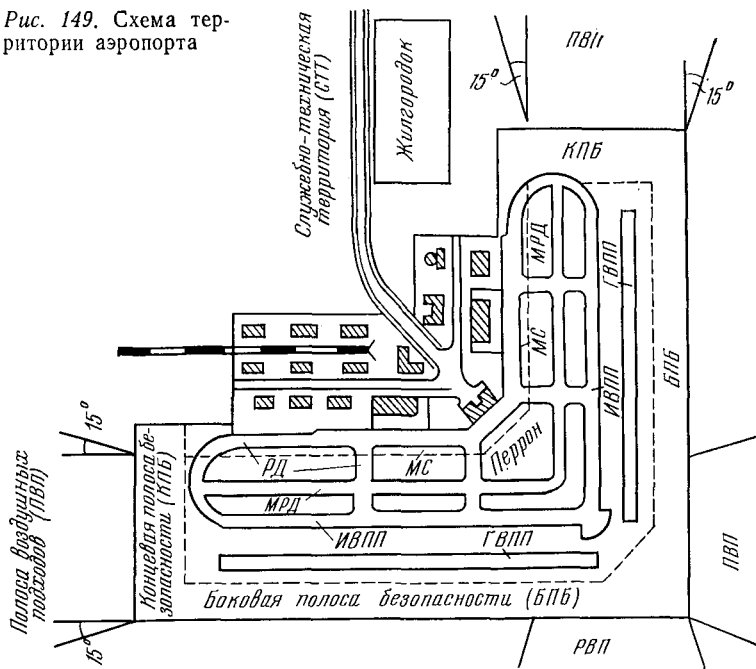
§ 116. ЗАДАЧИ ИЗЫСКАНИЙ АЭРОПОРТОВ

Аэропорт является сложным инженерным сооружением, в состав которого входят: аэродром, полосы воздушных подходов (ПВП), служебно-техническая территория (СТТ), объекты управления воздушным движением, радионавигации и посадки (рис. 149).

Вдоль господствующего направления ветров располагают главную летную полосу, состоящую из взлетно-посадочной полосы с искусственным цементобетонным покрытием (ИВПП), грунтовой дублерной взлетно-посадочной полосы (ГВПП), к которой примыкают боковые (БПБ) и концевые полосы безопасности (КПБ). Для стоянки и обслуживания самолетов устраивают особые места стоянки (МС). Параллельно ИВПП устраивают магистральные рулежные дорожки (МРД) и рулежные дорожки (РД), соединяющиеся с ИВПП и местами стоянки МС. Места стоянок и рулежные дорожки имеют искусственное цементобетонное покрытие. Среди сооружений аэродрома следует выделить также подземные инженерные сети: систему подземного водоотвода, водопроводные сети, кабельные линии.

В зависимости от стадии проектирования, в соответствии с перечнем решаемых при проектировании аэропортов задач, в том или ином объеме при изысканиях выполняют следующие виды основных работ:

Рис. 149. Схема территории аэропорта



инженерно-геодезические работы, связанные с трассированием на местности главной летной полосы, созданием планово-высотного обоснования съемок в виде параллельной главной летной полосы сетки квадратов со сторонами 400×400 м, топографическими съемками площадки аэропорта и прилегающей территории, съемками воздушных подходов и определения местоположения и высот препятствий, изысканиями трасс подъездных путей, водопроводов, линий электропередач, системы подземного и поверхностного водоотвода и т. д.;

гидрометеорологические работы, связанные со сбором метеорологической информации о скоростях и направлении ветра, осадках, температуре, влажности, глубинам промерзания почв, туманам, гололедным явлениям и т. д.;

инженерно-геологические работы, связанные с инженерно-геологическими и почвенно-грунтовыми обследованиями, установлением гидрогеологических и геоморфологических характеристик площадки, разведкой местных строительных материалов и т. д.;

прочие работы, связанные с изысканиями источников энерго- и водоснабжения, решением экологических проблем, согласованиями с землепользователями, заинтересованными организациями и ведомствами и т. д.

Изыскания аэропортов осуществляют в три этапа: подготовительный, полевой и камеральный.

В подготовительный период на основе задания на проектирование осуществляют сбор и изучение имеющихся материалов на район изысканий: топографо-геодезических, гидрометеорологических, геологических, геоморфологических, экономических и др. Особое внимание уделяется при этом сбору и изучению картографических материалов, топографических планов и материалов аэросъемок прошлых лет.

В подготовительный период нередко производят рекогносцировочную аэродромную разведку с вертолета или самолета с целью обследования местности для уточнения ориентирования и размеров летного поля, оценки почвенно-грунтовых и гидрогеологических условий и уточнения объемов изыскательских работ.

В подготовительный период составляют проект организации полевых изыскательских работ и в первую очередь составляют проект геодезической сети сгущения для производства топографических съемок. И, наконец, в соответствии с проектом организации изысканий составляют техническое задание на изыскания и комплектуют изыскательскую партию.

В полевой период выполняется комплекс инженерно-геодезических, гидрометеорологических, инженерно-геологических и других работ, как наземными, так и воздушными методами. В частности в последние годы стали находить применение комбинированные методы топографических съемок, когда ситуационные подробности местности снимают аэрофотограмметрическими методами, а рельеф — с использованием мензульной съемки.

В камеральный период осуществляют обработку данных полевых изыскательских работ, составляют топографические планы, профили, цифровые модели местности и готовят отчеты о проведенных полевых работах. В последние годы на этапе камеральных работ стали широко применять средства автоматизации и вычислительной техники для регистрации, редактирования и обработки данных изысканий.

§ 117. ПЛАНОВО-ВЫСОТНОЕ ОБОСНОВАНИЕ ПЛОЩАДОК АЭРОПОРТОВ. ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ СЪЕМКИ

Планово-высотное обоснование, создаваемое для производства топографических съемок при изысканиях аэропортов, одновременно служит и геодезической сетью сгущения для выноса проекта в натуру при строительстве, т. е. для производства разбивочных работ. Точность планово-высотного обоснования поэтому должна удовлетворять требованиям как съемочных, так и разбивочных работ.

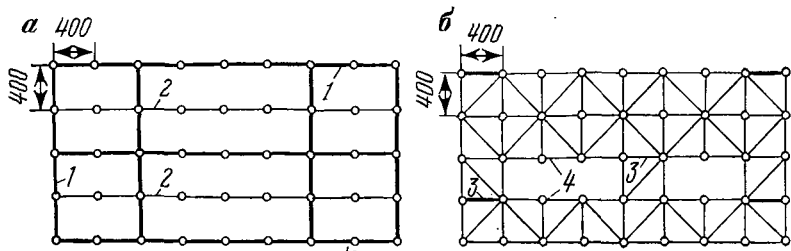


Рис. 150. Схема съемочного обоснования территории аэропорта:

1 — полигонометрия и нивелирование; 2 — геодезические ходы и нивелирование; 3 — базисы; 4 — стороны микротриангуляции

Основу планово-высотного обоснования составляет сетка продольных и поперечных теодолитных ходов, образующих квадраты с размерами 400×400 м (рис. 150, а). Для сгущения полученной таким образом геодезической сетки прокладывают теодолитные ходы, образующие сетку квадратов с размерами сторон 200×200 м, а иногда применяют микротриангуляцию (рис. 150, б) путем разбивки каждого 400-метрового квадрата диагоналями.

Геодезическую сеть ориентируют параллельно предполагаемому направлению ИВПП (рис. 151), если оно оказывается установленным на стадии подготовительных изыскательских работ. В других случаях геодезическую сеть ориентируют по направлению господствующих ветров, наивыгоднейшему рельефу, либо по направлению удобных воздушных подходов. Главную опорную линию обоснования вешат с помощью теодолита параллельно оси ИВПП на расстоянии 80—130 м от нее, при этом в ходе полевых изыскательских работ ее выносят в натуру прежде всего. Выбрав на главной опорной линии центральную точку, в обе стороны от нее по главной линии измеряют 400-метровые отрезки на всю намеченную длину площадки аэропорта. Концы каждого 400-метрового отрезка закрепляют надежными кольями. Затем с помощью теодолита разбивают перпендикулярные направления на всю ширину площадки аэропорта. Концы 400-метровых отрезков также закрепляют. Разбивку геодезической сети завершают прокладкой полигометрического хода по замыкающему контуру планово-высотного обоснования (см. рис. 151).

Высотной основой площадки аэропорта служат сети нивелирования III класса, прокладываемые обычно по сторонам сетки квадратов. Внутри полигонов прокладывают нивелирные ходы IV класса.

Пункты геодезической сети в вершинах 400-метровых квадратов закрепляют постоянными (бетонными) или временными (деревянными) знаками, которые обычно устраивают закры-

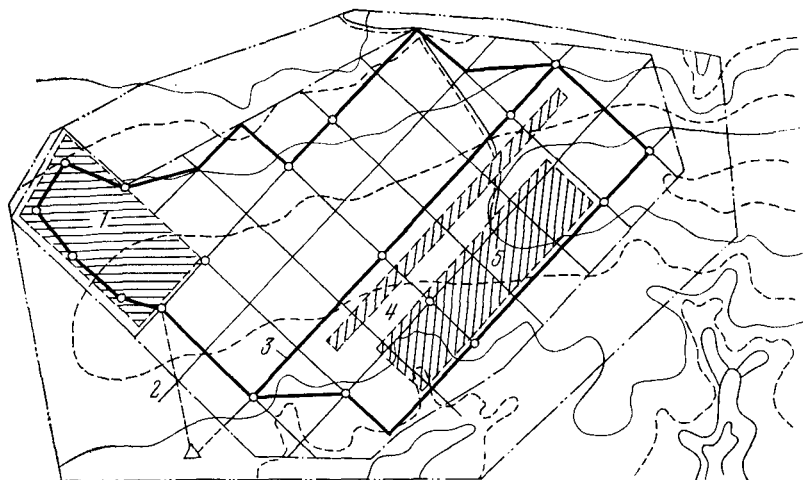


Рис. 151. Схема плано-высотного обоснования аэропорта:

1 — жилая зона; 2 — контрольная привязка; 3 — главная опорная сеть; 4 — проектируемая ИВПП; 5 — проектируемая служебная зона

тыми, не возвышающимися над уровнем земли. Поскольку каждый знак плановой геодезической сети одновременно служит и знаком высотного обоснования площадки, нижние части знаков заделывают в грунт на глубину 0,4—0,5 м ниже максимальной глубины промерзания.

Сверху знаки обозначают на местности, с тем, чтобы их можно было легко обнаружить не только в ходе наземных геодезических работ, но и при аэроизысканиях, где они уже выполняют роль опознаков. Для этой цели знаки окапывают водоотводными канавами и обозначают каменными отсыпками или закладкой щебня.

Созданную на площадке проектируемого аэропорта геодезическую сеть привязывают к пунктам государственной геодезической сети с последующим вычислением координат центров знаков в государственной системе координат и абсолютных их высот. В редких случаях при отсутствии вблизи района изысканий пунктов государственной геодезической сети плано-высотное обоснование площадок аэропортов создают в условной системе координат и высот.

Для обеспечения необходимой точности топографических съемок и требуемой точности разбивочных работ средние квадратические ошибки положения пунктов плано-высотного обоснования не должны превышать 10 см, а ошибки в высотах реперов — 25 мм.

Топографическая съемка площадки аэропорта производится с целью получения топографического плана и цифровой модели

местности ЦММ, необходимых для последующей разработки генплана аэропорта и проектирования всех основных его сооружений. ЦММ при этом необходима в случае системного автоматизированного проектирования аэропорта, т. е. на уровне САПР.

В ходе топографических съемок, выполняемых в зависимости от стадии проектирования в масштабах 1:5000, 1:2000 и 1:1000, снимают: подробности рельефа; границы сельскохозяйственных и лесных угодий; границы населенных пунктов; водоемы и реки; автомобильные и железные дороги; отдельные сооружения и объекты; наземные и подземные коммуникации и т. д. В ходе топографических съемок определяют высоты предметов и объектов, возвышающихся над землей (опоры ЛЭП, столбы линий связи, отдельные здания, трубы предприятий, отдельные деревья и другие воздушные препятствия). На топографических планах при этом кроме обычной информации показывают и высоты этих воздушных препятствий.

При изысканиях аэропортов применяют пять возможных методов топографических съемок: мензульную, нивелирование по квадратам, тахеометрическую, аэро- и комбинированную съемку. Выбор того или иного вида топографической съемки зависит от ряда факторов и, прежде всего, от стадии проектирования, объемов изыскательских работ, характера местности, сроков проектирования и оснащенности изыскательских подразделений тем или иным парком геодезического оборудования.

Мензульная съемка все еще находит применение при изысканиях аэропортов. Однако, в связи со свойственными ей недостатками (большие затраты времени при работе непосредственно в поле, влияние погодных условий, практическая невозможность автоматизации обработки результатов измерений и прямого получения информации для подготовки ЦММ) объем работ, выполняемых на изысканиях с применением мензульной съемки, год от года сокращается.

Съемка нивелированием по квадратам — традиционный вид топографической съемки, широко используемый при изысканиях аэропортов, особенно на стадиях детального проектирования. Это весьма точный вид съемки, однако, в то же время и наиболее сложный, дорогостоящий и трудоемкий. Тем не менее информация, получаемая этим методом, представляется в виде удобном для последующего решения проектных проблем (в частности, для вертикальной планировки площадок) как традиционно по топографическим планам, так и автоматизированно с использованием регулярных ЦММ в узлах правильных прямоугольных сеток.

Техника съемки площадок аэропортов нивелированием по квадратам сводится к следующему. Внутри съемочного обоснования (сетки квадратов 400×400 м и 200×200 м) разбивают

Аэросъемка и особенно комбинированная аэросъемка в сочетании с электронной тахеометрией в скором времени должна вытеснить другие виды топографических съемок, применяемых в настоящее время при изысканиях аэропортов. Это связано с неизбежным переходом на качественно новые технологию и методы системного автоматизированного производства проектно-изыскательских работ, требующих максимального сокращения объемов изыскательских работ, выполняемых непосредственно в поле, с переносом преобладающей их части в камеральные условия с широким привлечением средств автоматизации и вычислительной техники. Этой тенденции аэро- и комбинированные съемки наиболее полно отвечают.

Отличительной особенностью аэросъемок при изысканиях аэропортов является то, что пункты съемочного обоснования перед залетами маркируют под опознаки, а аэросъемочные маршруты, как правило, прокладывают параллельно направлению летной полосы.

§ 118. СЪЕМКА ВОЗДУШНЫХ ПОДХОДОВ

Для обеспечения безопасности взлетно-посадочных операций и, в частности, исключения столкновений воздушных судов в условиях плохой видимости с предметами, возвышающимися над поверхностью земли, делают съемку воздушных подходов с последующим комплексом проектных мероприятий. При этом в пределах полосы воздушных подходов ПВП предусматривают ограничение высоты вертикальных препятствий таким образом, чтобы от конца летного поля по продолжению направления его оси можно было провести плоскость с уклоном 1:200—1:100. В поперечном направлении от ПВП плоскости, ограничивающие высоту препятствий, должны иметь уклон не более 1:25.

Планы воздушных подходов составляют на основе имеющихся крупномасштабных карт, а также фотопланов, построенных по материалам аэросъемок. Планы ПВП составляют с нанесением на них вертикальных препятствий, высоты которых определяют одним из перечисленных ниже способов.

1. Способ тригонометрического нивелирования. Для определения высот препятствия необходимо измерить расстояние до препятствия d , высоту прибора i и вертикальный угол v при наведении перекрестья сетки нитей теодолита на наивысшую точку препятствия (рис. 153, а). Тогда высота препятствия H_c определится:

$$H_c = H_A + i + d \operatorname{tg} v, \quad (18.1)$$

где H_A — высота точки, над которой установлен теодолит.

2. Способ прямой пространственной засечки. Для определения высоты препятствия на местности выбирают

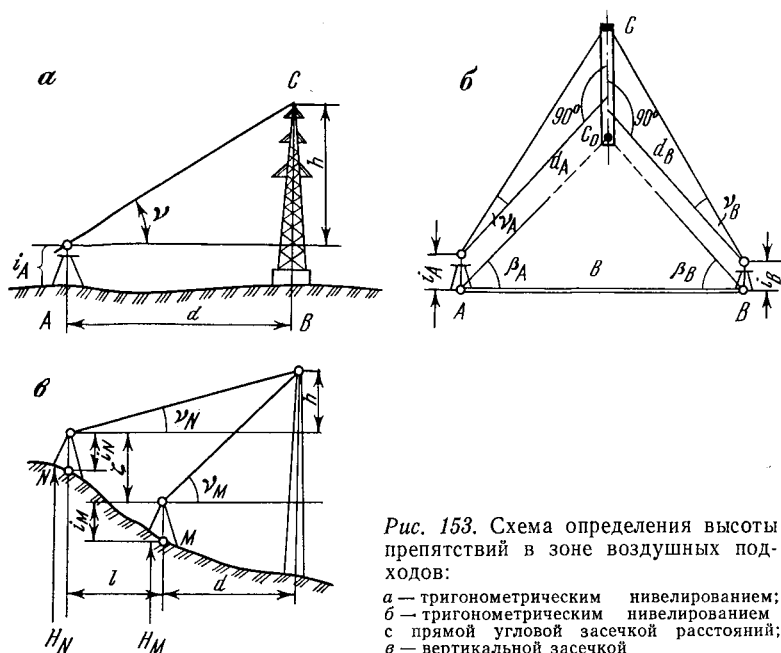


Рис. 153. Схема определения высоты препятствий в зоне воздушных подходов:

a — тригонометрическим нивелированием;
б — тригонометрическим нивелированием с прямой угловой засечкой расстояний;
в — вертикальной засечкой

базис b таким образом, чтобы с конечных его точек хорошо была видна вершина измеряемого препятствия. Базис в плановом и высотном отношении привязывают к геодезическому обоснованию площадки аэропорта. Измеряют длину базиса b , высоты прибора i_A и i_B , горизонтальные углы β_A и β_B , вертикальные углы ν_A и ν_B при наведении перекрестья сетки нитей теодолита на наивысшую точку препятствия (рис. 153, б).

Высота препятствия определится:

с точки базиса A

$$H_C = H_A + i_A + d_A \operatorname{tg} \nu_A, \quad (18.2)$$

с точки базиса B

$$H_C = H_B + i_B + d_B \operatorname{tg} \nu_B, \quad (18.3)$$

где H_A и H_B — высоты крайних точек базиса.

Расстояния d_A и d_B определяют по теореме синусов соответственно:

$$d_A = \frac{B \sin \beta_B}{\sin (\beta_A + \beta_B)}, \quad (18.4)$$

$$d_B = \frac{B \sin \beta_A}{\sin (\beta_A + \beta_B)}. \quad (18.5)$$

3. Способ вертикальной засечки. Для определения высоты воздушного препятствия выбирают на местности две разные по высоте точки M и N , лежащие в одном створе с ним, привязывают их в высотном отношении, т. е. определяют их высоты H_M и H_N и измеряют расстояние между ними l . Тогда измерив высоты прибора i_M и i_N и вертикальные углы v_M и v_N при наведении перекрестья сетки нитей теодолита на наивысшую точку препятствия определяют высоту его H_C (рис. 153, в):

$$H_C = H_N + i_N + \frac{l \sin v_N \sin v_M + \xi \sin v_N \cos v_M}{\sin(v_M - v_N)}, \quad (18.6)$$

где ξ — разность горизонта прибора, при установке его в точках M и N , соответственно:

$$\xi = H_N + i_N - H_M - i_M. \quad (18.7)$$

4. Способ наземной фотограмметрии. Для определения высоты препятствий этот способ является наиболее современным и эффективным, поскольку позволяет, выполнив фототеодолитную съемку ПВП с одного базиса, определить высоты многих препятствий, расположенных в пределах полосы воздушных подходов.

Базис длиной до 1/20 отстояния от наиболее удаленных препятствий располагают примерно перпендикулярно оси ПВП. Базис привязывают в плано-высотном отношении к геодезическому обоснованию площадки аэропорта (либо за концы базиса принимают два пункта этого обоснования). Выполнив фототеодолитную съемку полосы воздушных подходов с концов базиса и измерив на стереокомпараторе параллаксы P и аппликаты Z воздушных препятствий, определяют плановое положение и их высоты в соответствии с изложенным в гл. 13.

§ 119. РАЗБИВКА И ЗАКРЕПЛЕНИЕ ОСЕЙ АЭРОДРОМОВ

После завершения проектного цикла перед началом строительства в поле проверяют геодезическую сеть площадки аэропорта, созданную в ходе изысканий. При этом восстанавливают утраченные либо поврежденные знаки пунктов обоснования. В связи с возможным зимним выпучиванием знаков тщательно проверяют высотную сеть аэропорта. Восстанавливают пикетажную сеть.

Вынос проекта аэропорта в натуру перед началом строительства начинают с разбивки на местности осей взлетно-посадочных полос ИВПП. При этом разбивку осей ИВПП производят от пунктов геодезической сети аэропорта в соответствии со схе-

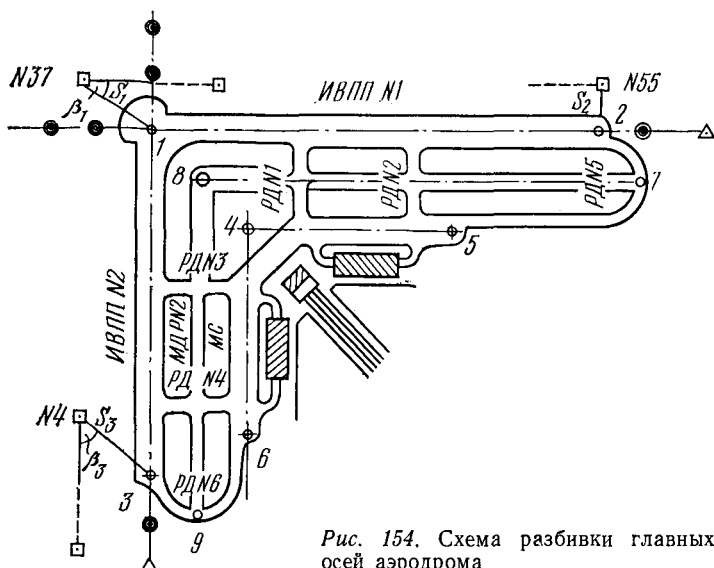


Рис. 154. Схема разбивки главных осей аэродрома

мой привязки путем установления на местности положения начальных и конечных точек ИВПП. Положение этих точек обычно устанавливают по полярным координатам от ближайших пунктов основной 400-метровой сетки квадратов (рис. 154).

Пикетаж разбивают от начальной и конечной точек ИВПП с помощью компарированной ленты или рулетки и 15- или 30-секундного теодолита. В последнее время для разбивки пикетажа по оси ИВПП стали применять светодальномерную технику. Весьма перспективным для этих целей является использование таких универсальных приборов как электронные тахеометры.

Допустимая средняя квадратическая ошибка разбивки ИВПП нормирована равной 1 : 5000.

Пикетаж по оси ИВПП разбивают от начальной и конечной точек к середине, а полученную при этом невязку распределяют между ближайшими пикетами путем перестановки пикетных кольев. Используя светодальномеры, которые обеспечивают точность измерения длин линий на порядок более высокий, чем допустимая средняя квадратическая ошибка измерений, пикетаж при наличии взаимной видимости между конечными точками можно разбивать с одной из конечных точек без распределения получаемой незначительной невязки.

После разбивки пикетажа по оси ИВПП временные сторожки и точки заменяют более капитальными знаками, в частности, в главных точках ИВПП устанавливают бетонные монолиты, а пикеты закрепляют деревянными столбами с гвоздями

в качестве центров. Учитывая, что при выполнении земляных работ по устройству корыта, большая часть знаков закрепляющих пикеты будет сбита, ось ИВПП закрепляют дополнительными знаками, устанавливаемыми попарно на расстоянии 50—75 м в обе стороны от полосы.

Размещение закрепительных знаков должно обеспечивать продление оси ИВПП за ее пределы для разбивки местоположения посадочных огней и радиотехнических устройств, обслуживающих взлетно-посадочные операции.

Разбивку осей рулевых дорожек и мест стоянки осуществляют от оси ИВПП согласно их пикетажным значениям. Разбивку зданий и сооружений служебно-технической территории, осей подъездных дорог и проездов выполняют от осей мест стоянок и от знаков геодезического обоснования аэропорта.

После завершения разбивочных работ составляют исполнительный чертеж разбивки и закрепления осей аэродрома в масштабе 1 : 5000.

§ 120. ПОДСЧЕТ ОБЪЕМОВ ЗЕМЛЯНЫХ РАБОТ ПРИ ВЕРТИКАЛЬНОЙ ПЛАНИРОВКЕ

Определение объемов земляных работ является одним из наиболее важных этапов разработки проектов вертикальной планировки, который во многом определяет схему перемещения грунта, способы производства земляных работ и, наконец, сметную стоимость строительства. Земляные работы на участках, где отметки выемок или насыпей превышают 0,1 м, называют предварительной планировкой, а на участках с рабочими отметками менее 0,1 м — отделкой. Объемы земляных работ при предварительной планировке исчисляют в кубических метрах, а при отделке — в квадратных метрах.

При проектировании вертикальной планировки объемы земляных работ наиболее часто определяют одним из следующих способов: горизонтальных профилей, изолиний рабочих отметок и квадратов.

Вычисление объемов земляных работ способом горизонтальных профилей осуществляют следующим образом. При проектировании исправления рельефа между фактическими и проектными горизонталями образуются фигуры (рис. 155), являющиеся сечениями выемки или насыпи горизонтальными плоскостями. При этом, каждые две соседние плоскости вырезают фигуру с высотой, равной высоте сечения рельефа. Очевидно весь объем грунтового массива будет равен сумме объемов элементарных фигур:

$$V = \frac{1}{3} \left[S_1 h_n + \sum_{i=1}^{n-1} (S_i + S_{i+1} + \sqrt{S_i S_{i+1}}) h + S_n h_n \right], \quad (18.8)$$

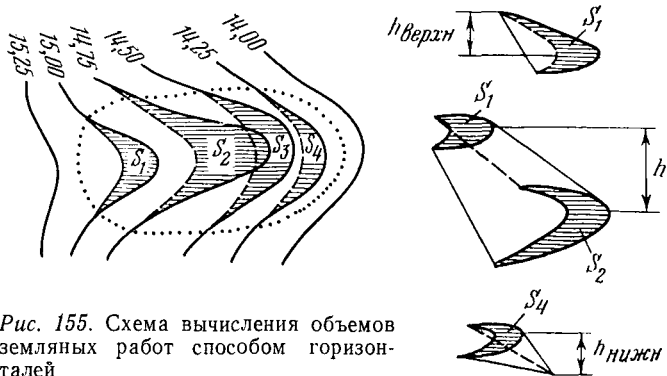


Рис. 155. Схема вычисления объемов земляных работ способом горизонталей

где n — число элементарных массивов; S_i — площади горизонтальных сечений элементарных фигур; h — высота сечения рельефа; $h_{\text{в}}$, $h_{\text{н}}$ — соответственно высота верхней и нижней элементарной фигуры.

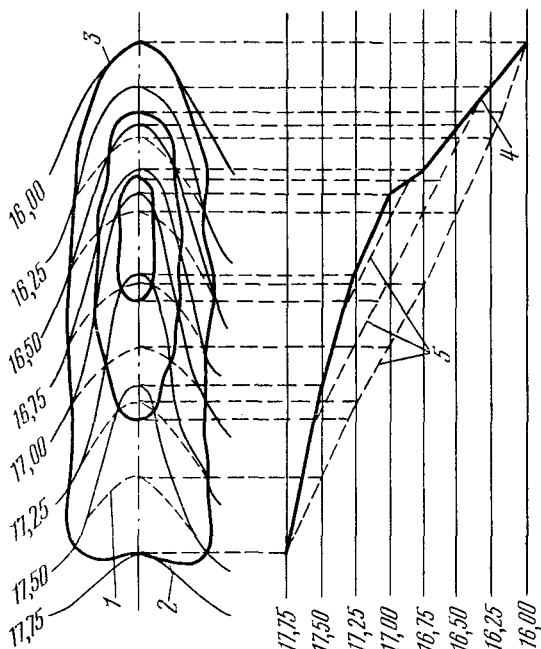
Очевидно, что при этом площади S_0 и S_{n+1} будут равны нулю.

Площади горизонтальных сечений определяют аналитически при автоматизированном проектировании на ЭВМ, либо с помощью палетки или планиметра. Способ горизонтальных профилей обычно применяют при сравнительно небольших значениях рабочих отметок, когда горизонтальные сечения не перекрывают друг друга или перекрываются лишь частично.

Вычисление объемов земляных работ способом изолиний рабочих отметок применяют при значительных величинах рабочих отметок, когда горизонтальные сечения накладываются друг на друга и применение способа горизонтальных профилей становится затруднительным.

Изолиния рабочей отметки представляет собой некоторую замкнутую линию, являющуюся геометрическим местом точек, имеющих одинаковые рабочие отметки (рис. 156). Обычно проводят линию нулевых работ и изолинии рабочих отметок, кратные высоте сечения h . Очевидно, что нулевая изолиния проходит через точки пересечения одноименных горизонталей (проектной — 1 и фактической — 2). При этом в этих точках рабочие отметки равны нулю. Каждая изолиния 3 представляет замкнутую кривую, ограничивающую поверхность, все точки которой равно удалены от проектной поверхности. Изолинии рабочих отметок, кратные h , проходят через точки пересечения проектных и фактических горизонталей, которые также образуют замкнутые фигуры, называемые изоповерхностями, между которыми заключены слои грунта насыпи или выемки толщиной, равной высоте сечения рельефа h . На рис.

Рис. 156. Схема выполнения объемов земляных работ способом изолиний рабочих отметок



156 показаны профили фактической поверхности 4 и изоповерхностей 5.

Суммарный объем грунтового массива при этом может быть определен как

$$V = \frac{1}{3} \left[S_{n-1} h_b + \sum_{i=0}^n (S_i + S_{i+1} + \sqrt{S_i S_{i+1}}) h \right], \quad (18.9)$$

где S_i , S_{i+1} — площади соответствующих изоповерхностей; h_b — высота верхнего элементарного массива грунта.

Определение площадей изоповерхностей осуществляют также как и в способе горизонтальных профилей.

Вычисление объемов земляных работ способом квадратов основан на использовании результатов топографических съемок нивелированием по квадратам. В зависимости от знаков рабочих отметок в вершинах квадратов различают полные и неполные квадраты.

Полный квадрат размещается полностью в выемке или в насыпи и все рабочие отметки в его вершинах имеют один и тот же соответствующий знак (рис. 157). Если объем призматоида представить как

$$V_i = \frac{a}{3} (S_i^{(1,2)} + S_i^{(3,4)} + \sqrt{S_i^{(1,2)} S_i^{(3,4)}}), \quad (18.10)$$

$-h_1$	$-h_2$	$-h_3$	$+h_4$	$+h_5$
	1	1	2	1
$-h_6$	$-h_7$	$-h_8$	$+h_9$	$+h_{10}$
	1	2	2	1
$-h_{11}$	$-h_{12}$	$+h_{13}$	$+h_{14}$	$+h_{15}$
	3	3	3	3
0	0	0	0	0

Рис. 157. Схема вычисления объемов земляных работ способом квадратов

то переходя к рабочим отметкам в вершинах i -го полного квадрата можно вычислить его объем:

$$V_i = \frac{a^2}{6} [h_{1i} + h_{2i} + h_{3i} + h_{4i} + \sqrt{(h_{1i} + h_{2i})(h_{3i} + h_{4i})}], \quad (18.11)$$

где a — длина стороны квадрата; h_{1i} , h_{2i} , h_{3i} , h_{4i} — рабочие отметки в его вершинах.

Неполный квадрат может иметь одну, две или три нулевые рабочие отметки в вершинах или отметки с обратным знаком. Объемы работ неполного квадрата соответственно определяются:

при одной вершине с нулевой рабочей отметкой или отметкой с обратным знаком:

$$V_i = \frac{a^2}{6} \left[h_{1i} + h_{2i} + \frac{h_{3i}X_{3i}}{a} + \sqrt{(h_{1i} + h_{2i}) \frac{h_{3i}X_{3i}}{a}} \right]; \quad (18.12)$$

при двух вершинах с нулевыми рабочими отметками или отметками с обратными знаками:

$$V_i = \frac{a}{6} (h_{1i}X_{1i} + h_{3i}X_{3i} + \sqrt{h_{1i}X_{1i} \cdot h_{3i}X_{3i}}); \quad (18.13)$$

при трех вершинах с нулевыми рабочими отметками или отметками с обратными знаками:

$$V_i = \frac{Y_{1i}}{6} h_{1i}X_{1i}. \quad (18.14)$$

Объемы насыпей считают положительными, а выемок — отрицательными. Нередко в процессе проектирования вертикальной планировки составляют картограмму земляных работ, указывая в пределах каждого полного и неполного квадратов соответствующие им объемы со своими знаками. Картограмма земляных работ облегчает решение задачи разработки схемы перемещения земляных масс.

§ 121. РАЗБИВОЧНЫЕ РАБОТЫ ПРИ ПЕРЕМЕЩЕНИИ ЗЕМЛЯНЫХ МАСС И ПЛАНИРОВКЕ АЭРОДРОМОВ

Для разбивочных работ при перемещении земляных масс и планировке аэродромов используют следующие методы геодезического управления работой машин и механизмов: метод квадратов, тригонометрический метод и метод управления лазерным лучом.

Два первых метода обеспечивают только ручное управление работой машин и механизмов, в то время как третий метод позволяет реализовать не только ручное управление, но полуавтоматическое и автоматическое.

Метод квадратов. Земляные работы при этом методе разбивки выполняют в два этапа. На первом этапе земляные массы вчерне перемещают из выемок в насыпи. На втором этапе проводят планировочные работы в соответствии с рабочими отметками и проектными уклонами.

Основная идея метода квадратов заключается в том, что проектная поверхность аэродрома выносится в натуру по высотам точек, закрепляемых в вершинах пикетажной сетки 40×40 м на грунтовой части летного поля и 20×20 м — в земляном корыте (рис. 158).

При выносе в натуру проектной поверхности аэродрома перед планировкой снимается растительный слой грунта толщиной 10—15 см и временно складывается, поэтому задаваемые проектные высоты уменьшаются на толщину этого слоя.

При выполнении вертикальной планировки в вершинах квадратов на сторожках подписывают рабочие отметки, со знаком «плюс» — для насыпей и со знаком «минус» — для выемок. Границы выемок и насыпей оконтуривают вешками и в нужных местах устанавливают визирки.

По завершению грубого перемещения земляных масс разбивают сетку квадратов для планировочных работ, после производства которых производят уплотнение, восстанавливают растительный слой грунта, удобряют и засевают смесью трав. Планировочные работы завершаются исполнительной съемкой, выполняемой нивелированием по сетке квадратов 40×40 м без забивки кольев по 200-метровому размеченному тросу. По результатам этой съемки составляют исполнительный чертеж вертикальной планировки в масштабе 1:2000. Отклонения фактических высот точек поверхности аэродрома от проектных не должны превышать ± 5 см.

При механизированном производстве земляных работ метод разбивки по квадратам применять неэффективно, поскольку землеройные машины сбивают колья, установленные на проектные высоты в вершинах сетки квадратов, что требует постоянного восстановления разбивочной сети.

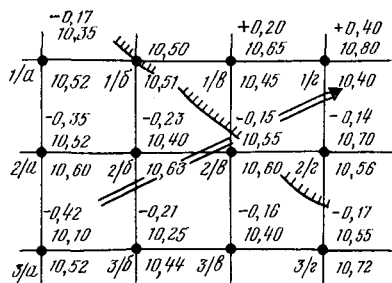


Рис. 158. Проект вертикальной планировки участка летного поля:

1 — линия нулевых работ; 2 — направление перемещения земляных масс

Номер точки	-0,17 10,35	Рабочая отметка Проектная высота
1/a	10,52	Высота поверхности земли

1 — линия нулевых работ; 2 — направление перемещения земляных масс

Тахеометрический метод. При перенесении проекта вертикальной планировки в натуру на местности выносят с помощью тахеометра плановое и высотное положение проектных горизонталей и по этим данным перемещают земляные массы.

Разбивочные работы с помощью тахеометрического метода выполняют в следующей последовательности:

составляют специальный разбивочный чертеж, на котором выбирают места расположения съемочных точек для установки прибора, выбирают на проектных горизонталях ряд характерных точек (точек нулевых работ, изгибов горизонталей, наибольших объемов земляных работ), соединяют их прямыми с ближайшими съемочными точками и определяют графическим способом полярные координаты каждой из них;

по расстоянию и высоте проектной горизонтали и съемочной точки по тахеометрическим таблицам либо на микрокалькуляторе вычисляют вертикальный угол;

отложив по вертикальному кругу вычисленный угол, дают команду реечнику опускать или поднимать рейку до совпадения отсчета по среднему штриху сетки нитей с высотой прибора, при этом положение пятки рейки определит высоту проектной горизонтали;

получаемые таким образом точки закрепляют на местности сторожками.

Разбивка вертикальной планировки тахеометрическим методом дает возможность устанавливать проектные высоты на местности вдоль направления разработки грунта землеройными машинами, что обеспечивает большую сохранность разбивочных точек на местности, по сравнению с методом квадратов.

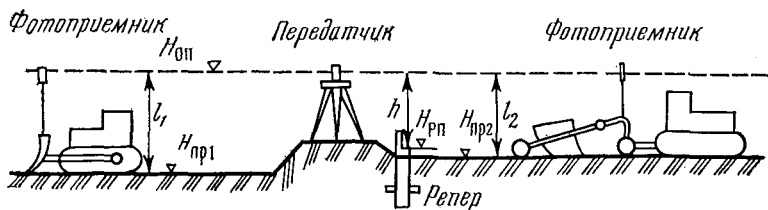


Рис. 159. Геодезический контроль планировочных работ с помощью системы СКП-1

Метод управления лазерным лучом. В связи с тем, что планировочные работы при строительстве аэродромов приходится выполнять на больших территориях под горизонтальные, либо наклонные плоскости, геодезический контроль за качеством планировочных работ и управлением работой планировочных машин и механизмов представляет собой сложную и многодельную задачу. Применение систем, использующих лазерное излучение, позволяет в значительной мере решить эту проблему, обеспечить необходимую точность планировочных работ и значительно повысить производительность планировочных машин и механизмов.

Принцип действия систем для контроля планировочных работ и управления органами строительных машин состоит в создании с помощью передатчика световой опорной горизонтальной, либо наклонной плоскости. Приемное устройство устанавливается на рабочем органе землеройной машины и определяет положение механизма относительно световой плоскости. Информация, поступающая от приемного устройства, используется для ручного, полуавтоматического либо автоматического управления рабочим органом землеройной машины.

В нашей стране при выполнении работ по планировке аэродромов нередко используют серийно производимую систему контроля планировки СКП-1, разработанную на базе оптического квантового генератора ОКГ-13. Система предназначена для геодезического контроля планировочных работ горизонтальных участков местности радиусом до 500 м (рис. 159) и позволяет выполнять работы в любое время суток. Система состоит из передатчика и нескольких приемных устройств, устанавливаемых на рабочих органах контролируемых машин и механизмов (бульдозеров, автогрейдеров, скреперов). Число машин и механизмов зависит от характера и объема выполняемых земляных работ.

Передатчик, создающий горизонтальную световую опорную плоскость, устанавливается в центре разрабатываемого участка. Высота опорной плоскости $H_{оп}$ определяется привязкой к ближайшему реперу. Приемное устройство, состоящее из

фотоприемника с пятью фотоэлементами, решающего блока и индикатора, позволяет определять положение механизма относительно опорной плоскости. Положение землеройной машины относительно этой плоскости определяется оператором по индикатору в интервале ± 10 см, который вручную осуществляет управление рабочим органом машины по высоте. Различное возвышение фотоприемников на рабочих органах землеройных машин и механизмов $h_1, h_2, \dots, h_i$ обеспечивает одновременную разработку нескольких участков с различными проектными высотами $H_{пр 1}, H_{пр 2}, \dots, H_{пр i}$ (см. рис. 159).

Использование отечественной автоматизированной системы геодезического управления работой группой строительных машин САУЛ-1 позволяет создавать в пространстве не только опорную горизонтальную световую плоскость, но и наклонные плоскости с углом наклона до $\pm 3^\circ$ и радиусом охвата до 500 м. Система САУЛ-1, также как и система СКП-1, основана на использовании оптического квантового генератора ОКГ-13. Информация о положении землеройной машины относительно опорной плоскости выдается оператору с помощью блока индикации, который осуществляет ручным управлением рабочим органом машины по высоте.

Использование систем, позволяющих полуавтоматически, либо автоматически управлять рабочими органами строительных машин является при строительстве аэродромов еще более перспективным.

§ 122. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ УСТРОЙСТВЕ ЗЕМЛЯНОГО КОРЫТА И БЕТОНИРОВАНИИ ИСКУССТВЕННЫХ ПОКРЫТИЙ

Для сооружения искусственного (обычно цементобетонного покрытия) ИВПП, РД и МС строят земляное корыто, имеющее поперечный уклон, соответствующий уклону покрытия. Для обеспечения поверхностного водоотвода поперечному профилю ИВПП придают двухскатное очертание с уклонами 0,006—0,008. Искусственные покрытия рулежных дорожек и мест стоянок устраивают нередко с односкатным поперечным уклоном.

Разбивку земляного корыта осуществляют от продольной оси поперечными профилями через 20 м. Для обеспечения возможности быстрого восстановления положения продольной оси последняя закрепляется дополнительно выносными знаками за пределами строительных работ, устанавливаемыми параллельно продольной оси полосы (рис. 160). При этом закрепляют каждый пикет, а через каждые 3—4 пикета выносные знаки устанавливают ниже глубины промерзания и в дальнейшем используют как рабочие реперы. Закрепленные параллельные оси

Рис. 160. Схема разбивки и закрепления поперечных профилей корыта ИВПП

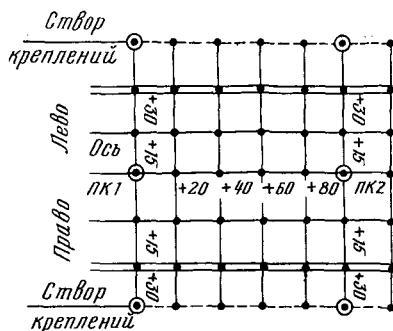


Рис. 161. Схема планировки земляного корыта с использованием прибора ПУЛ



служат также для разбивки продольных осей коммуникаций. Ошибки в положении знаков не должны превышать 1 см.

При разбивке пикетных и плюсовых точек по оси полосы в соответствии с проектом на сторожках надписывают рабочие отметки соответствующие проектному положению дна корыта. После производства вчерне земляных работ по сооружению корыта вновь осуществляют разбивку поперечных профилей полосы и выносят в натуру проектные высоты дна корыта с точностью до 1 см. При окончательной планировке дна корыта используют один из известных способов выноса в натуру проектных плоскостей: наклонным лучом нивелира, по опорному световому лучу лазерного визира или по установленной на проектном уклоне копирной струне. Обработка корыта производится отдельными рядами шириной по 7—7,5 м.

При планировке земляного корыта по световому лазерному лучу весьма эффективным является использование прибора управления лазерным лучом ПУЛ, состоящего из двух станций — направляющей и приемной. Направляющее устройство, устанавливаемое на штативе, создает в пространстве плоскость заданного уклона в виде наклонного луча. Луч посредством инфракрасного фильтра и специальной призмы делится по частотам 900—1500 Кц на верхнюю и нижнюю части с четкой границей между ними в виде равносигнальной зоны РСЗ, которая используется для установки рабочего органа машины в заданное положение по высоте (рис. 161). С помощью сборного красного и зеленого фильтра световому потоку придается

разная окраска с разделением по вертикали. Оператор по окраске луча может судить об отклонении строительной машины от заданного направления вправо либо влево и соответственно корректировать ее движение. Приемная станция, устанавливаемая на рабочем органе машины, с помощью электромагнитов воздействует на гидравлическую систему управления рабочим органом, обеспечивая автоматическую установку его в заданное положение.

Простейшим способом визуального контроля за положением рабочего органа строительной машины является использованием опорного светового луча лазерного визира ЛВ-5 или теодолита ЛТ-56 с анализом оператором положения светового пятна относительно центра марки-экрана, устанавливаемого на рабочем органе машины. По положению пятна оператор с помощью гидравлической системы управления корректирует положение рабочего органа строительной машины.

При планировке земляного корыта по копирной струне целесообразно также использовать систему автоматического геодезического управления работой отвала автогрейдера Профиль-20. Для стабилизации рабочего отвала автогрейдера в продольном направлении используется датчик, устанавливаемый в подъемном устройстве отвала, и контролирующий положение отвала по высоте через щуп относительно натянутой в заданном направлении копирной струны. Система Профиль-20 имеет также стабилизатор, обеспечивающий стабилизацию отвала в поперечном направлении.

Как правило, на ИВПП и РД устраивают цементобетонные покрытия на песчаном, гравийно-песчаном или щебеночном основании.

Искусственное основание устраивают в земляном корыте по установленным на проектную высоту колышкам, размещаемым в вершинах прямоугольной сетки 20×15 м или профилирующей машиной по копирной струне. Основание затем подлежит укатке с обеспечением точности порядка 1—2 см по оси корыта. Отклонение поперечных уклонов от проектных не должны превышать 0,0001—0,0002.

Бетонирование полос осуществляется обычно с использованием высокопроизводительных комплектов типа Автогрейд (ДС-100, ДС-110), а также других рельсовых либо безрельсовых бетоноукладочных машин. Бетонирование осуществляется рядами шириной по 7—7,5 м.

Безрельсовые бетоноукладочные механизмы создают проектную поверхность относительно установленной в заданном направлении копирной струны. Обычно струны устанавливают на расстоянии 7—7,5 м по обе стороны от оси ИВПП. Таким образом при использовании двух копирных струн удастся распределить бетон на полосе шириной 28—30 м.

При использовании рельсовых бетоноукладочных машин качество строительных работ по сооружению искусственного покрытия во многом определяется точностью установки рельс-форм, являющихся одновременно и опалубкой. Рельс-формы устанавливаются по теодолиту параллельно продольной оси полосы на расстояниях, кратных ширине плиты (рис. 162). В высотном отношении рельс-формы устанавливают в проектное положение с помощью нивелира с запасом на 2—3 мм на осадку основания.

Одновременно с установкой рельс-форм производят плановую разбивку температурных и усадочных швов (швов расширения и сжатия).

После завершения укладки бетона и бетоноотделочных работ осуществляется исполнительное нивелирование при установке рейки непосредственно на бетон. Высоты бетонной поверхности не должны отличаться более чем на 10 мм от проектных. При обнаружении отклонений более чем на 10 мм машину возвращают назад, подправляют установку рельс-форм и доводят уровень еще не затвердевшего бетона до проектной высоты.

При сооружении искусственного покрытия полосы из сборных железобетонных плит производят плановую и высотную разбивку угловых точек плит. После укладки плит осуществляют контрольное нивелирование стыков плит, которые не должны иметь уступов высотой более 2 мм.

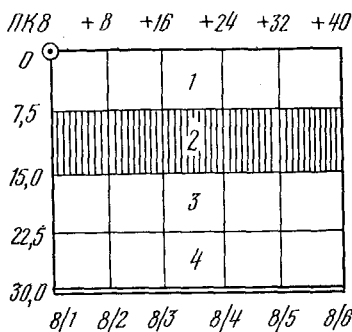


Рис. 162. Схема разбивки профилей для бетонирования ИВПП

§ 123. РАЗБИВКА ПОДЗЕМНЫХ КОММУНИКАЦИЙ АЭРОДРОМОВ

Детальную разбивку и строительство коммуникаций всегда производят до основных планировочных работ аэродрома.

Подземные коммуникации аэродрома (ливневая канализация, водопровод, кабели, коллекторы), как правило, располагают параллельно осям полос и разбивают от этих осей в соответствии с проектом.

Коммуникации, размещаемые на значительном удалении от полосы, разбивают от пунктов геодезической сети, построенной в ходе изысканий или строительства, а иногда и от линий теодолитного хода.

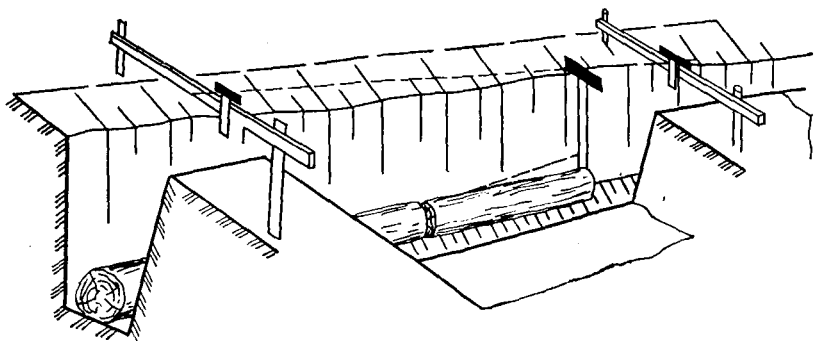


Рис. 163. Схема обноски для разбивки коммуникаций

Определив положение осевых линий подземных коммуникаций, устанавливают положение центральных точек каждого запроектированного колодца. Определение положения центральных точек колодцев проще всего проводить прямыми промерами по оси компарированной лентой или рулеткой от ближайших пикетов.

На колодцах и пикетах устанавливают обноски (рис. 163). Для этого перпендикулярно к оси траншеи устанавливают деревянные столбы, к которым сбоку прибивают доску, так чтобы верхнее ребро ее было горизонтальным и возвышалось над поверхностью земли на 0,5—1 м. На таких обносках в процессе разбивки с помощью теодолита намечают направления осей колодцев. Геометрическим нивелированием от ближайших реперов устанавливают высоты обносок и, сопоставляя их с проектными высотами дна колодцев или траншеи, устанавливают рабочие отметки соответствующих точек. Отложив величины рабочих отметок от соответствующих обносок по отвесу вниз траншеи получают возможность устанавливать высотное положение каждого элемента коммуникаций. Положение проектных элементов в плане определяют прямым промером расстояний вдоль соответствующих осей от проекций центральных точек колодцев, спроектированных вниз траншеи по отвесу.

Детальную разбивку траншей и укладку коммуникаций производят по визиркам между обносками или с помощью лазерного визира.

При устройстве колодцев обращают внимание на то, чтобы верх крышек колодцев соответствовал проектным высотам спланированной поверхности аэродрома, а рамы дождеприемников соответствовали проектным высотам бетонного покрытия.

После окончания укладки коммуникаций и строительства колодцев производят исполнительную съемку (измеряют рас-

стояния между центрами колодцев, привязывают к пунктам геодезической сети, определяют диаметры уложенных труб, нивелируют лотки и крышки колодцев). В результате составляют исполнительный план и профиль коммуникации в масштабе 1 : 2000.

Глава 19

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ЛЕСОУСТРОЙСТВЕ

§ 124. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Советский Союз располагает большими запасами леса, на его долю приходится свыше одной пятой (910 млн. га) лесных площадей и одной трети (80 млрд. м³) запасов древесины всего земного шара. Лес имеет большое народнохозяйственное значение. Он выполняет санитарно-гигиенические, водоохранные, почвозащитные и многие другие функции. В целях научно обоснованного, рационального использования лесных богатств в стране осуществляется лесостроительство.

Под лесостроительством понимается комплекс мероприятий по организации ведения лесного хозяйства и лесопользования, направленный на обеспечение рационального пользования, воспроизводства, охраны и защиты лесов.

Основными задачами лесостроительства являются:

получение достоверной информации о лесах и динамике лесного фонда;

осуществление внутрихозяйственной организации земель;

разработка и составление документов по инвентаризации и учету лесов;

рациональное пользование, воспроизводство, охрана и защита лесов.

Для удобства ведения лесного хозяйства, вся территория занимаемая лесом, делится на более мелкие участки, которые привязывают к геодезическим пунктам государственной геодезической сети. Такая работа называется организацией территории.

Важной работой в организации территории является разделение леса на кварталы. Деление на кварталы проводится в соответствии с проектом организации каждого лесничества, входящего в лесхоз. Размеры квартальной сети принимаются в зависимости от разряда лесостроительства и конкретных условий местности (табл. 12). Установлено три разряда лесострой-

Таблица 12. Основные показатели разряда лесоустройства

Разряд лесоустройства	Размер кварталов, км	Нормальная величина квартала		Расстояние между квартальными просеками и таксационными визирами, м		Минимальный километраж таксационных ходов на 1000 га, км		Минимальная площадь таксационного выдела лесных земель, га		
		площадь, га	размер среднего таксационного выдела, га	с применением аэрофотоснимков	без применения аэрофотоснимков	с применением аэрофотоснимков	без применения аэрофотоснимков	насаждения естественного происхождения	лесные культуры	спелый лес среди молодняка и другие категории леса
I	0,5×0,5	25	3—5	250	125	60	90	1,0	0,1	0,5
	1,0×0,5	50								
	1,0×1,0	100								
II	1,0×1,0	100	6—15	500	330	45	50	3,0	0,1	1,0
	2,0×1,0	200								
	2,0×2,0	400								
III	2,0×2,0	400	16—35	1000	500	17	25	5,0	0,6	3,0
	4,0×2,0	800								

Примечание. В зависимости от особенностей лесного фонда разрешаются в необходимых случаях отклонения от средних размеров таксационных выделов, приведенных в данной таблице до $\pm 50\%$.

ства: I, II, III, которые определяются государственными органами лесного хозяйства, совместно с В/О «Леспроект».

К I разряду лесоустройства относят: памятники природы; леса, имеющие научное и историческое значение; особо ценные лесные массивы; городские леса; леса национальных и природных парков; леса курортов; лесоплодовые насаждения; государственные защитные лесные полосы и т. п.

По II разряду назначаются зеленые зоны объектов с низкой интенсивностью ведения лесного хозяйства, участки в лесах II группы при полном использовании расчетной лесосеки и лесах II группы при недостатке лесосырьевых ресурсов.

К III разряду относят притундровые леса, леса II и III групп с избытком спелых насаждений, леса III группы, намечаемые к освоению не позже чем через 20 лет и др. Полный цикл лесоустроительных работ состоит из трех периодов: подготовительного, полевого и камерального. Продолжается он, как правило, в течение трех лет.

§ 125. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ПОДГОТОВКЕ К ЛЕСОУСТРОЙСТВУ

Подготовительные работы выполняют лесоустроительными партиями за год до проведения полевых лесоустроительных работ.

В состав подготовительных работ входят:

изучение существующих границ устраиваемого объекта, его административно-хозяйственных единиц и подготовка предложений по их изменению;

анализ существующего деления территории устраиваемого объекта на группы лесов и категории защитности и подготовка предложений по его совершенствованию;

уточнение границ лесосырьевых и потребительских баз, лесосечного фонда долгосрочного пользования;

составление проекта квартальной и визирной сети;

сбор и оценка полноты имеющихся таксационных, геодезических, планово-картографических и аэрофотосъемочных материалов.

Кроме этого собираются и изучаются многие другие сведения, необходимые для составления проекта задания на лесоустройство.

Технической основой лесоустроительных работ являются материалы аэрофотосъемки, которую выполняют подразделения МГА СССР по договорам с лесоустроительными подразделениями. Использование материалов аэрофотосъемки допускается не более трехлетней давности.

Аэрофотосъемка для лесоустройства выполняется на цветных спектрозональных пленках. Допускается также и многозональная съемка, но с последующим получением синтезированных цветных изображений. Однозональная черно-белая съемка применяется лишь в тех случаях, когда спектрозональную или многозональную съемку осуществить практически невозможно или нецелесообразно.

Масштаб аэрофотоснимков принимается в зависимости от разряда лесоустройства, для I—II—1:10 000 и III разряда 1:15 000. Если на снимаемой площади находятся леса, устраиваемые по разным разрядам, требующим аэрофотоснимки различных масштабов, то масштаб съемки принимают по преобладающей площади лесоустройства. При наличии аэрофотоснимков не соответствующих по масштабу лесоустройству, изготавливают аэрофотоснимки, трансформированные до нужного масштаба.

Лесоустроительные партии до выезда на полевые работы обеспечиваются следующими аэрофотосъемочными материалами:

аэрофотоснимками контактной или увеличенной печати;
репродукциями накидного монтажа;

пленками с показаниями радиовысотомера;
паспортами залетов на объект аэрофотосъемки.

На полевых работах используются только аэроснимки, по которым составляют фотоабрисы, опознают границы, просеки, ходовые линии. Они помогают лучше ориентироваться в лесу при выполнении лесоустроительных работ, а также при составлении лесоустроительных планшетов и других картографических материалов. Репродукции накидного монтажа используются для предварительного опознавания границ объекта лесоустройства, общего обзора устраиваемого объекта и составления проекта организации территории. Пленки с показаниями радиовысотомера и сведения с паспорта залета необходимы для выполнения обработки аэроснимков в камеральных условиях с целью дешифрирования и определения элементов внутреннего и внешнего ориентирования.

В период подготовительных работ производят сбор геодезических данных и картографических материалов и оценка их качества. Эта работа начинается только после письменного разрешения областных, краевых или республиканских органов землеустройства. Сбор данных осуществляется в лесохозяйственном предприятии, областном (краевом, АССР) органе лесного хозяйства, в территориальном управлении Государственного геодезического надзора ГУГК СССР и др.

В лесохозяйственном предприятии получают планшеты предыдущего лесоустройства, планы лесонасаждений, карточку-схему объекта лесоустройства, ведомости координат окружающих границ и планшетных рамок, выкопировки границ лесничеств, мастерских участков, обходов, лесосырьевых баз, лесосечного фонда и др. В областном (краевом, АССР) органе лесного хозяйства делают выкопировки границ смежных лесохозяйственных предприятий, а в органах землеустройства — выкопировки границ городской (поселковой) черты городов, смежных землепользователей, почвенных карт, земель водного фонда и др. Территориальные управления Государственного геодезического надзора ГУГК СССР обеспечивают топографическими картами на объект лесоустройства, выкопировками административных границ районов, областей, краев, автономных и союзных республик, а также сведениями о геодезических и топографических работах, выполняемых на территории объекта лесоустройства другими организациями. Кроме этого в проектных институтах и других организациях собирают и обобщают данные из перспективных планов отвода земель под различное строительство, расширения городов и результатов обследования торфяного фонда. Все выписки оформляются надлежащим образом и заверяются.

Полученные материалы тщательно изучаются, и при обнаружении грубых ошибок в геодезических данных по границам

смежных землепользователей создаются совместные комиссии из заинтересованных организаций и производят проверку в натуре. Уточненная площадь земель объекта лесоустройства сверяется с данными государственного учета лесов и земельным балансом района. После этого устанавливается возможность использования собранного материала и определяется метод составления новых лесоустроительных планшетов.

В подготовительный период составляется проект квартальной и визирной сети. Он разрабатывается отдельно по каждому лесничеству в масштабе плана лесонасаждений на основе картографических материалов прежнего лесоустройства и материалов аэрофотосъемки. Размеры проектируемых кварталов должны соответствовать установленным разрядам лесоустройства (см. табл. 12). В качестве квартальных просек (границ) могут быть использованы различные дороги, противопожарные разрывы, реки и т. п.

Квартальная сеть и нумерация кварталов, установленная ранее, как правило, сохраняется, если не меняется разряд лесоустройства. Нумерацию кварталов проводят в пределах лесничеств с северо-запада на юго-восток. В равнинной местности проектируют прямоугольную квартальную сеть с прокладкой просек с севера на юг и с востока на запад, относительно истинного меридиана. В горных условиях квартальная сеть проектируется с учетом сложившихся грузопотоков и максимального использования естественных разграничительных рубежей.

Таксационные визиры располагают параллельно квартальной сети, на расстоянии в соответствии с требованиями табл. 13. Взамен визиров могут быть использованы дороги, тропы, трассы линий связи и электропередачи и другие просеки, если они обеспечивают проведение таксации леса в соответствии с требованиями лесоустройства.

На схему квартальной сети наносят границы планшетов, границы административных районов, номера кварталов, группы и категории защитности лесов, лесосырьевые базы и другие контурные обозначения, необходимые для проведения полевых работ.

§ 126. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ОРГАНИЗАЦИИ ТЕРРИТОРИИ И ПОДГОТОВКЕ К ЛЕСОТАКСАЦИОННЫМ РАБОТАМ

Лесоустройство связано с выполнением разнообразных геодезических измерений, производством аэрофотосъемок, проектированием лесоустроительных работ и выносом проекта в натуру.

Целью геодезических работ при лесоустройстве является: восстановление границ объекта лесоустройства, съемка план-

шетных рамок и наиболее значимых элементов внутренней ситуации, границ хозяйственно-ценных выделов, дорог, троп и других линейных элементов, используемых в качестве таксационных ходов.

Восстановление окружных границ объекта лесоустройства производят по имеющимся старым материалам, а при их отсутствии выполняют необходимые геодезические измерения с использованием теодолита, мерных лент и других геодезических приборов. При съемке планшетных рамок измерение горизонтальных углов и восстановление границ производят с точностью не ниже $1'$, а внутренней ситуации — $10'$. Длины линий измеряют лентами в одном направлении с округлением результатов до $0,1$ м. Углы наклона учитывают только при величине 4° и более. Если полученные результаты промера длин линий расходятся с имеющимися геодезическими данными более 2% , то выполняют второй промер в обратном направлении.

Все случаи несоответствия геодезических данных землеустройства результатам натурных измерений рассматриваются совместно с местными органами землеустройства и по согласованию с ними вносят соответствующие коррективы, что оформляется актом.

Для таксационных целей производится промер и прочистка квартальной и визирной сети и оформление их лесоустроительными знаками. Границы и квартальные просеки прорубают или прочищают на ширину $0,5$ м, визиры — $0,3$ м, при этом крупные деревья, находящиеся на линии вешения, не срубаятся, а их обходят способом параллельного вешения по перпендикулярам к основной линии или направлению линии задается вновь инструментально. Направление прорубки проверяют по заданному румбу и при отклонении линии более чем на 2° , она прорубается заново.

Измерение длин просек, визиров и других линий используемых в качестве таксационных ходов, осуществляется только в пределах одного квартала. Сквозной (непрерывный) промер линий, проходящих через несколько кварталов, запрещен. Промер ломаных линий (дорог, троп, различных трасс) производят между углами поворотов, которые закрепляют пикетными кольями. Измерение расстояний выполняют мерной лентой в одном направлении, при этом пикетные колья устанавливают через 100 м при I—II и 200 м — при III разряде лесоустройства. Уклон местности в этом случае учитывают с 6° и более, и на абрисах (фотоабрисах) линии показывают в горизонтальном положении.

Если на объекте лесоустройства по его границам сохранились межевые знаки, то промер граничных линий производят от одного межевого знака до другого. Одновременно с измерением линий отмечают места выходов квартальных просек, ви-

зиров и другой внутренней ситуации на границу. Точность измерения длин линий при лесоустройстве должна быть не менее 1:500 для I—II и 1:300 — для III разряда.

При организации лесоустройства и лесного хозяйства устанавливается большое количество различных знаков. Конструкция знаков, содержание надписей и места их установки определены ОСТ 56—44—80 «Знаки натурные лесоустроительные и лесохозяйственные. Типы, размеры и общие технические требования». По назначению натурные знаки делят на следующие типы:

столбы квартальные, квартальные указательные, граничные хозяйственные, визирные, визирные указательные, на пробных площадях, внутренней ситуации, лесосечные (деляночные), на площадях лесовосстановительных мероприятий, прочие лесохозяйственные столбы;

колья пикетные и для закрепления центров площадок при измерительно-перечислительной таксации, обследовании естественного возобновления и лесных культур.

Форма и размеры столбов и кольев представлены на рис. 164.

Перед началом полевых работ в целях подготовки и проверки инженерно-технического состава к проведению лесоустройства и таксации леса в течение 5—7 дней на заранее подготовленных площадях проводится коллективная и индивидуальная тренировки.

В этот период производится также проверка умения работать с геодезическими приборами, аэрофотоснимками по дешифрированию, определению границ таксационных выделов и их характеристик, установке лесоустроительных знаков, оформлению абрисов и фотоабрисов.

Ответственной задачей в подготовительный период лесоустройства является комплектация аэроснимков, изготовление фотоабрисов и абрисов. Перед выходом в лес производят изучение аэроснимков и опознавание границ, просек, планшетных рамок и других ориентиров. Опознанные объекты на черно-белых снимках поднимают черной тушью, а на цветных — гуашью редким пунктиром. Местоположение просматривающихся ходовых линий определяют приблизительно по масштабу залета или крупным ориентиром, которые переносят на аэрофотоснимок с проекта квартальной и визирной оси.

Точное положение и размеры квартальных просек и визиров, прорубленных заново определяют с помощью привязок к твердо опознанным точкам и ориентирам. Эти ориентиры и точки накалывают на аэрофотоснимки с точностью $\pm 0,2$ мм, а на оборотной стороне наколы обводят кружками и делают пометку о привязке измеряемой линии к ориентиру. На основе полученных данных составляется фотоабрис, который на лицевой стороне имеет:

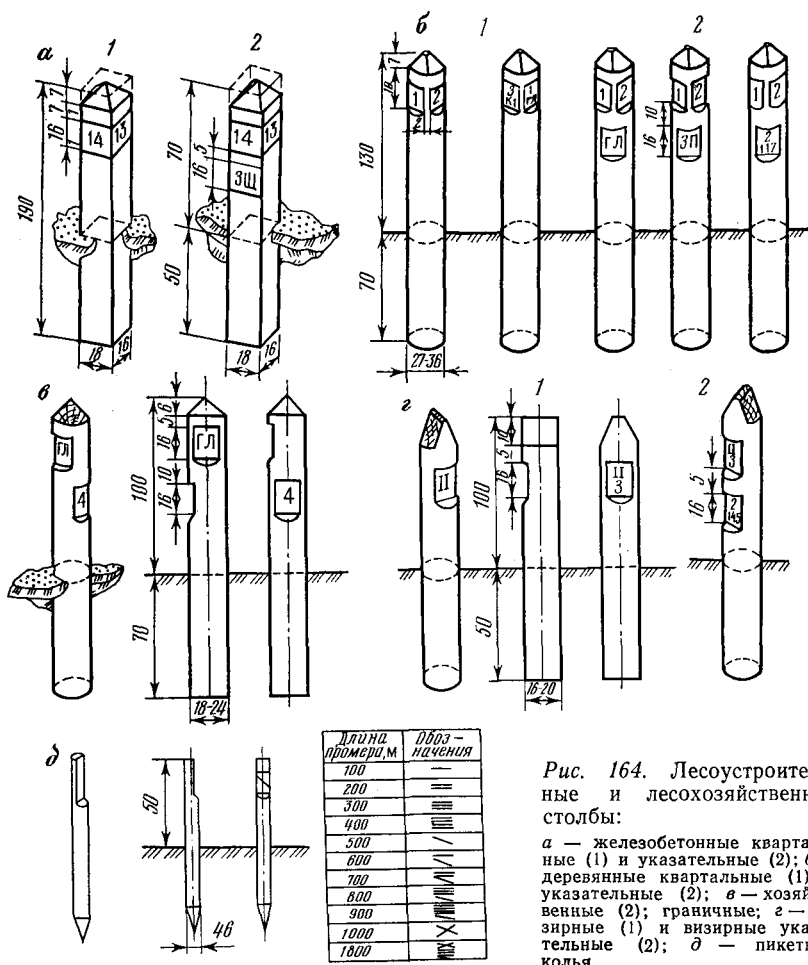


Рис. 164. Лесоустроительные и лесохозяйственные столбы:

а — железобетонные квартальные (1) и указательные (2); б — деревянные квартальные (1) и указательные (2); в — хозяйственные (2); граничные; г — визирные (1) и визирные указательные (2); д — пикетные колья

границы рабочей площади, нанесенные сплошными тонкими линиями цветной тушью;

просеки, визиры и прочие ходовые линии с разбитым пикетажем и номерами четных пикетов;

естественные границы кварталов, обозначаемые удлиненными пунктирами;

номера кварталов, расположенных на аэрофотоснимке, номера смежных аэроснимков;

границы четко очерченных таксационных выделов;

ручьи, реки, дороги, тропы и мелиоративные каналы, видимые только при стереоскопическом рассматривании аэрофотоснимков, поднимаются цветной тушью.

На обратной стороне аэрофотоснимка показывают просеки и визиры с размерами линий в горизонтальном проложении и указанием направления промера, твердо опознанных точек, расчета масштабов, наименования лесхоза и лесничества, даты изготовления фотоабриса, подписи исполнителей.

Масштаб фотоабриса определяется по двум разнонаправленным линиям длиной не менее 20 мм каждая на аэроснимке размером 18×18 см и 40×30 см. Расстояния этих линий измеряют в натуре мерной лентой.

Средний масштаб аэроснимка в данном случае определится как среднее арифметическое из двух измеренных. Так например, если на первом участке расстояние между двумя опознаками на местности L_1 , а на аэроснимке l_1 , то масштаб аэроснимка $M_1 = L_1/l_1$ и на участке второго отрезка $M_2 = L_2/l_2$. Средний масштаб аэроснимка M будет равен $(M_1 + M_2)/2$.

В равнинной местности масштаб фотоабриса может быть определен по формуле:

$$M_z = \frac{H}{F},$$

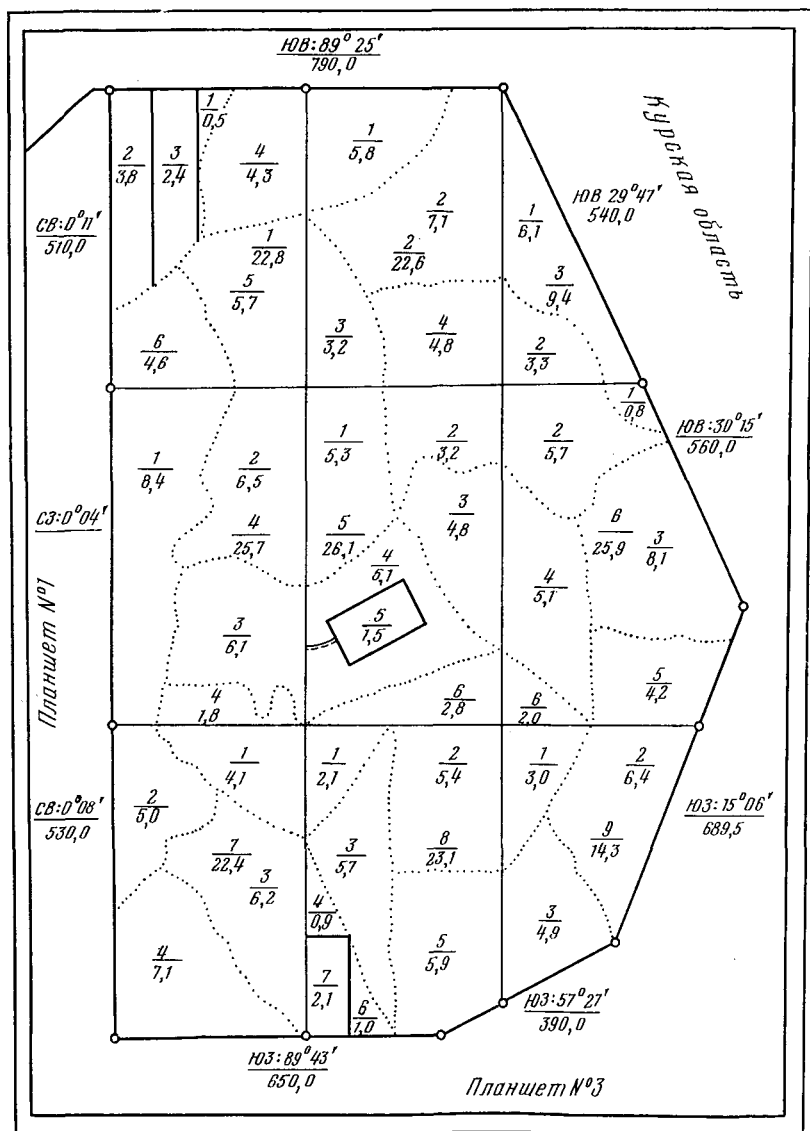
где M_z — знаменатель численного масштаба; H — высота съемки, зафиксированная в паспорте; F — фокусное расстояние аэрофотоаппарата.

Если нет возможности составить фотоабрис, то на кальке или миллиметровой бумаге по данным пикетажного журнала вычерчивают абрис. По содержанию абрис аналогичен фотоабрису, только на него с планшетов предыдущего лесоустройства переносятся границы таксационных выделов, которые затем уточняют при таксации.

К натурной таксации запрещается приступать без предварительного контурного дешифрирования аэрофотоснимков. Поэтому на каждом аэрофотоснимке до выезда на полевые работы таксатор производит стереоскопическое дешифрирование границ таксационных выделов при помощи зеркально-линзового стереоскопа или стереопантометра.

§ 127. СОСТАВЛЕНИЕ ЛЕСОУСТРОИТЕЛЬНЫХ ПЛАНШЕТОВ

Планшеты представляют собой листы чертежной бумаги размером 60×60 см, наклеенные на полотно. На подготовленный планшет наносят геодезическую основу. Геодезическая основа составляется по результатам прежнего лесоустройства, геодезическим данным землеустройства смежными землепользователями, материалам аэрофотосъемки и топографических карт. Эту работы выполняют, как правило, в полевой период.



Масштаб 1:10 000

В 1см 100м

Общая площадь 144,2га

Рис. 165. Планшет

Рамки планшета обычно ориентируют по меридиану и в соответствии с этим наносят точки (углы) и линии геодезической основы. Основа наносится с точностью ± 1 мм, что проверяется контрольной линейкой. Направления линий основы на планшете обозначаются дробями, где в числителе — румбы, а в знаменателе — расстояния в метрах между точками поворота (рис. 165).

В качестве геодезической основы по возможности используют пункты государственной геодезической сети, а при необходимости прокладывают по имеющимся просекам теодолитные ходы.

При наличии аэрофотоматериалов для геодезической основы лесоустроительных планшетов используют фотопланы, уточненные фотосхемы и контурные графические планы, составленные фотограмметрическим способом. В этом случае границы, планшетные рамки, квартальные просеки накладываются на фотоплан или уточненную фотосхему по твердо опознанным точкам. Отдельные неопознанные в натуре участки границ определяют либо с помощью данных смежных землепользователей, либо выполнением в натуре измерений.

Накладка окружных границ и планшетных рамок может производиться по координатам с использованием данных из различных источников, при этом угловая невязка допускается не более $2t' \sqrt{n}$, (где t — точность угломерного прибора; n — число вершин полигона), а линейная — не более $1/500$. Связующие линии между опорными точками, протяженностью до 4 км можно накладывать по румбам, а квартальные просеки и визиры — по данным выполненных в натуре промеров и привязок.

При использовании топографических карт в качестве геодезической основы работы организуют следующим образом. С топографических карт изготавливают увеличенные до нужных масштабов фоторепродукции, или на планшете вычерчивается координатная сетка, аналогичная сетке топографической карты. Затем наносят имеющиеся на карте квартальные сети и просеки, дорожная сеть и другие твердоопознанные в натуре ориентиры.

Масштабы лесоустроительных планшетов принимаются в зависимости от разряда лесоустройства: I—II — $1:10\,000$ и III — $1:15\,000$.

§ 128. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ИНВЕНТАРИЗАЦИИ ЛЕСНЫХ МАССИВОВ

Под лесным массивом понимают значительную целостную территорию леса, имеющую естественные границы (реки, озера, холмы и др.) или граничащую на большом протяжении с другими угодьями или населенными пунктами. Если лесной массив закреплен за лесным предприятием, то он составляет его

лесной фонд. Лесной массив может занимать территорию от нескольких сотен до нескольких тысяч гектаров, которая разделяется на лесную и нелесную площади. К нелесной площади относят участки, непригодные для выращивания леса, без проведения на них специальных работ, а к лесной — участки земли, пригодные и предназначенные для выращивания леса; они могут быть покрытые или не покрытые лесом.

Инвентаризация лесов выполняется лесоустроительными экспедициями В/О «Леспроект» ежегодно на площади 45—50 млн. га.

При лесоинвентаризации территорию каждого лесного квартала разделяют на таксационные выделы — первичные лесохозяйственные учетные единицы. Таксационный выдел — участок лесной или нелесной земли, однородный по таксационной характеристике и хозяйственному значению, на всей площади которого необходимы одинаковые лесохозяйственные мероприятия. Каждый таксационный выдел изображается в своих границах на картографических документах — планшетах и планах лесонасаждений.

Размеры таксационных выделов зависят от разряда лесоустройства (см. табл. 13). Средние их значения колеблются от 3—15 га при I и II и 16—35 га — при III разряде лесоустройства. Для удобства таксации и более точного определения мест положения выделов в квартале прорубают визиры. В местах пересечения визиров с просеками и границами устанавливают визирные столбы, на «щеках» которых римскими цифрами обозначают номер визиров. Квартальную и визирную сети выносят в натуру в соответствии с разработанным проектом.

Границы выделов можно установить при помощи стереоскопических приборов (стереоскопа, стереопантометра, интерпретоскопа). Эти приборы позволяют определить важнейшие таксационные показатели: состав, среднюю высоту, средний диаметр, возраст, бонитет, полноту, запас. Наибольшей информативностью обладают спектрональные снимки. Каждая порода на них изображается в своем, присущем только ей в условном цвете. В процессе таксации в лесу только уточняют границы выделов, определенные по аэрофотоснимкам, присваивают им номера, и заносят таксационные характеристики в специальные карточки.

При отсутствии аэроснимков границы выделов определяют с помощью геодезических приборов методом засечек по ходовым линиям или выполнением угломерной съемки.

Метод засечек состоит в том, что таксатор, имея абрис, вычерченный на миллиметровке, где изображены просеки, визиры, дороги, отмечает места перехода от одного выдела в другой, т. е. точки границы выделов. Полученные точки засечек соединяют пунктирными прямыми линиями, которые и образуют

контур выделов. Границы выделов при данном методе получаются прямолинейными, хотя в действительности это не так. Однако практика показывает, что ошибка измерения в данном случае составляет всего около 5 %.

Угломерная съемка применяется при инвентаризации особо ценных лесных массивов или небольших площадей. В этом случае границы выделов определяют с использованием геодезических приборов — теодолита, дальномера или буссоли. Данный способ более трудоемкий, но достаточно точный.

Полученные границы выделов наносят на абрис, и определяют их площади. Впоследствии их копируют на основные картографические материалы, в том числе на планшеты и планы лесонасаждений.

Использование аэрофотоснимков при таксации леса значительно повышает производительность труда, на 20—25 % уменьшает затраты инженерно-технических работников и на 40—60 % — рабочих. При этом качество материалов таксации заметно лучше, чем полевой наземной таксации.

Камеральное дешифрирование аэрофотоснимков в интересах таксации сочетает в себе элементы фотограмметрических измерений с глазомерно-стереоскопическим определением ряда характеристик и параметров лесонасаждений. Фотограмметрические измерения состоят в определении разности параллаксов, элементов внутреннего и внешнего ориентирования и других параметров аэрофотоснимков, и на основе этого рассчитывают различные таксационные характеристики леса: среднюю высоту и средний диаметр древостоя; тип леса; класс бонитета насаждения; возраст, полноту, запас и товарность насаждений.

В последние годы при инвентаризации лесов стали применять сверхкрупномасштабную аэрофотосъемку (СКМАФС), выполняемую в масштабе — 1:500 — 1:2000. Ее выполняют малоформатной камерой АФА с вертолетов или самолетов. При стереоскопическом наблюдении снимков в масштабе 1:500 и крупнее непосредственно измеряют диаметр деревьев на высоте 1,3 м. Точность измерения высоты при этом составляет 4—6 %, а диаметра — 4—8 % т. е. примерно такая же, как и при полевой таксации. Трудоемкость работ на таксационные работы при этом сокращается примерно в 1,5—2 раза, а работы выполняются не в лесу, а в лаборатории.

§ 129. КАРТОГРАФИЧЕСКИЕ МАТЕРИАЛЫ ИНВЕНТАРИЗАЦИИ ЛЕСНОГО ФОНДА

Основной задачей инвентаризации лесного фонда является составление такой документации, которая позволит работникам лесхозов разработать проект организации и развития лесного хозяйства. К числу такой документации относятся: таксацион-

ные описания; лесоустроительные планшеты; планы лесонасаждений; схема объекта лесоустройства; таблицы и ведомости, характеризующие лесной фонд в целом. Все документы, за исключением схемы объекта лесоустройства, составляются отдельно на каждое лесничество. Схему составляют только для лесного предприятия в целом. Рассмотрим краткую характеристику итоговых документов.

Таксационные описания начинают делать в полевой период инвентаризации. Они содержат всю наиболее важную информацию о количественных и качественных показателях лесов и наряду с планшетами являются основным документом лесоустройства.

Обработку лесотаксационных материалов вплоть до их печатания выполняют на ЭВМ, при этом содержание машинной записи полностью соответствует типографским бланкам таксационного описания, предусмотренным лесоустроительной инструкцией.

Планшет (см. рис. 165) — это картографический документ, который изготавливается по материалам фотоабрисов, абрисов, геодезическим данным лесоустройства и результатам теодолитной съемки. Он охватывает группу кварталов лесничества, которая помещается в его рабочую площадь. На планшете граничные линии обозначают румбами и расстояниями между вершинами углов поворота. Внутри границ наносят ситуацию, состоящую из квартальных просек, визиров, дорог, трасс электропередач и связи, противопожарных разрывов, рек, озер, ручьев, а также границ выделов. Планшеты отражают только геодезическую основу лесных кварталов и выделов. Сведений о таксационной характеристике леса здесь не приводят. На планшете указывают длину просек и визиров, номера углов поворота. В середине каждого квартала и выдела обозначают их номера, а в знаменателе — площади, которые для кварталов округляют до 1,0 га, а для выделов — 0,1 га. Каждому планшету присваивается свой номер. На планшете указывают наименование области, лесного предприятия и лесничества, а также общую площадь изображаемого лесного фонда, название экспедиции, масштаб, подписи исполнителей. Масштаб планшето́в для I и II разряда лесоустройства 1:5000—1:10 000, а для III — 1:25 000 и мельче.

На планшетах, составленных на основе фотопланов или уточненных фотосхем, при отсутствии геодезических данных окружных границ и планшетных рамок румбы не подписываются.

Рельеф на планшетах показывается горизонталями, которые переносятся с топографических карт. Для горных районов горизонтали обычно наносят по рабочим аэрофотоснимкам при помощи стереофотограмметрических приборов. Для равнинных

районов, как исключение, планшеты изготавливаются без горизонталей.

С оригиналов планшетов изготавливают копии, на которых горизонталы могут не наноситься.

К планшетам прилагается схема лесничества в произвольном масштабе, на которой цветной тушью наносят границы планшетов и их нумерация.

Планы лесонасаждений отражают основную таксационную характеристику изображаемого лесного фонда. Их составляют в целом на каждое лесничество путем монтажа уменьшенных фотокопий планшетов или другими способами. Планы изготавливают в масштабах $1:10\,000 \div 1:25\,000$ при I и II и $1:50\,000 \div 1:100\,000$ — при III разряде лесоустройства. Размер плана не должен превышать площадь четырех листов чертежной бумаги 596×836 , поэтому разрешено уменьшать его масштаб (рис. 166).

На плане лесонасаждений показывают населенные пункты, озера, реки и ручьи с их названиями, дороги, тропы, строения, пожарные вышки, питомники, сады, верхние и нижние склады, а также кварталы и выделы. Вдоль границ лесничества указывают наименования смежных землепользователей. На плане помещают таблицу условных обозначений. Оригинал плана вычерчивают тушью, подписывают и после этого размножают. Оригинал и копии плана окрашивают по основным элементам леса: молодняки, средневозрастные, приспевающие, спелые и перестойные. Выделы раскрашивают определенным цветом, соответствующим преобладающей породе: сосну — оранжевым, ель — кармин с добавкой туши, дуб — серым, березу — голубым, осину — зеленым. Кроме того в зависимости от возраста тоном окраски выделяют молодняки, средневозрастные, приспевающие, спелые и перестойные леса. Лесные культуры показывают цветной сплошной штриховкой цветом, принятым для данной породы.

Границы плана делают в виде 5 мм линий двойного оттенка, при этом цвет границы принимается красным, если смежник землепользователь — колхоз, желтым — совхоз, зеленый — гослесфонд и коричневый — прочие.

Готовые окрашенные и выверенные планы лесонасаждений разрезают на форматики размером 19×28 см, наклеивают на ткань, обклеивают по краям тесьмой и передают в организации лесного хозяйства, где хранятся таксационные описания.

Схема лесхоза — объекта лесоустройства составляется на листе ватмана размером 80×120 см, в масштабе в пределах $1:50\,000$ до $1:500\,000$. Она дает представление об общей конфигурации лесных массивов и разделении лесхоза на его административно-хозяйственные единицы — лесничества, кварталы, хозчасти. Схему монтируют из фотокопий планов лесо-

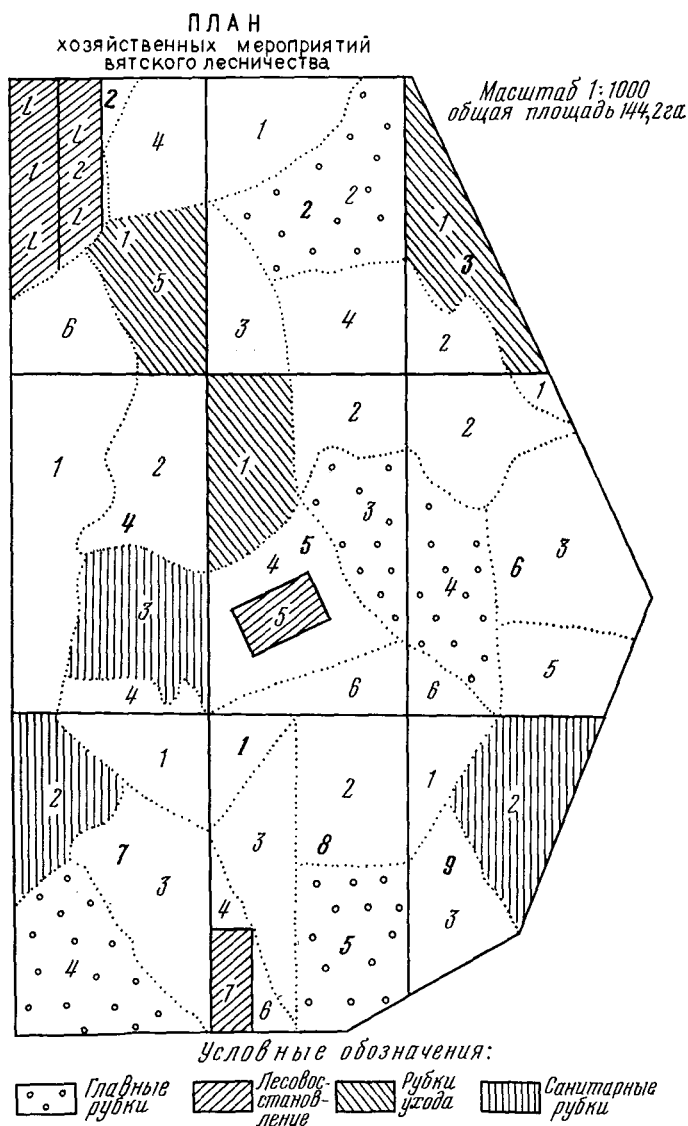


Рис. 166. План лесонасаждений

насаждений, используя при этом топографические или другие карты для увязки взаимного расположения отдельных лесных массивов. На схеме показывают границы объектов лесоустройства и названия смежных лесных предприятий, границы лесничеств, лесосырьевых баз, категории защитности лесов, админи-

стративные границы, квартальную сеть с ее нумерацией и противопожарные разрывы. Кроме того изображают конторы лесничества, лесного предприятия, кордоны, пожарные вышки, населенные пункты, дороги, линии связи, реки, озера, нижние лесные склады и другие сооружения. Схема имеет название, условные обозначения, подписи. Ее раскрашивают по преобладающим породам и группам возраста леса.

На территорию лесного предприятия составляют дополнительно и другие схемы (противопожарных мероприятий, эксплуатационных насаждений и др.), необходимые лесхозу.

В результате инвентаризации, кроме выше названных документов, составляют таблицы и ведомости, характеризующие лесной фонд и предназначенные для составления проекта организации и развития устраиваемого лесхоза. Обработка итогов инвентаризации — большая и кропотливая работа, которая раньше выполнялась вручную. Теперь эту работу выполняют на ЭВМ, при этом исходными материалами являются полевые карточки таксации. ЭВМ выдает необходимую информацию в виде таблиц установленного образца.

§ 130. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ОТВОДЕ ЛЕСОСЕК

Лесосека — участок леса, ограниченный визирами, лесосечными знаками или естественными рубежами, отведенный для рубок главного или промежуточного пользования. Она может иметь различную конфигурацию и размеры, которые устанавливаются в зависимости от группы леса, режима лесопользования, растительных условий и преобладающих пород леса. Ширина лесосек может быть 100—1000 м, а длина до 2000 м. Отвод лесосек лесхозы производят, как правило, в весенне-осенний период за два года до начала рубок главного пользования и за год — рубок ухода. Для рациональной организации лесозаготовительных работ лесосеки разбивают на делянки; на делянке работает одна комплексная заготовительная бригада. Ширину делянки принимают равной половине ширины лесосеки, а длину — 200—300 м.

Отводу лесосек в натуре предшествует составление плана (рис. 167) отвода по материалам таксационных описаний и картографических документов. Лесосеки по возможности устраивают прямоугольной формы. Углы лесосек (делянок) отмечают установкой деревянных столбов, высотой 130 см, диаметром 16 см. Закапывают их на глубину 70 см. Щека с надписью направляется в сторону участка, гребень столба — к середине участка. На столбах указывают номер квартала — номер выдела, мероприятие — год, площадь в га. Если в одной точке сходятся углы нескольких смежных лесосек в пределах одного квартала, то устанавливают один столб с соответствующ-

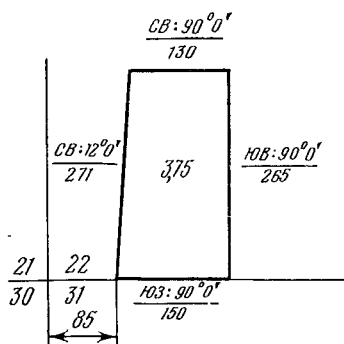


Рис. 167. План лесосеки

щим числом щек (окон), на которых делают соответствующие надписи.

Лесосеки строго учитываются. На каждую лесосеку составляют полевой абрис, на котором указывают: привязку к квартальной сети; румбы и длину линий границ; расположение внутренних визиров и границ таксационных участков; выделенные внутри лесосеки неэксплуатационные площади; расположение семенных участков, молодняка и подроста; характер участков, граничащих с лесосекой. По

материалам абриса составляют чертежи лесосек, которые хранятся в лесничестве и лесхозе.

Отвод и таксация лесосек контролируются как в процессе работ, так и после их окончания. Проверяют правильность измерения длин линий, углов, площадей, объемы лесосечного фонда и их соответствие установленному размеру лесопользования. Контролируют также и правильность установки лесоустроительных знаков.

Измерение углов границ лесосеки производится с помощью теодолита или буссоли, а промер линий — дальномером или мерной лентой. Ошибки при измерении углов не должны превышать 30', а измерении длин линий — 1 : 300.

§ 131. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ЛЕСОМЕЛИОРАЦИИ

Лесомелиорация — совокупность различных мероприятий, направленных на коренное улучшение земель для создания благоприятных условий произрастания полезных растений. В лесном хозяйстве наиболее распространена гидротехническая мелиорация, которая имеет целью улучшение водного режима земель. При гидротехнической мелиорации выполняются следующие виды работ: осушение, орошение, обводнение, регулирование водоприемников и стока.

Осушение применяется для удаления избыточной влаги, что способствует усилению аэрации почвы, улучшению ее температурного режима и стимулированию аэробных процессов разложения органических веществ. Осушительная сеть состоит из осушителей или дрен, собирателей, коллекторов и магистральных каналов. Кроме того могут устраиваться ловчие дрены или каналы, а также и дамбы — защищающие лесные массивы от подтопления со стороны водоема.

Орошение устраивается в засушливых районах для пополнения почвы влагой. Источниками орошения являются реки, озера, ручьи, пруды и подземные воды. Основными элементами оросительной сети являются: водозаборное сооружение — магистральный канал, оросительные сети в виде трубопроводов или каналов (борозд).

Обводнение — подача воды из водоемов для организации пожаротушения, водоснабжения и удовлетворения различных нужд лесного хозяйства. Регулирование русел рек осуществляется в интересах лесосплава, а также сброса излишков поверхностных вод при осушении. Кроме того выполняют работы по регулированию стока с целью задержания воды или устранения причин эрозии почв.

Для обеспечения стока или подачи воды при создании систем осушения или орошения все элементы сети (осушители, собиратели, каналы и др.) должны иметь соответствующие уклоны, устанавливаемые проектом строительства. Так например, магистральный канал устраивают по возможности прямолинейным с продольным уклоном в пределах 0,0005—0,002. Коллекторы обычно проектируют длиной до 1000 м по направлению уклона местности, собиратели и дрены до 200—300 м, а осушители — до 60—80 м. Продольные уклоны элементов осушительной сети принимают в зависимости от конструкции этих элементов (закрытые или открытые, наличие или отсутствие гончарных или асбоцементных трубок и т. д.), а также характера рельефа местности и состояния грунтов. Расстояния между осушителями, собирателями и другими элементами осушительной сети устанавливаются расчетом в зависимости от климатических и почвенно-грунтовых условий.

Надежная работа лесомелиоративных систем во многом зависит от правильности выполнения геодезических съемок. Плановой основой осушаемых площадей являются теодолитные ходы, границы землепользования, квартальные просеки и, в некоторых случаях, контуры ситуации. Система осушения проектируется с учетом рельефа местности и должна быть простой и понятной.

Высотное обоснование съемки создается проложением вблизи осушаемой площади нивелирных ходов IV класса. При значительных площадях осушения создают сеть нивелирных полигонов IV класса, при этом длина периметра полигона должна быть не более 25 км, а невязка $f_L = \pm 20 \sqrt{L}$ (мм), где L — длина хода в км. Высоты пунктов осушительной сети могут вычисляться в условных отметках, если пункты государственной нивелирной сети удалены более 5 км. Большое значение уделяется точности соблюдения в процессе строительства проектных отметок. Отметки дна траншеи дрен могут

отличаться от проектных не более $\pm 1,5$ см, а коллекторов ± 3 см. Контроль осуществляется нивелированием дна траншей через 2—3 м. Не допускаются траншеи с обратными уклонами дна, а безуклонные участки устраиваются в исключительных случаях, и их длина не должна превышать 5 м.

§ 132. ОСОБЕННОСТИ СЪЕМОК НАСЕЛЕННЫХ МЕСТ И ДРЕВЕСНЫХ НАСАЖДЕНИЙ

Геодезическую съемку населенных мест рекомендуется выполнять аэрофототопографическим методом на фотопланах с повышенной точностью. При этом фотопланы изготавливаются по аэрофотоснимкам, полученным длиннофокусными аэрофотоаппаратами с $f_k = 200, 350, 500$ мм. Точность создаваемых фотопланов и планов должна обеспечивать предельную погрешность в положении контуров относительно съемочного обоснования не более 0,5 мм, а между близлежащими контурами не более 0,4 мм. В полевых условиях точность фотопланов проверяется промерами между геодезическими пунктами и контурами. Графические планы населенных мест могут изготавливаться также и на универсальных стереофотограмметрических приборах.

При невозможности получения материалов аэрофотосъемки или ее экономической нецелесообразности, геодезическую съемку населенных мест производят наземными методами, которую выполняют в масштабах 1:500, 1:1000, 1:2000 и 1:5000.

Плановой основой съемок застроенных территорий являются пункты государственных геодезических сетей сгущения I и II разрядов и пункты съемочного обоснования, а высотной — реперы и марки государственной нивелирной сети I, II, III и IV классов и все точки, высоты которых определены с точностью технического нивелирования, а при съемках с сечением рельефа через 2 и 5 м — пункты, высоты которых определены тригонометрическим нивелированием. Для установления точек съемочной основы разрабатывается проект развития съемочного обоснования, при этом число пунктов на 1 км² должно быть не менее 8 при масштабе съемки 1:2000, 16 — 1:1000 и 32 — 1:500.

Съемочное обоснование прокладывается вдоль улицы в виде одного или двух теодолитных ходов, которые связываются поперечными ходами. Если улицы прямолинейные, то разбивают створные линии между пунктов геодезической основы, которые измеряют с точностью не менее 1:2000.

Съемку ситуации производят способом перпендикуляров, засечек, полярным и графоаналитическим способами. Предельные расстояния между створными точками и длины перпенди-

Таблица 13

Масштаб съемки	Расстояния между створными точками, м		Длина перпендикуляра, м	
	измеренные рулеткой (лен- той)	измеренные оптическим дальномером	глазомерная установка	установка эккером
1 : 2000	80	120	8	60
1 : 1000	60	80	6	40
1 : 500	40	50	4	20

куляров при съемке способом перпендикуляров приведены в табл. 13.

Длина перпендикуляров измеряется один раз с точностью 1 см. Если съемку выполняют полярным способом, то применяется теодолит, которым углы измеряют с точностью 1', а расстояния — стальной лентой или оптическим дальномером. Максимальные расстояния от прибора до измеряемых контуров приведены в табл. 14.

Для определения положения точек, если непосредственные измерения расстояний невозможны, применяют способ прямых угловых засечек. Рекомендуется, чтобы угол при определяемой точке был в пределах 30—150°. Примычные углы измеряют одним полуприемом с точностью до 1'. Максимальные расстояния до снимаемых контуров принимают в зависимости от масштаба съемки. Так, при масштабе 1:2000 — 400 м, 1:1000 — 200 м и 1:500 — 100 м, это при четких контурах, а при нечетких — в три раза больше.

В исключительных случаях можно прокладывать висячие ходы длиной не более 200 м при масштабе съемки 1:2000 и 100 м — 1:500.

Результаты горизонтальной съемки наносят на абрис, который выполняется на плотной бумаге.

Таблица 14

Метод определения расстояния и масштабы съемки	Расстояния до контуров, м		Метод определения расстояния и масштабы съемки	Расстояния до контуров, м	
	четких	нечетких		четких	нечетких
При измерении ни- тяным дальноме- ром			При измерении лентой		
1 : 2000	100	150	1 : 2000	250	300
1 : 1000	60	100	1 : 1000	180	200
1 : 500	40	80	1 : 500	120	150

Высотная съемка выполняется геометрическим или тригонометрическим нивелированием, а также при помощи мензулы. Для этого на участке съемки намечают положение реечных точек, расстояния между которыми принимают в зависимости от масштаба съемки.

Высоты точек определяют по одной стороне рейки за исключением люков колодцев, цоколей зданий, лотков, настилов мостов и верха труб на дорогах, где нивелирование выполняется по двум сторонам рейки. В целях контроля на каждой станции определяют высоты не менее чем двух контрольных точек, высоты которых определены с другой станции. Расхождения между контрольными высотами не должны быть более 20 мм. По высотам реечных точек рисуют рельеф горизонталями, но при плотной застройке горизонтали не проводят, а лишь подписывают высоты точек.

Составление плана начинают с нанесения линий и точек ходов, которые являются основаниями контуров и объектов местности. Сначала наносят главные строения, проезды и объекты, являющиеся ориентирами. Затем заполняют внутриквартальную застройку и рисуют объекты, определенные с висячих ходов. Полученный план проверяют на местности сравнением с натурой и путем выполнения контрольных измерений. Расхождения между контрольными измерениями и взятыми с плана не должны превышать 0,4 мм в масштабе плана.

§ 133. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ВЫНОСЕ В НАТУРУ ПРОЕКТОВ ПЛАНИРОВКИ ДОРОГ И УЛИЦ НАСЕЛЕННЫХ ПУНКТОВ

Вынос в натуру проектов планировки дорог и улиц населенных пунктов осуществляется на основе генерального плана населенного пункта. Перед выполнением полевых разбивочных работ подготавливают данные для выноса в натуру проектов планировки инженерных сооружений, в том числе дорог, улиц и других объектов. К этим данным относят горизонтальные и вертикальные элементы проекта. Горизонтальные элементы определяют положение объектов в плане относительно разбивочной основы и стран света. Вертикальные элементы — высотные положения точек (превышения и уклоны), характеризуют положение инженерных сооружений по высоте. Подготовка для выноса в натуру дорог и улиц населенных пунктов, в зависимости от необходимой точности, может производиться графическим, аналитическим и графоаналитическим способами.

При графическом способе расстояния и углы измеряют на плане при помощи чертежных инструментов, а аналитическом — разбивочные точки элементов проекта вычисляют по координатам. Графоаналитический способ заключается в том,

что координаты точек геодезической основы принимают из каталогов или ведомостей и по ним вычисляют или определяют из схемы генплана требуемые расстояния и направления. Наиболее точным способом является аналитический.

По результатам подготовки данных составляется разбивочный чертеж — схема дороги или улицы с числовыми величинами, определяющими ее плановое и высотное положение, а также размещение основных точек и осей. На разбивочном чертеже наносят проектные границы, величины углов и линий, которые необходимо вынести в натуру, геодезические пункты и контурные точки от которых намечен вынос проекта.

При строительстве населенных пунктов в качестве геодезической основы принимается строительная сетка в виде сетки квадратов со сторонами 50—400 м. Вынос в натуру проектов планировки дорог и улиц осуществляют привязкой к строительной сетке способом прямоугольных координат, засечек и др.

После выноса в натуру проектов планировки дорог и улиц осуществляют контроль разбивочных работ и составляют исполнительный чертеж.

§ 134. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ОЗЕЛЕНЕНИИ НАСЕЛЕННЫХ ПУНКТОВ

Озеленение населенных пунктов является важным, сложным и трудоемким процессом, выполняемым на основе разработанного проекта. Насаждения в зависимости от назначения подразделяются на три группы: общего пользования, ограниченного пользования и насаждения специального назначения. К насаждениям общего пользования относят различные парки, лесопарки, городские сады, скверы, бульвары, насаждения на улицах и при административных и общественных учреждениях (местных Советах, вокзалах, библиотеках и т. д.). Насаждениями ограниченного пользования считаются насаждения при учебных заведениях (вузах, техникумах, школах), детских садах, клубах, промышленных предприятиях, больницах, санаториях, домах отдыха, пионерлагерях. К насаждениям специального назначения относятся защитные зоны при промышленных предприятиях, посадки защищающие населенные пункты от ветров, снежных и песчаных заносов, водоохранные зоны, питомники и цветочные хозяйства.

Совокупность перечисленных насаждений, связанных общей задачей улучшения условий труда и отдыха людей, составляет систему зеленых насаждений населенного пункта.

Озеленение населенных пунктов является составной частью работ по благоустройству городских территорий и связано с выполнением сложных инженерных работ: вертикальной

планировкой территории, организацией стока поверхностных вод, защиты от затопления и оползней, строительством подземных коммуникаций, спортивных сооружений и т. д. Поэтому озеленение может осуществляться, в зависимости от размеров площади и сложности застройки, по единому генеральному плану населенного пункта, где показывается и озеленение, либо для озеленения разрабатывается специальный проект с генеральным планом озеленения. Чертеж генерального плана сопровождают таблицей, в которой указывают ассортимент проектируемых растений по возрастам, типы посадок (аллея, массив, санитарно-защитная полоса и т. д.), число проектируемых посадок, площади газонных поверхностей и цветников. Приводят данные об объемах работ. Генеральный план вычерчивают в масштабе 1:500, а при необходимости выпускают фрагменты в масштабе 1:200, 1:100 (проекты цветников, альпинариев, рокариев, сложных рисунков мощения).

Геодезические работы выполняют по разбивочному чертежу планировки, посадочному чертежу и дендроплану. Дендроплан представляет выкопировку с генерального плана всех древесных насаждений, на основе которого составляется посадочный чертеж. На разбивочном чертеже указывается привязка дорожно-тропиночной сети и типы конструкций покрытий, а на посадочном — привязка посадочных мест деревьев, кустарников, цветников и газонов. Разбивочный чертеж составляют в масштабе 1:500 и крупнее. Привязка элементов дорожно-тропиночной сети и посадочных мест деревьев осуществляют к опорным сооружениям или дорогам, а при их отсутствии — к опорным линиям или линиям строительной сетки.

Разбивку парков обычно ведут с использованием сетки квадратов со сторонами 5, 10 или 20 м. Сетку квадратов наносят на генеральный план парка и, относительно ее сторон и вершин, измеряют положение всех характерных точек, составляют разбивочный чертеж, по которому и производят вынос проекта в натуру.

Точность разбивочных работ при озеленении населенных мест зависит от объекта и места его размещения. В скверах, бульварах, кварталах застройки, парках бровки дорог и площадок разбивают с точностью $\pm 0,3$ м, солитеры, группы деревьев и кустарников, аллеи, границы площадок для размещения парковой архитектуры — $\pm 0,5$ м, цветники — $\pm 0,2$ м. В секторах отдыха и прогулок парка, точность разбивочных работ ниже указанных примерно в два раза.

§ 135. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ПРОТИВОПОЖАРНЫХ МЕРОПРИЯТИЙ В ЛЕСАХ

Стадии изысканий и проектирования. Изыскательские и проектные работы с целью охраны лесов от пожаров являются сложной проблемой, требующей для своего решения больших затрат сил, средств и времени. Для четкой научно обоснованной организации противопожарного устройства лесов страны разрабатываются следующие виды проектной и проектной документации:

а) технико-экономическое обоснование (ТЭО) или схема основных направлений развития охраны лесов крупных регионов;

б) генеральные планы противопожарного устройства лесов областей, краев, автономных республик, крупных лесосырьевых баз или лесопромышленных комплексов;

в) проекты противопожарного устройства лесов (противопожарных мероприятий) лесохозяйственного предприятия;

г) рабочие проекты (РП) на отдельные виды работ (противопожарных мероприятий), типовые или индивидуальные проекты, рабочие чертежи объектов охраны лесов.

Технико-экономическое обоснование разрабатывают на длительную перспективу (2—3 пятилетки и более) по специальным заданиям Гослесхоза СССР.

Генеральный план противопожарного устройства — это научно обоснованная схема основных направлений развития охраны лесов в масштабе области, края, автономной республики. В этом документе предусматривают организационные, технические, лесоводственные, инженерные и другие мероприятия по охране лесов от пожаров. На основе этого документа в лесохозяйственных предприятиях и в каждом лесничестве разрабатывают проекты противопожарного устройства лесов. В проектах определяется перечень, объемы, сроки и стоимость противопожарных мероприятий, которые должны выполняться лесохозяйственными предприятиями. Для строительства отдельных наиболее сложных видов работ, входящих в проект, могут разрабатываться рабочие чертежи.

Разработка генпланов и проектов противопожарного лесохозяйственного устройства ведется в две стадии: 1. Изыскания и 2. Проектирование. Перечень и последовательность выполнения изысканий и проектирования генпланов и проектов противопожарного устройства лесов примерно одинаковы. Различие между ними только в масштабах работ и разной степени детализации разработки проектов отдельных объектов.

В стадии изысканий выделяются три периода: подготовительный, полевой и камеральный. Проектирование выполня-

Таблица 15

Наименование картографического материала	Масштаб карт при разработке	
	генпланов	проектов
Схема противопожарного устройства лесов отдельного предприятия	1 : 100 000—300 000	1 : 100 000—300 000
Лесопожарная карта лесничества или группы лесничеств	1 : 100 000	1 : 100 000 или 1 : 50 000
Схема противопожарного устройства лесов области, края, автономной республики	1 : 200 000—500 000	—
Схема авиационной охраны лесов области, края, автономной республики	1 : 500 000—1 000 000	—
Карта противопожарного устройства лесов каждого лесничества	—	1 : 25 000—50 000

ется в ходе изысканий и заканчивается на завершающем этапе «камеральные работы».

Рассмотрим содержание работ, выполняемых при разработке генпланов противопожарного устройства лесов.

И з ы с к а н и я. В подготовительный период изучается общая характеристика территории, горимости лесов и состояние их охраны. Леса по пожарной опасности делят на 5 классов: I—высокая, II—выше средней, III—средняя, IV—ниже средней, V—низкая. Для оценки достигнутого уровня охраны лесов обобщают: данные по числу и площади пожаров, средний запас лесонасаждений, среднюю таксовую стоимость 1 м³ отпускаяемого леса на корню за последние 3 года, затраты на противопожарные мероприятия, число пожарно-химических станций и наблюдательных пунктов, число арендуемых самолетов и т. д.

Для проведения полевых работ подготавливают следующие картографические материалы (табл. 15).

Основой лесопожарных карт и схем служат топографические карты соответствующего масштаба, лесоустроительные схемы предприятий, планы лесонасаждений.

При разработке генплана на схеме дают раскраску кварталов по классам природной пожарной опасности, наносят места пожаров, выделяют центры горимости, а также обозначают границы лесничеств, лесосырьевых баз, районы авиационной охраны лесов, кордоны лесной охраны, дороги и другие данные. Для обозначения лесопожарных объектов приняты условные знаки, при этом существующие объекты наносят черным цветом, а проектируемые — красным. До начала полевых работ — проводят первое техническое совещание, материалы к которому готовит проектная организация. Здесь рассматривают: поря-

док проведения проектно-изыскательских работ: перечень вопросов и срок, на который разрабатывается генплан; уровень охраны лесов; размер ассигнований; нормативные материалы для конкретных условий; объемы работ и др.

Полевые (натурные) работы имеют целью сбор материалов, характеризующих: географическое положение, общую площадь территории, освоенность территории, численность и плотность населения, климат, гидрографию, транспортную сеть, связь, туристские маршруты, а также сведения о лесосырьевой базе: площадь, и запас лесов, число базодержателей, объемы лесозаготовок, число пожаров, ущерб от них, затраты на тушение, оснащение техникой. Все эти материалы собирают в различных государственных учреждениях и предприятиях. В лесохозяйственных предприятиях уточняется общая площадь и границы предприятия и лесничеств, наносятся на схемы места расположения контор, лесничеств, лесных кордонов, населенные пункты, домов отдыха, а также границы лесосырьевых баз.

Границы предприятий и лесничеств поднимают жирной пунктирной линией. С особой тщательностью на схемы наносят дороги — шоссейные и грунтовые общего пользования, лесовозные, лесохозяйственные, противопожарные, тропы, железные дороги. Дороги на схеме нумеруют и измеряют их протяженность. Предприятия составляют ведомости учета транспортных путей по лесничествам, в том числе данные о реках, озерах, каналах, водохранилищах, их проходимости мотолодками, катерами и речными судами. При необходимости проводятся изыскания лесохозяйственных автомобильных дорог противопожарного назначения, которые выполняются по действующим нормам на эти работы.

В период полевых работ определяют степень пожарной опасности лесного фонда, делают анализ горимости лесов, дают характеристику пожароопасного сезона, метеобслуживания, служб обнаружения и тушения пожаров и связи. В итоге изучения материалов полевых работ дается характеристика противопожарного обустройства лесохозяйственных предприятий: количество, протяженность и месторасположение противопожарных барьеров; количество и местоположение естественных и искусственных водоемов и места строительства простейших водоемов; наличие осушительной сети в лесном фонде; наличие просек; разывов, канав и другие данные.

По материалам полевых изысканий в лесозаготовительных предприятиях и районных организациях разрабатывают предварительный проект генплана противопожарного устройства лесов. Важное значение в проекте уделяется повышению пожароустойчивости лесов, которое достигается очисткой лесов от захламленности, санитарной рубкой, регулированием состава древостоев, а также созданием

противопожарных барьеров в виде минерализованных полос, противопожарных разрывов, заслонов, канав. В качестве противопожарных барьеров используют дороги, просеки, трассы ЛЭП и др.

Минерализованные полосы — это участки территории, с которых удалены все лесные горючие материалы. Ширину полосы устанавливают в зависимости от конкретных условий, но не менее 1,4 м. Противопожарные разрывы устраивают в виде широких просек с дорогами по ним. Вдоль просек делают полосы древостоя из лиственных пород. Для остановки верховых пожаров устанавливают противопожарные заслоны. Они состоят из противопожарных разрывов и полос леса по обеим сторонам их, расчлененных сетью минерализованных полос. Ширина заслонов может достигать несколько сотен метров. Противопожарные канавы устраиваются по границам торфяников, глубиной до минерального слоя или до уровня грунтовых вод.

Дороги противопожарного назначения проектируют с учетом возможного их использования и для других нужд лесного хозяйства. По техническим характеристикам их приравнивают к лесохозяйственным дорогам III типа, ширина земляного полотна которых принимается равной 4,5 м, а ширина обочин — по 0,5 м. К дорогам противопожарного назначения относят грунтовые естественные проезды, проезжие квартальные просеки и различные трассы.

Общая плотность (густота) сети дорог в лесах наземной охраны должна быть не менее 6 км на 1 тыс. га общей площади лесхоза. Для учета кривизны дорог приняты следующие коэффициенты: для равнинного рельефа — 1,15, пересеченного — 1,65 и горного — 1,70. Дороги проектируют с таким расчетом, чтобы время доставки сил и средств пожаротушения к месту возникновения пожара не превышало 3 ч с момента обнаружения пожара, а в районах I—II классов пожарной опасности — 0,5—1,0 ч.

Пожарные водоемы намечают вблизи имеющихся автомобильных дорог. Строятся они по типовым проектам. Эффективный запас воды в водоеме в самый жаркий период лета должен быть не менее 100 м³.

В итоге полевых изыскательских работ составляют перечень объектов строительства. В этот список включают: пожарно-наблюдательные пункты, здания пожарно-химических станций, пожарные водоемы, подъезды к водисточникам, дороги противопожарного назначения, мосты, трубы, переезды и др. объекты.

На месте проведения полевых работ разрабатывается предварительный проект или основные положения генерального плана противопожарного устройства лесов области, края, АССР, который рассматривается на втором техническом совещании.

Камеральные работы. Выполняются с целью окончательного оформления генплана (технического проекта). Большое значение на этом этапе работ имеет картография. По заданиям Гослесхоза СССР готовят и издают лесопожарные карты, требования к содержанию которых согласованы с ГУГК СССР. Для каждого предприятия составляется схема противопожарного устройства лесов. Общегеографическая часть дается в соответствии с установленными правилами, а противопожарные объекты наносят условными знаками и каждый квартал закрашивается цветом соответствующего класса пожарной опасности. Перечень картографического материала, обрабатываемого в генплане, см. в табл. 16. Кроме того к генеральному плану прилагают пояснительные записки с необходимыми расчетами, протоколы первого и второго технических совещаний и паспорт генерального плана.

Проекты противопожарного устройства лесов лесохозяйственных предприятий (лесничеств) разрабатываются на основе генпланов областей, краев, автономных республик также в две стадии — изыскания и проектирование. Разработка проектов начинается, как и генпланов, с подготовки картографического материала (см. табл. 15).

При разработке проекта важное значение уделяется правильному размещению пожарно-наблюдательных пунктов (ПНП), предназначенных для наземного наблюдения пожаров. С этой целью для них выбирают такие места, чтобы обеспечивался максимально-возможный обзор территории района. Задача эта решается различными способами: по рельефным моделям местности; по профилям, построенным на топографических картах; по глазомерной съемке с помощью топографических карт и др. Основным способом является нанесение профилей на топографические карты (рис. 168). Масштаб топографических карт принимается не мельче 1 : 100 000. Количество вычерчиваемых профилей зависит от конкретных рельефных условий. Необходимо стремиться к тому, чтобы исключить непросматриваемые участки. Если это невозможно, то их отмечают на карте. В этих местах назначается наземное маршрутное патрулирование или строят ПНП с небольшим радиусом обзора.

На пожарно-наблюдательные пункты составляется ведомость, где указывают лесничество, кварталы и выделы размещения ПНП, типы ПНП и их высоты, вид связи и расстояния до конторы лесничества, кордона. К ведомости прикладывают профили. Каждому ПНП присваивают номер.

Производственное строительство объектов осуществляется, как правило, по типовым проектам, которые привязываются к конкретным условиям местности.

После разработки проекта противопожарного устройства лесов и лесничеств оформляют следующие материалы: поясни-

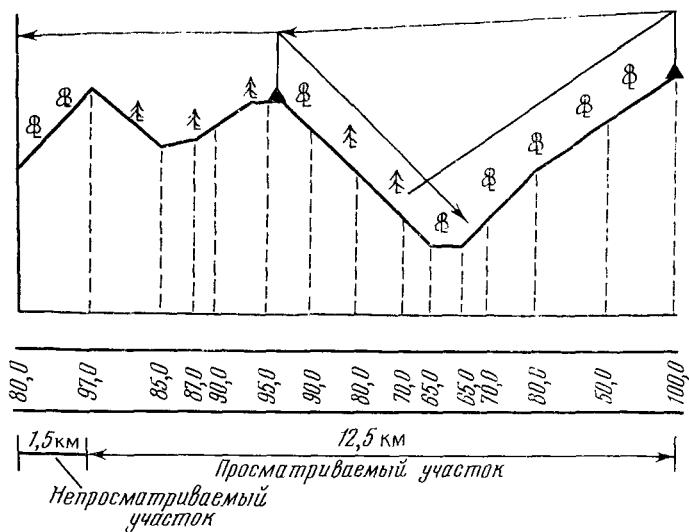


Рис. 168. Схема определения просматриваемости территории

тельную записку по предприятию; пояснительные записки по лесничествам, обзорную схему противопожарного устройства лесов предприятия или лесопожарные карты в масштабе 1:100 000 или 1:50 000; карты противопожарного устройства лесов лесничеств в масштабе 1:25 000 — 1:50 000; паспорт проекта.

Геодезические работы. Как видно из предыдущего, в процессе изысканий и проектирования противопожарных мероприятий в лесах выполняют большой объем инженерно-геодезических работ, связанный с использованием топографических, картографических и аэрофотосъемочных материалов, лесоустроительных схем и планов лесонасаждений. На основе этих материалов создают крупномасштабные топографические карты, планы и модели местности, проводят геодезические работы по созданию опорных геодезических сетей, съемке местности, выполнению инженерно-геологических изысканий, прокладке трасс пожарных дорог, разбивке и привязке сооружений.

Объем и содержание инженерно-геодезических работ зависит от этапа проектно-изыскательских работ.

При разработке ТЭО охраны лесов крупных регионов используют главным образом карты масштаба 1:100 000 ÷ ÷ 1:300 000, аэро- и космические снимки. Для обоснования отдельных противопожарных мероприятий могут потребоваться картографические материалы или результаты геодезических съемок в более крупных масштабах.

Разработка генеральных планов противопожарных устройств областей, краев, автономных республик связана с изучением и обработкой материалов аэро- и космических съемок, топографических и картографических материалов и результатов наземных инженерно-геодезических измерений.

В результате полевых работ выверяются сведения, собранные из различных организаций, уточняют положения объектов строительства (дорог, водохранилищ, противопожарных барьеров, мостов, труб, их перечень и объем работ.

В этот период выполняется почти весь комплекс наземных инженерно-геодезических работ: измерение длин линий, горизонтальных и вертикальных углов; геометрическое и тригонометрическое нивелирование; теодолитная и тахеометрическая съемки; геодезические работы при строительстве дорог, инженерных сооружений, мелиорации лесов и др.

Камеральные геодезические работы выполняют по ходу производства полевых работ на всех этапах изысканий и проектирования противопожарных мероприятий. На окончательной стадии разработки генерального плана готовят к изданию и издают лесопожарные карты (области, края, автономной республики), а для каждого крупного лесохозяйственного предприятия — схемы противопожарного устройства.

Проект противопожарного устройства лесов лесохозяйственных предприятий и лесничеств разрабатывают на основе уже имеющихся материалов инженерно-геодезических изысканий, которые получены при составлении генерального плана, а также производят новые инженерно-геодезические работы для получения недостающих.

Геодезические работы в этот период способствуют правильному размещению пожарно-наблюдательных пунктов, пожарных дорог, мостов, водоемов и других инженерных сооружений, а также проведению мероприятий, направленных на повышение пожароустойчивости лесов. Для улучшения проходимости рек, каналов и водохранилищ моторными лодками, катерами и речными судами в интересах охраны и тушения пожаров выполняются гидрографические съемки. Основу этих работ составляют промеры глубин, построение продольных и поперечных профилей рек и водоемов, и определение мест проведения дноуглубительных работ.

После разработки и утверждения проектов противопожарных мероприятий осуществляется строительство объектов, предусмотренных в проектах. Строительство объектов противопожарного устройства лесов ведут по общим правилам строительного производства. В этот период выполняется большой комплекс инженерно-геодезических работ, связанный главным образом с выносом проектов сооружений в натуру (разбивочными работами) и геодезическим контролем в ходе строительства.

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ГИДРОМЕЛИОРАЦИИ

§ 136. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ГИДРОМЕЛИОРАТИВНЫХ СИСТЕМАХ

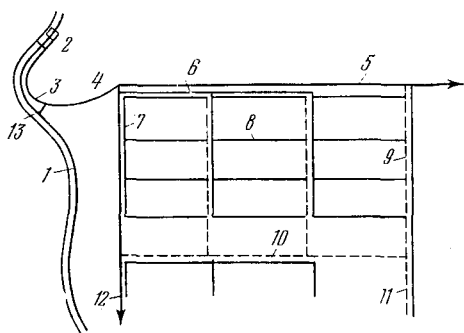
Многие области СССР характеризуются недостаточной или избыточной степенью увлажнения. В связи с этим для регулирования водного режима почв проводят осушительные и оросительные мероприятия. Выбор той или иной оросительной или осушительной системы зависит от многих факторов, наиболее важным из которых является рельеф местности.

При оросительной мелиорации наиболее распространена система регулярного орошения. В состав крупной оросительной системы (рис. 169) входят: орошаемые земли, источник орошения — 1; головной участок питания оросительной системы — водозабор — 2; головной участок, часть магистрального канала — 3, 4, 5, хозяйственный распределитель — 6, внутрихозяйственные распределители — 7, 8, внутрихозяйственный, хозяйственный и межхозяйственный водосборы — 9, 10, 11, межхозяйственный распределитель — 12, аварийный сброс — 13. Источником орошения являются реки и водохранилища. В головной участок, кроме части магистрального канала, могут входить защитные дамбы, водоемы с плотиной, водозаборные сооружения, насосная станция и нагнетательный трубопровод.

Для предохранения оросительной системы от разрушений строят нагорные каналы для перехвата поверхностных вод с водосбора, плотины для задержания талых вод, защитные сооружения на оврагах для замедления и прекращения их роста. Воду распределяют на полях с помощью открытой или закрытой сети. Открытая оросительная сеть состоит из временных оросителей, выводных и вспомогательных борозд. В зависимости от рельефа местности и сельскохозяйственных культур оросители располагают по продольной или поперечной схемам.

В продольной схеме временные оросители расположены параллельно поливной сети, от временных оросителей отходят выводные борозды. В поперечной схеме временные оросители располагают поперек направления поливной сети. Выводные борозды не делают, а воду в поливную сеть подают непосредственно из временных оросителей и вспомогательных борозд. В настоящее время временные оросители и выводные борозды часто заменяют гибкими и жесткими трубопроводами. Гибкие трубопроводы изготовляют из полиэтилена и капроновой ткани, жесткие — из стали, асбестоцемента, алюминия, чугуна, пластмассы. На оросительных гидромелиоративных системах строят

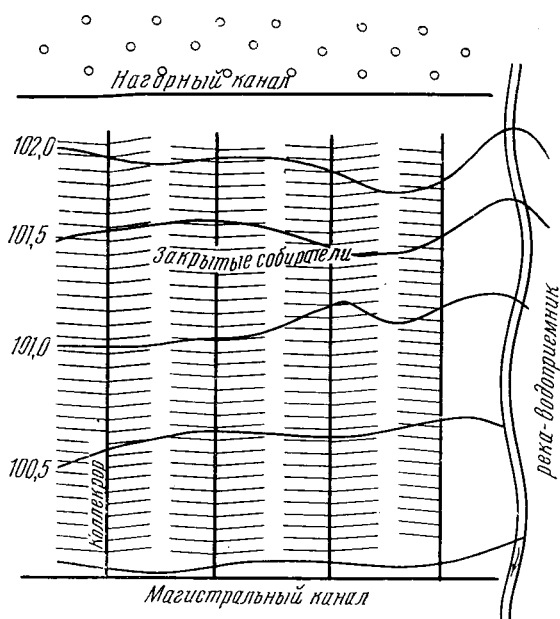
Рис. 169. Схема оросительной системы



разнообразные гидротехнические сооружения. Так, для управления подачей воды из канала старшего порядка в канал младшего порядка используют шлюзы — регуляторы; на концах оросительных каналов строят сбросные и выпускные сооружения; скорость движения воды в каналах регулируется специальными сооружениями — перепадами и быстротоками; при пересечении каналов оврагами или дорогами строят акведуки, дюкеры, трубы; выше оросительных каналов параллельно им строят нагорные каналы для ограждения оросительных каналов от поверхностных вод и содержащихся в них наносов; для задержания попадания наносов в оросительную сеть строят отстойники; для поддержания определенного уровня воды в канале служат подпорные сооружения.

Осушительные мелиорации производят в зоне избыточного увлажнения на сельскохозяйственных угодьях — для создания оптимального водного, воздушного, теплового, питательного режимов с целью повышения плодородия почв, а также при добыче полезных ископаемых (торф, уголь и др.); при строительстве промышленных объектов, населенных пунктов, дорог, аэродромов и пр. Основными элементами осушительной системы являются: осушаемая территория, регулирующая сеть, оградительная сеть, проводящая сеть, водоприемник, гидротехнические сооружения на осушительной сети. Регулирующая сеть может быть открытой или закрытой: в виде систематической сети открытых каналов или закрытого трубчатого дренажа. Открытая осушительная сеть предназначена для осушения лесов, лугов, болот; закрытая — для осушения пахотных земель, культурных пастбищ и лугов. Оградительная сеть состоит из нагорных, ловчих каналов и дрен, береговых дрен или каналов. Нагорные каналы проводят по границе осушаемой территории и прилегающего склона для перехвата поверхностных вод с водосбора. Ловчие каналы (и дрены) служат для перехвата грунтовых вод с водосбора. Береговой дренаж применяют для пере-

Рис. 170. Схема осушительной сети



хвата фильтрационных вод из рек и водохранилищ, он выполняется в виде открытого канала, горизонтальной дрены, вертикальных колодцев. Проводящая сеть может быть открытой или закрытой. К проводящей сети относятся магистральные каналы и коллекторы разных порядков. Магистральные каналы первого порядка впадают в водоприемник, которым являются реки, озера, моря, понижения местности, при этом часто реку — водоприемник регулируют. На рис. 170 показана схема осушительной сети при осушении закрытыми собирателями.

В настоящее время наиболее распространенными являются гончарный и пластмассовый дренаж. Таким образом, мелиоративные системы для орошения и осушения представляют собой сложные инженерные сооружения. Строительству и последующей эксплуатации этих сооружений, как и любых других инженерных сооружений, предшествуют работы, связанные с изысканием, проектированием и перенесением проекта в натуру.

§ 137. ОСОБЕННОСТИ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ В ЗАВИСИМОСТИ ОТ СТАДИИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ МЕЛИОРАТИВНЫХ ОБЪЕКТОВ

Мелиоративные объекты проектируют или в две стадии или в одну. При составлении проекта в две стадии сначала составляют проект, а затем — рабочую документацию; при проекти-

ровании в одну стадию составляют рабочий проект, в котором стадия проекта совмещена с рабочей документацией. Перед началом проектирования составляется и утверждается задание, содержащее указания о местоположении, площади, назначении проектируемого объекта, о стадийности проектирования и другие сведения. На основании задания составляют проект.

Одностадийные проекты разрабатываются для технически простых объектов, строительство которых часто производят с использованием типовых проектных решений.

Двустадийные проекты составляют для проектирования мелиоративных объектов на местности с достаточно сложными природными условиями площадью больше 2000 га.

В зависимости от стадий проектирования объекта геодезические работы имеют свои особенности.

При двустадийном проектировании на стадии составления проекта решают ряд принципиальных вопросов, касающихся строительства инженерных коммуникаций, отвода и сброса воды, регулирования водоприемников и другие крупные вопросы. Однако на стадии проекта детальное проектирование не выполняют, планировку земли и внутрихозяйственную сеть каналов проектируют только на эталонных участках. В связи с этим топографические съемки на стадии проекта выполняют в более мелком масштабе, чем на стадии рабочей документации. Однако на стадии проекта масштаб топографической съемки должен быть таким, чтобы на плане была размещена вся необходимая информация (площади и номера полей севооборота, дорожная сеть, границы полей и т. д.), и в то же время он не должен быть перегружен. Поэтому часто на стадии проекта съемку выполняют как для более мелкого масштаба, однако план составляют в более крупном масштабе. В качестве эталонных участков принимают площадь одного поля севооборота. Топографическую съемку и составление планов на эталонных участках производят в крупном масштабе, так как на этих же планах позднее выполняют проектирование и на стадии рабочей документации.

На стадии проекта выполняют следующие геодезические работы.

Массив орошения при поверхностном поливе на участках более 1000 га снимают в масштабе 1:10 000 с сечением рельефа через 1,0 м; эталонные участки снимают в масштабе 1:2000 с сечением рельефа 0,5 м. Объекты площадью менее 1500 га снимают в масштабе 1:5000 с сечением рельефа 0,5 м, при этом эталонные участки не выделяют.

При проектировании открытой оросительной сети при поливе дождеванием выполняют съемку масштаба 1:10 000 с сечением рельефа 1,0 м, а для эталонных участков масштаба 1:5000 с сечением рельефа 0,5 м.

При проектировании открытой сети на площади менее 1000 га и закрытой оросительной сети выполняют сплошную съемку масштаба 1:5000 с сечением рельефа 0,5 м без выделения эталонных участков.

Для проектирования массивов орошения на сложной местности (расчлененный рельеф, предгорная и горная местность) съемки выполняют в масштабе 1:2000 с сечением рельефа через 0,5 м. Планы эталонных участков под вертикальную планировку составляет в масштабе 1:2000 с сечением рельефа 0,25 м способом геометрического нивелирования квадратов 20×20 м по подготовленной поверхности.

Массивы орошения открытыми каналами в простых природных условиях снимают в масштабе 1:10 000 с сечением рельефа через 1,0 м, эталонные участки при этом не выделяют, в сложных природных условиях выделяют эталонные участки и снимают в масштабе 1:5000 с сечением рельефа через 0,5 м.

При осушении закрытым дренажом выполняют съемку в масштабе 1:10 000 с сечением рельефа 1,0 м, а съемку эталонных участков в масштабе 1:2000 с сечением рельефа 0,5 м.

Регулируемые водоприемники и реконструируемые каналы снимают в масштабе 1:10 000 с сечением рельефа 1,0 м без выделения эталонных участков, причем расстояние между поперечными профилями при съемке принимают в пределах 200—300 м.

При составлении проекта обводнения и сельскохозяйственного водоснабжения используют карты масштаба 1:100 000 с сечением рельефа через 5,0—10,0 м и материалы аэрофотосъемки.

Проектирование культурных пастбищ и нерегулярных водоприемников на стадии проекта выполняют на планах и картах масштаба 1:10 000 с сечением рельефа 1,0 м.

На стадии проекта выполняют обновление имеющихся планов и карт. При наличии карт масштаба 1:10 000 с сечением 1,0 м выполняют камеральное трассирование, при отсутствии таких карт — полевое трассирование.

Для обоснования проекта выполняют также однодневную связку уровней воды в реках и каналах; разбивку геологических створов, планово-высотную привязку геологических выработок, геофизических точек и шурфов; съемку рек и озер; съемку подземных коммуникаций и т. д. Для проектирования плотин длиной до 300 м, напорных трубопроводов на бетонных фундаментах, переходов через мелкие водотоки, автомобильных и железных дорог, акведуков, дюкеров, насосных станций выполняют топографическую съемку площадки в масштабе 1:1000 с сечением рельефа 0,5 м.

Для проектирования переходов через крупные реки производят съемку в масштабе 1:2000 с сечением рельефа через 0,5 м.

В таком же масштабе выполняют съемки полосы местности вдоль трасс каналов и напорных трубопроводов.

Для проектирования водохранилищ площадью до 50 га выполняют топографические съемки масштаба 1 : 2000 с сечением рельефа 0,5 м; при площади водохранилища от 50 до 300 га — масштаб съемки 1 : 5000, сечение рельефа 1,0 м; при площади от 301 до 1000 га — масштаб съемки 1 : 10 000, сечение рельефа 2,0 м; съемку водохранилищ площадью свыше 1000 га выполняют в масштабе 1 : 25 000 с сечением рельефа 2,0 м.

На стадии проекта составляют топографический план массива, крупномасштабные планы эталонных участков и площадок под гидротехнические сооружения, планы чаш водохранилищ, продольные и поперечные профили трассированных каналов и др.

При проектировании мелиоративных объектов на стадии рабочей документации выполняют детальную разработку проектируемых сооружений: производят съемку площадок под все сооружения в том же масштабе, что и на эталонных участках, нивелируют по квадратам участки под вертикальную планировку, трассируют дороги, каналы, трубопроводы внутрихозяйственной сети, сгущают число поперечников на регулируемых водоприемниках, принимая расстояния между ними не более 100 м.

Одностадийные — рабочие проекты разрабатывают для технически несложных объектов, а также для объектов, строительство которых будет производиться по типовым и повторно используемым индивидуальным проектам. При рабочем проектировании к топографическим планам предъявляют те же требования, что и для стадии рабочей документации при двустадийном проектировании.

§ 138. ВЫБОР МАСШТАБА СЪЕМОК И ВЫСОТЫ СЕЧЕНИЯ РЕЛЬЕФА

Качественное проектирование и строительство мелиоративных систем возможно при наличии топографических планов и карт, на которых с достаточной точностью изображен рельеф и плановое положение контурных точек. Недостаточная точность используемого при проектировании плана может привести к браку при строительстве мелиоративных систем (например, к размыванию каналов или их заиливанию). С другой стороны, неоправданное укрупнение масштаба и уменьшение высоты сечения рельефа вызывает существенное увеличение стоимости и сроков проектно-изыскательских работ. Поэтому чрезвычайно важно правильно подойти к выбору масштаба съемки и высоты сечения рельефа.

При выборе масштаба топографических съемок определяющими факторами являются: стадия проектирования, особенно

сти природных условий и объекта проектирования. Выбранный для съемки масштаб должен обеспечивать достаточную точность получения на плане проектных величин (длин линий, расстояний, высот), наглядность, полноту, удобство пользоваться планом.

Если известна расчетная точность проектируемых сооружений m_S , то, потребовав, чтобы ошибка m_S укладывалась в предел точности масштаба плана $m_S = m_{\text{масшт.}}$, а точность масштаба равна: $m_{\text{масшт.}} = 0,0001 \cdot M$, получим значение знаменателя масштаба M

$$M = \frac{m_S}{0,0001} = 10\,000 m_S. \quad (20.1)$$

Пример 1. В соответствии с инструкцией по выносу в натуру проектов осушительных систем Минводхоза СССР ось плотины должна быть уложена с точностью 0,5 м. В инструкции указываются предельные ошибки, следовательно, средняя квадратическая ошибка уложения оси плотины в два раза меньше, т. е. $m_S = 0,25$ м. Тогда в соответствии с формулой (20.1) знаменатель масштаба равен

$$M = 10\,000 \cdot 0,25 = 2500.$$

Найденное значение знаменателя масштаба округляют до наиболее близкого стандартного значения и получают масштаб съемки 1 : 2000.

Пример 2. В соответствии с той же инструкцией ось магистральных каналов, коллекторов и дрен должна быть уложена с точностью 5 м. Так как $\Delta_{\text{пред}} = 5$ м, $m_S = 2,5$ м и по формуле (20.1): $M = 10\,000 \cdot 2,5 = 25\,000$. Таким образом, масштаб съемки 1 : 25 000.

Формула (20.1) является приближенной. Проф. Ю. К. Немывакиным выведена строгая зависимость между ошибкой m_S при проектировании и знаменателем масштаба M .

При выборе сечения рельефа топографических съемок определяющими факторами являются необходимая точность соблюдения проектных уклонов и отметок при строительстве мелиоративных систем, сложность рельефа и крутизна ската.

При расчете требуемого сечения рельефа следует исходить из того, что ошибка определения высот точек по горизонталям должна соответствовать точности вычисления высот по проекту.

В соответствии с «Основными положениями по созданию топографических планов масштабов 1 : 5000, 1 : 2000, 1 : 1000, 1 : 500» средняя квадратическая ошибка изображения рельефа для местности при углах наклона 2—6° равна

$$m_H = \frac{1}{3} h_{\text{сеч}}, \quad (20.2)$$

при углах наклона до 2°

$$m_H = \frac{1}{4} h_{\text{сеч}}, \quad (20.3)$$

где $h_{\text{сеч}}$ — сечение рельефа.

При проектировании оросительных борозд уклон борозды равен

$$i = \frac{H_{\text{кон}} - H_{\text{нач}}}{l}, \quad (20.4)$$

где $H_{\text{нач}}$ и $H_{\text{кон}}$ — высота начальной и конечной точек борозды, l — длина борозды.

Высоты $H_{\text{нач}}$ и $H_{\text{кон}}$ определены с одинаковой точностью m_H , длина l известна точно (без ошибок). Тогда в соответствии с теорией ошибок вычислим ошибку уклона i

$$m_i = \frac{m_H \sqrt{2}}{l}. \quad (20.5)$$

Из формулы (20.5) следует

$$m_H = \frac{m_i l}{\sqrt{2}}. \quad (20.6)$$

Величина средней квадратической ошибки высоты точки при проектировании (20.6) должна соответствовать средней квадратической ошибке изображения рельефа (например, 20.3):

$$m_H = \frac{m_i l}{\sqrt{2}} = \frac{1}{4} h_{\text{сеч}}, \quad (20.7)$$

отсюда

$$h_{\text{сеч}} = \frac{4m_i l}{\sqrt{2}}. \quad (20.8)$$

Исследованиями установлено, что гидравлические расчеты дают возможность определять уклон оросительных борозд с ошибкой $m_i = 0,0016$. По формуле (20.8), зная m_i , в зависимости от длины борозд l , можно определить величину сечения рельефа $h_{\text{сеч}}$. Например, при $l = 100$ м

$$h_{\text{сеч}} = \frac{4 \cdot 0,0016 \cdot 100 \text{ м}}{\sqrt{2}} = 0,45 \text{ м.}$$

Округляя полученное значение до ближайшего значения стандартной высоты сечения рельефа, получим

$$h_{\text{сеч}} = 0,5 \text{ м.}$$

Таким образом могут быть рассчитаны необходимые сечения при топографических съемках с целью проектирования мелиоративных систем.

§ 139. ТЕХНИЧЕСКОЕ НИВЕЛИРОВАНИЕ ВДОЛЬ ТРАССЫ

Техническое нивелирование используется для построения профилей в целях проектирования и строительства инженерных сооружений. Перед началом нивелирных работ производят подготовку трассы.

Подготовка трассы состоит в следующем. Провешивают на местности прямые участки хода, измеряют углы поворота ϕ в местах излома, измеряют длины сторон с разбивкой пикетажа. Углом поворота ϕ трассы считается угол между продолжением старого направления трассы и его новым направлением. Вершины углов поворота трассы ВУ закрепляют на местности деревянными кольями.

Разбивка пикетажа состоит в следующем. В начале линии забивают деревянный колышек, длиной 20—25 см, вровень с уровнем земли и присваивают ему номер «пикет 0» — сокращенно ПК 0. Затем линию разбивают на отрезки, горизонтальные проекции которых равны 100 м. На концах каждого отрезка забивают колышек, и точкам присваивают номера от нулевого пикета (ПК 0) — ПК 1, ПК 2, ... Точки, закрепленные колышком, называются пикетными точками или пикетами. Номер пикета определяет его положение на линии нивелирования, например, номер ПК 5 означает, что пикет находится на расстоянии 500 м от начала линии, т. е. от ПК 0. Рядом с пикетом на местности забивают сторожок — кол длиной 40—50 см, выступающий над землей на 10—15 см, на сторожке указывают номер пикета. Если между пикетами имеются характерные точки рельефа, высоты которых следует определить и отразить на профиле, то в этих точках также забивают колышки и измеряют расстояние от предыдущего пикета до данной точки. Название этой точки состоит из номера предыдущего пикета плюс расстояния от него до точки, например, ПК 1+62,5 (рис. 171). Такие точки называются плюсовыми.

Следовательно, название плюсовой точки определяет ее положение на линии нивелирования. Например, плюсовая точка ПК 1+62,5 расположена на расстоянии 162,5 м от начала линии — от ПК 0. Рядом с плюсовыми точками также забивают сторожки, на которых указывают их название. Разбивку пикетажа производят мерной лентой со шпильками.

При разбивке пикетажа необходимо учитывать, что в углы поворота трассы будут вписаны кривые (см. § 101).

Если необходимо получить более подробные сведения о рельефе в направлении, перпендикулярном линии нивелирования, во время разбивки пикетажа производят разбивку поперечников. Поперечники могут быть разбиты как на пикетных, так и на плюсовых точках. Разбивку поперечника производят при

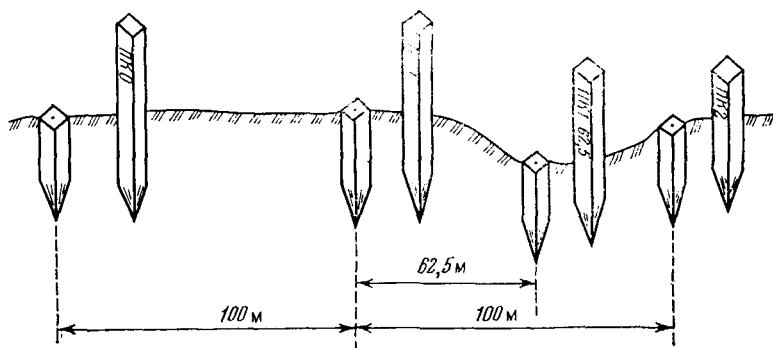


Рис. 171. Схема закрепления на местности пикетов и плюсовых точек

помощи угломерного прибора или нивелира с горизонтальным кругом.

Именно потому, что в техническом нивелировании требуется откладывать прямые углы и измерять углы поворота линии нивелирования, для производства технического нивелирования чрезвычайно удобно применять нивелиры с горизонтальным кругом типа Н-10Л, Н-10КЛ, Н-3КЛ.

На поперечниках так же, как и на линии хода нивелирования, отмечают все характерные точки местности и измеряют их расстояние от основания поперечника — точки пересечения линии хода и поперечника.

Число поперечников и число точек в каждом поперечнике определяется характером местности и целью нивелирования. Положение поперечников на линии определяется наименованием основания поперечника; название точки поперечника содержит расстояние от основания поперечника до данной точки и букву П или Л, указывающую, с какой стороны от линии расположен поперечник (П — справа, Л — слева).

Во время разбивки пикетажа производят полуинструментальную съемку полосы местности по 25 м в каждую сторону от трассы. Съемка проводится, как правило, способом перпендикуляров, редко применяют способ угловых и линейных засечек. Результаты разбивки пикетажа и съемки полосы местности заносят в пикетажный журнал, изготовленный из клетчатой (часто миллиметровой) бумаги. Образец пикетажного журнала показан на рис. 172.

При нивелировании крутых скатов превышение может оказаться больше длины реек, в таких случаях между этими точками берут дополнительно одну или несколько точек и производят между ними последовательное нивелирование (рис. 173). Эти дополнительные на крутых скатах точки называются икс-овыми (x_1 , x_2). Их число зависит от рельефа местности.

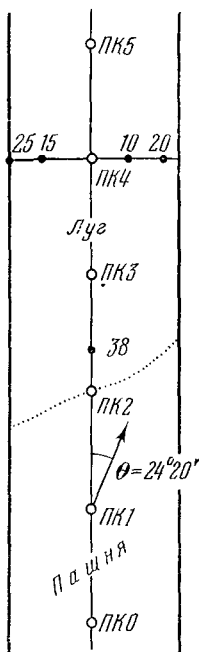
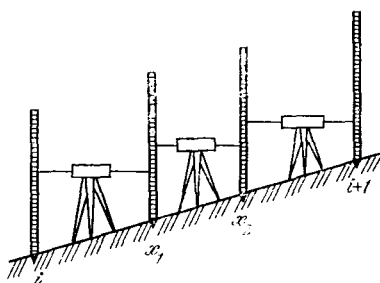


Рис. 172. Пикетажный журнал

Рис. 173. Иксовые точки



В результате выполнения технического нивелирования для всех точек, обозначенных на местности и в пикетажном журнале, должны быть получены высоты. На каждой станции нивелирного хода две точки являются связующими, а остальные — промежуточными. Как правило, все пикетные точки являются связующими, а плюсовые — промежуточными. Всегда связующими

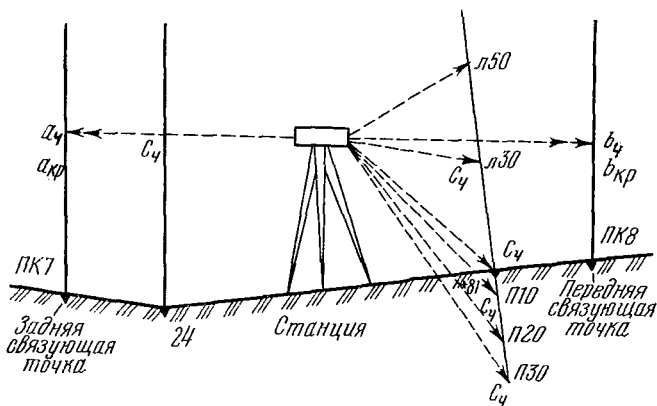


Рис. 174. Схема работы на станции технического нивелирования

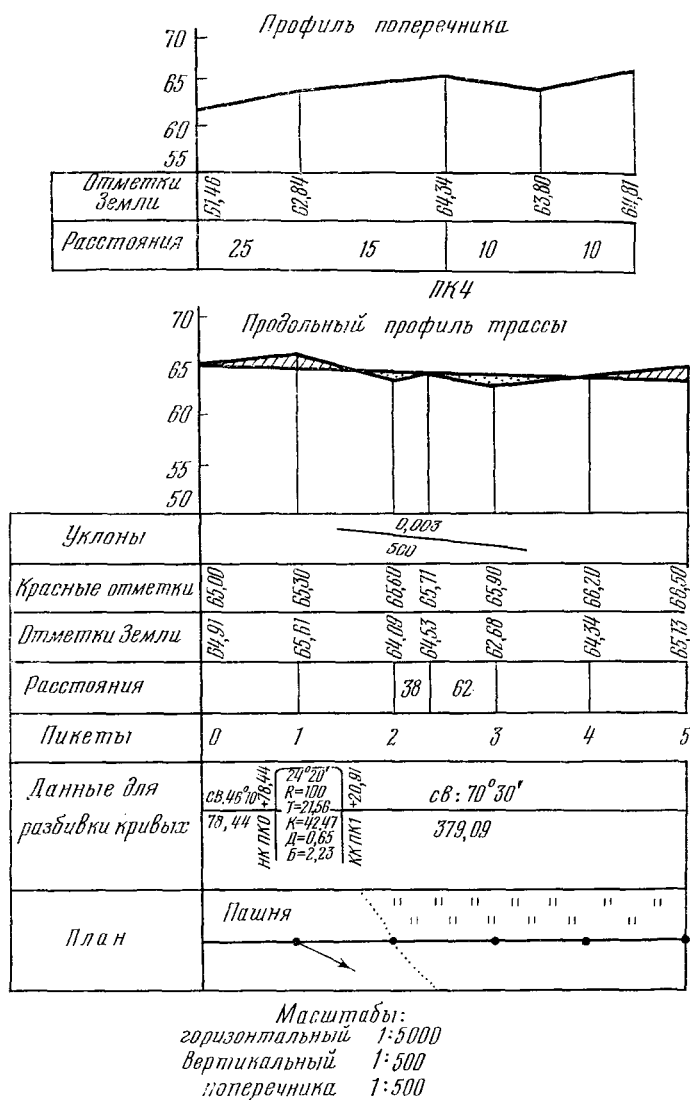


Рис. 175. Профиль трассы (по результатам технического нивелирования)

точками являются иксовые точки, постоянные и временные реперы, заложенные по нивелирному ходу. Первый по нивелирному ходу связующей точкой является начальный исходный репер $R_{\text{нач}}$, последний — конечный исходный репер $R_{\text{кон}}$. На рис. 174 связующими точками являются ПК 7 и ПК 8, а проме-

Таблица 16. Журнал технического нивелирования

№ ст.	№ пик.	Отсчеты, мм			Превышения, мм		Горизонт прибора, м ГП	Отметка, м Н	Примечание
		задн. <i>a</i>	перед. <i>b</i>	пром. <i>c</i>	$h = a - b$	$h_{\text{ср}}$ поправки $h_{\text{испр}}$			
1	P _н 17	1016			—511	—510,5		65,422	
		5700				—0,5			
	ПК 0		1527		—510	—511		64,911	
2			6210						
	ПК 0	1162			+697	+697		64,911	
		5845			+697	—1			
	ПК 1		0465			+696		65,607	
3			5148						
	ПК 1	1196			—1512	—1512		65,607	
		5879			—1512	—1			
4	ПК 2		2708			—1513		64,094	
			7391						
	ПК 2	0820			—1408	—1408	64,914	64,091	
		5503			—1408	—1	(64,913)		
	+38			382		—1409		64,532	

[illegible]

жуточными ПК 7+24, ПК 7+81 и точки поперечника Л 30, Л 50, П 10, П 20, П 30.

Методика производства технического нивелирования и уравнивания одиночного нивелирного хода рассмотрена в § 60. Предельная невязка хода технического нивелирования не должна превышать величины, определяемой по формуле $30\sqrt{L}$ (мм) где L — длина хода в км. Выполняя уравнивание нивелирного хода и вычисляя высоты связывающих точек, определяют высоты всех промежуточных точек через горизонт прибора (см. § 39). Пример вычислений приведен в табл. 16.

После вычислений высот всех пронивелированных точек приступают к вычерчиванию профиля. Масштабы профилей устанавливают техническим заданием, вертикальный масштаб, как правило, выбирают в 10 раз крупнее горизонтального. Оформляют профили согласно требованиям ОСТ 33-19-76. Образец построения профиля приведен на рис. 175. Продольный профиль используется для проектирования сооружений линейного вида (канала, дороги, трубопровода и т. д.), профили поперечников — для проектирования разрезов сооружений площадного вида.

§ 140. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ПЕРЕНЕСЕНИИ В НАТУРУ ПРОЕКТОВ МЕЛИОРАЦИИ

Геодезические работы, выполняемые с целью обозначения на местности запроектированного сооружения или его части, называют разбивочными работами. В результате выполнения разбивочных работ запроектированное сооружение окончательно привязывается к местности, поэтому разбивочные работы являются важным этапом геодезических работ в период строительства.

Геодезические действия при разбивочных работах обратны действиям при съемке. При съемке геодезические измерения производят на местности, и по их результатам строят план местности. При разбивочных работах данные для геодезических измерений либо берутся непосредственно с плана, либо получают в результате вычислений по измеренным на плане величинам, затем по этим данным геодезическими методами и геодезическими приборами изображают на местности запроектированное сооружение.

Сначала на местность переносят главные оси сооружений, затем — остальные оси и точки относительно главных осей. Положение проектных точек определяется на местности как в плане, так и по высоте.

При небольшой точности выноса в натуру проектов гидромелиоративных систем в плане требуется высокая точность при выносе проектных точек по высоте — это является, как правило,

особенностью разбивочных работ в мелиорации. Так, в соответствии с инструкцией Минводхоза СССР по выносу в натуру проектов строительства осушительных систем оси магистральных каналов, коллекторов и дрен выносят в натуру в плане с точностью 4—6 м, в зависимости от масштаба плана, на котором они запроектированы; точность выноса по высоте высокая — 30 мм.

Геодетическим обоснованием для разбивочных работ служит обоснование, используемое при съемке в период инженерных изысканий. Если точек съемочного обоснования не достаточно или они утрачены, то обоснование создается дополнительно.

Чтобы при строительстве мелиоративных сооружений обеспечивалась сохранность закладываемых геодетических центров, их следует располагать вне мелиорируемых площадей, а верхнюю марку заглублять в грунт на 0,5 м. В дальнейшем, в случае надобности, центр будет найден по засечкам от других знаков или постоянных местных предметов. Точки планового и высотного обоснования закладывают в стены постоянных сооружений и устои мостов.

Количество точек геодетического обоснования для разбивочных работ должно быть достаточным также для дальнейшего проведения геодетических работ во время эксплуатации и реконструкции мелиоративных систем. Так, точек планового обоснования должно быть не менее двух на 1 км², а строительные реперы должны закладываться не реже чем через 2 км на магистральных и распределительных каналах. Пункты планового и высотного обоснования, как правило, совмещаются.

Для выполнения разбивочных работ должны быть подготовлены исходные данные. Они определяются графическим или аналитическим способом. Если расстояния от точки геодетического обоснования А (рис. 176) до проектных точек I, II, III не превышают расстояний до съемочных точек при съемке, то исходные данные для переноса проекта в натуру можно получить графическим способом. Он состоит в измерении по проектному плану горизонтальных углов β и длин сторон d . Горизонтальные углы измеряют транспортиром с точностью $m_\beta =$

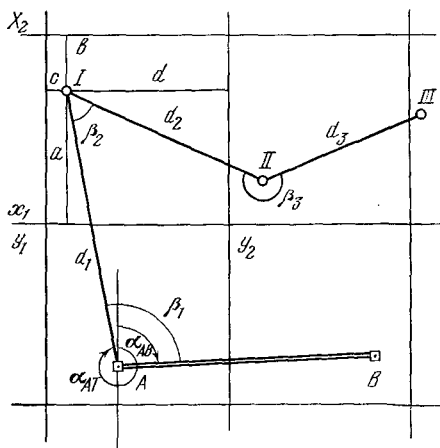


Рис. 176. Способы выноса проектных точек в натуру

$= 10'$, а длины сторон d с помощью измерителя с точностью $m_d = 0,0002 M$, где M — знаменатель масштаба плана. При аналитическом способе координаты проектных точек получают графически с плана, а углы и длины сторон вычисляют. Рассмотрим графическое определение координат точки I на рис. 176. С помощью измерителя определяют длины отрезков a и b , c и d . Из-за деформации проектного плана измерение отрезков выполнено с некоторыми ошибками, вследствие которых часто суммы отрезков $a+b$ и $c+d$ не равны стороне квадрата, образованного координатной сеткой, т. е. $a+b \neq x_2 - x_1$, $c+d \neq y_2 - y_1$. Окончательные значения координат получают по формулам

$$X_I = x_1 + \frac{x_2 - x_1}{a + b} a = x_2 - \frac{x_2 - x_1}{a + b} b;$$

$$Y_I = y_1 + \frac{y_2 - y_1}{c + d} c = y_2 - \frac{y_2 - y_1}{c + d} d.$$

Аналогично вычисляем координаты всех проектных точек. По вычисленным координатам X_I , Y_I и известным координатам X_A , Y_A точки обоснования A решают обратную геодезическую задачу и определяют расстояние между ними d_1 и дирекционный угол α_{AI} направления AI .

Дирекционный угол α_{AB} стороны AB вычисляют по координатам геодезических пунктов A и B , решая обратную геодезическую задачу. Тогда угол поворота β_1 вычисляют как разность дирекционных углов (см. рис. 176)

$$\beta_1 = \alpha_{AB} - \alpha_{AI}.$$

Дирекционные углы вычисляют с точностью до $0,1'$, а длины линий — до $0,01$ м. Аналогичным образом определяют все остальные углы поворота и длины линий. Приближенный контроль вычисленных углов поворота и длин линий выполняют, сравнивая вычисленные величины с определенными графически на плане при помощи транспортира и измерителя.

После подготовки любым способом исходных данных составляется разбивочный чертеж. Его составляют в любом удобном масштабе и указывают на нем все необходимые для разбивки данные: значения углов, длин линий, высот, названия точек, объектов и прочие сведения. От правильности и четкости разбивочного чертежа зависит правильность разбивки.

Все углы и расстояния, указанные на разбивочном чертеже, переносят на местность геодезическими методами с помощью геодезических приборов. Для переноса на местность направления AK (рис. 177) от линии обоснования AB (точки A и B

Рис. 177. Схема выноса на местность проектного направления

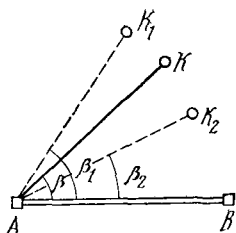
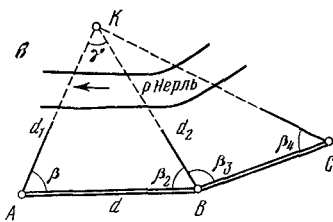
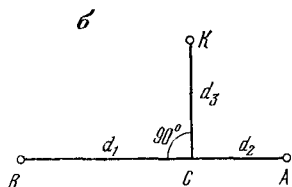
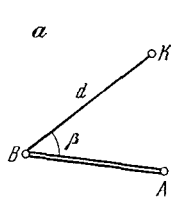


Рис. 178. Схемы выноса в натуру проектной точки:

а — полярным способом; *б* — способом перпендикуляров; *в* — способом угловой засечки



закреплены на местности) в точке *A* устанавливают теодолит и приводят его в рабочее положение. В точку *B* устанавливают вежу. Устанавливают на горизонтальном круге отсчет $0^{\circ}00'$, вращением лимба визируют на точку *B*. Закрепляют лимб и открепляют алидаду, устанавливают отсчет, равный значению угла β . Закрепляют алидаду, по направлению визирной оси устанавливают вежу K_1 . Переводят зрительную трубу через зенит и при втором положении вертикального круга аналогичным способом определяют положение точки K_2 . Допустимая величина ошибки (отрезок K_1K_2) не должна превышать $1/1500 \times AK$. Если этот допуск выдержан, расстояние между вежами K_1 и K_2 делят пополам и определяют правильное положение точки K ; угол BAK равен проектному углу β . Для повышения точности проектный угол можно измерять несколькими приемами.

Для переноса на местность длины проектной линии нужно вычислить ее наклонную длину D (см. рис. 40); $D = d / \cos \nu$.

Плановое положение проектных точек на местности определяется одним из известных способов, применяемых при съемке местности: полярных координат, перпендикуляров, засечек.

При выносе в натуру точки K полярным способом (рис. 178, *а*) точность положения точки относительно пунктов обоснования характеризуется величиной

$$m_K = \sqrt{m_d^2 + \left(\frac{d}{\rho} m_\beta\right)^2},$$

где m_d , m_β — средние квадратические ошибки длины d и угла β . Если расстояние $d = 75$ м измерено мерной лентой с от-

носителем ошибкой $1/1500$, а угол β — теодолитом Т30 со средней квадратической ошибкой $m_\beta = 0,5'$, то

$$m_d = \frac{1}{1500} d = \frac{1}{1500} 7500 \text{ см} = 5,0 \text{ см}$$

и

$$m_K = \sqrt{5,0^2 + \left(\frac{7500}{3438'} 0,5' \right)^2} = 6,2 \text{ см.}$$

При выносе в натуру точки K способом перпендикуляров (рис. 178, б) в положении точки будет ошибка

$$m_K = \sqrt{m^2 + m_{d_1}^2 + m_{d_2}^2 + m_{d_3}^2 + \left(\frac{m_\beta}{\rho} d_3 \right)^2},$$

где m_{d_i} — средние квадратические ошибки длин отрезков; m_β — средняя квадратическая ошибка построения прямого угла в точке C ; m — средняя квадратическая ошибка взаимного положения пунктов геодезического обоснования A и B , определяемая в основном точностью линейных измерений $m = m_d$ при создании геодезического обоснования. Если расстояния $d_1 = 60$ м, $d_2 = 40$ м, $d_3 = 45$ м измерены мерной лентой с относительной ошибкой $1/1500$, а прямой угол — теодолитом с ошибкой $m_\beta = 0,5'$, то

$$m_K = \sqrt{\left(\frac{10\,000}{1500} \right)^2 + \left(\frac{6000}{1500} \right)^2 + \left(\frac{4000}{1500} \right)^2 + \left(\frac{4500}{1500} \right)^2 + \left(\frac{0,5'}{3438'} 4500 \right)^2} = 8,8 \text{ см.}$$

Способ прямоугольных координат в данном примере имеет тот же порядок точности, что и полярный. Он широко применяется для разбивочных работ в том случае, когда на местности разбита строительная сетка и положение проектных точек определяется относительно вершин и сторон квадратов. Способ угловой засечки (рис. 178, в) применяется в тех случаях, когда непосредственные измерения расстояний d_1 , d_2 , d_3 невозможны из-за препятствий или затруднены (например, в заболоченной местности). Тогда в точках обоснования A и B измеряют углы β_1 и β_2 и вычисляют координаты точки K . Среднюю квадратическую ошибку положения точки K вычисляют по формуле:

$$m_K = \frac{m_\beta}{\rho \sin \gamma} \sqrt{d_1^2 + d_2^2},$$

где m_β — средняя квадратическая ошибка углов β ; d_1 , d_2 — длины стороны; γ — угол в точке K между сторонами d_1 и d_2 .

Для контроля получения координат проектной точки выполняют дополнительную засечку с третьей точки обоснования C .

Способ линейной засечки используют в тех случаях, когда расстояния от точек обоснования до проектных короче длины мерного прибора. Часто для выноса в натуру мелиоративных систем большой протяженности применяют способ проектного теодолитного хода. В этом случае на плане проектируют теодолитный ход, опирающийся на пункты геодезического обоснования. Точки проектного теодолитного хода проектируют с учетом необходимости измерений при последующих разбивочных работах. Проложение проектного хода на местности состоит в последовательном откладывании на местности проектных углов и расстояний. Положение найденной на местности конечной в ходе точки B может отличаться от действительного положения этой точки обоснования на величину, не превышающую

$$\text{доп. } f_S = \frac{1}{1000} S.$$

Способом проектного теодолитного хода часто выносят на местность оси вытянутых линейных сооружений — каналов, трубопроводов, дорог, линий электропередач и др.

Если допустить, что проектный теодолитный ход равносторонний, а ошибка положения каждой последующей точки хода не зависит от предыдущей, то величину ошибки хода можно вычислить по формуле:

$$m_x = m_T \sqrt{n},$$

где n — число точек в ходе, m_T — средняя квадратическая ошибка положения точки хода.

Рассчитаем допустимую длину проектного теодолитного хода, прокладываемого для выноса оси магистрального канала. Допустим, что в рассматриваемом проектном теодолитном ходе исходные данные для разбивочных работ определяют по плану масштаба $1:2000$ графическим способом ($m_B = 10'$, $m_d = 0,0002 \times \times M = 0,4$ м), тогда средняя квадратическая ошибка в положении точки, вынесенной от известной точки на расстояние 100 м будет:

$$m_T = \sqrt{0,4^2 + \left(\frac{100}{3438'} 10'\right)^2} = 0,49 \text{ м.}$$

При выносе в натуру осей магистральных каналов, коллекторов и дрен, запроектированных на планах масштаба $1:2000$, предельная ошибка выноса в плане не превышает $\Delta_{\text{пред}} = 4$ м, тогда средняя квадратическая ошибка $m_x = \Delta_{\text{пред}} : 2 = 2$ м. Те-

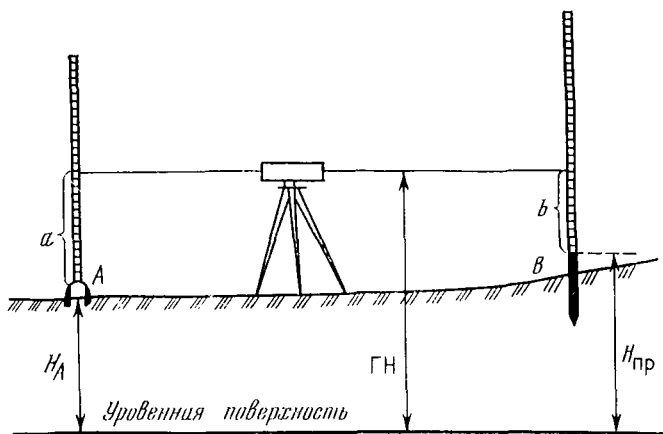


Рис. 179. Схема переноса на местность проектной отметки

перь можно вычислить допустимое число станций n в поректном ходе и длину хода S :

$$2 \text{ м} = 0,49 \text{ м} \sqrt{n},$$

отсюда

$$n = \left(\frac{2}{0,49} \right)^2 = 16 \text{ и } S = 3 \text{ км.}$$

Перенос в натуру проектных отметок точек выполняют следующим образом:

1. Если разность высот исходной A и проектной B точек меньше длины рейки (рис. 179), нивелир устанавливают в середине линии AB , рейку ставят на точку A с известной высотой H_A .

Берут отсчет по рейке a и вычисляют горизонт нивелира $ГН = H_A + a$. Как видно из рис. 179, для того, чтобы отметка точки B была равна проектной $H_{пр}$, отсчет b по рейке, стоящий в точке B , должен быть равен: $b = ГН - H_{пр}$. Установив рейку в точку B , нужно опустить рейку в сделанный шурф или поднять ее и на уровне пятки рейки, забить кол таким образом, чтобы отсчет по рейке был равен вычисленному значению b .

2. Если разность высот исходной точки A и проектной B больше длины рейки (рис. 180), то на исходную точку A ставят рейку, а над вспомогательной точкой B' устанавливают с помощью укосины металлическую рулетку с грузом на конце, нулем вниз. Нивелир ставят в середине между точками A и B' ,

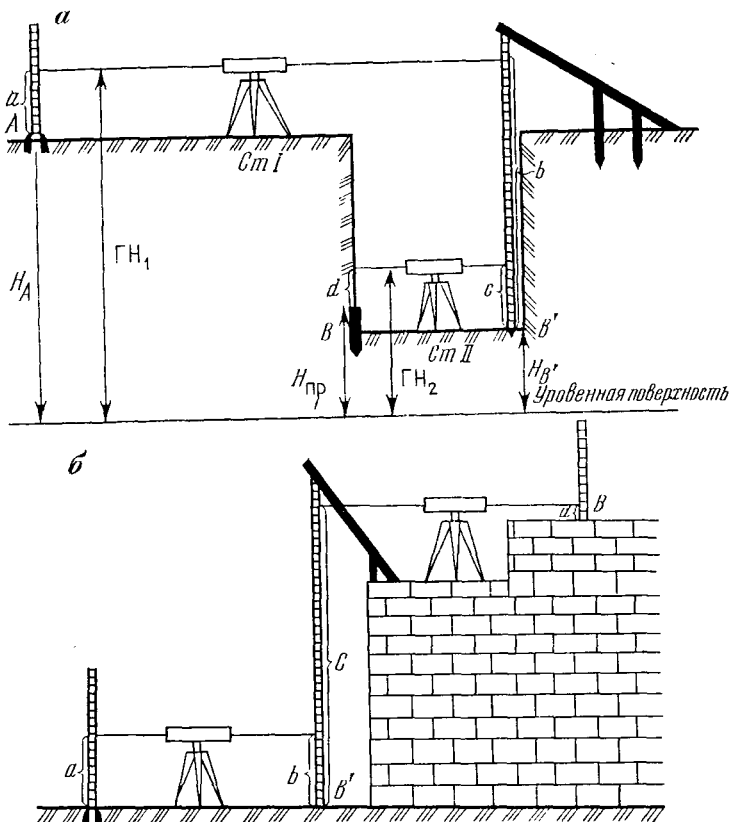


Рис. 180. Схемы переноса на местность проектной отметки:
 а — на дно котлована; б — на высокую точку сооружения

берут отсчеты по рейкам a и b . Тогда отметка точки B' будет равна

$$H_{B'} = \Gamma H_1 - b.$$

Так как $\Gamma H_1 = H_A + a$, то $H_{B'} = H_A + a - b$.

Затем нивелир устанавливают в середине между точками B' и B и берут отсчеты по рейкам c и d . Вычисляют горизонт нивелира $\Gamma H_2 = H_{B'} + c = H_A + a - b + c$ и отметку точки B : $H_B = \Gamma H_2 - d = H_A + a - b + c - d$. Если отметка точки B не равна проектной — $H_{пр}$, то следует поднять или опустить рейку в точке B на величину $h = H_{пр} - H_B$. На рис. 180, а показан перенос проектной отметки на дно котлована, на рис. 180, б — на высокую точку сооружения.

Следует иметь в виду, что на строительной площадке не всегда возможно устанавливать нивелир в середине между нивелирными точками. В связи с этим нивелир перед началом работ нужно тщательно проверять и юстировать, чтобы несоблюдение главного условия нивелира не вносило значительных ошибок в результаты нивелирования.

Строительство мелиоративных систем предъявляет строгие требования к точности выноса отметок проектных точек.

Точность вынесения на местность точек гидромелиоративных систем зависит от уклонов проектных линий: чем меньше уклон, тем выше должна быть точность выноса отметок. Так, при уклоне $i=0,0001$ при расстоянии 100 м, превышение h равно $h=id=0,0001 \times 100 \text{ м} = 0,01 \text{ м}$, при уклоне $i=0,001$ превышение h равно $h=0,1 \text{ м}$.

Так как максимальная ошибка в превышении не должна превышать 10 %, точность перенесения отметок на местность в первом случае не должна превышать 1 мм, во втором — 10 мм.

Вынос на местность прямой линии под заданным уклоном i можно производить разными геодезическими приборами и разными способами.

Для выноса на местность прямой линии NK под заданным уклоном i в начальной точке N устанавливают нивелир и измеряют его высоту I над точкой N . Измеряют расстояние d (рис. 181, а) между точками N и K . Вычисляют превышение h между точками N и K , которое должно быть при соблюдении проектного уклона $h=id$. Как видно из рис. 181, а правильный отсчет $b_{\text{выч}}$ по рейке, поставленной в точку K , равен $b_{\text{выч}}=I-id$. Рейку в точке K устанавливают таким образом, чтобы сделанный по ней отсчет был равен вычисленному. Для этого, как следует из рис. 181, а, в точке K надо забить высокий кол или поставить сторожок и написать на нем высоту, на которую необходимо поднять точку K для обеспечения проектного уклона; эта высота равна разности отсчета по рейке, стоящей на точке K на поверхности Земли, и вычисленного отсчета b по рейке. Аналогично, измеряя расстояния d_1 и d_2 от точки N до точек A и B , выносят эти точки на проектный уровень; в таком случае проектную линию получают с контролем.

Рассмотрим другой способ выноса на местность линии с проектным уклоном i с помощью нивелира на рис. 181, б. Точка $K_{\text{пр}}$ вынесена на местность как описано выше. Нивелир установлен в точке N и измерена его высота I . Рейку устанавливают в проектную точку $K_{\text{пр}}$ и отмечают на ней точку K' , находящуюся на высоте I . С помощью подъемных или элевационных винтов наводят визирный луч нивелира на эту точку K' : визирный луч $N'K'$ стал параллельным проектной линии $NK_{\text{пр}}$. Теперь в точках A и B последовательно устанавливают рейки

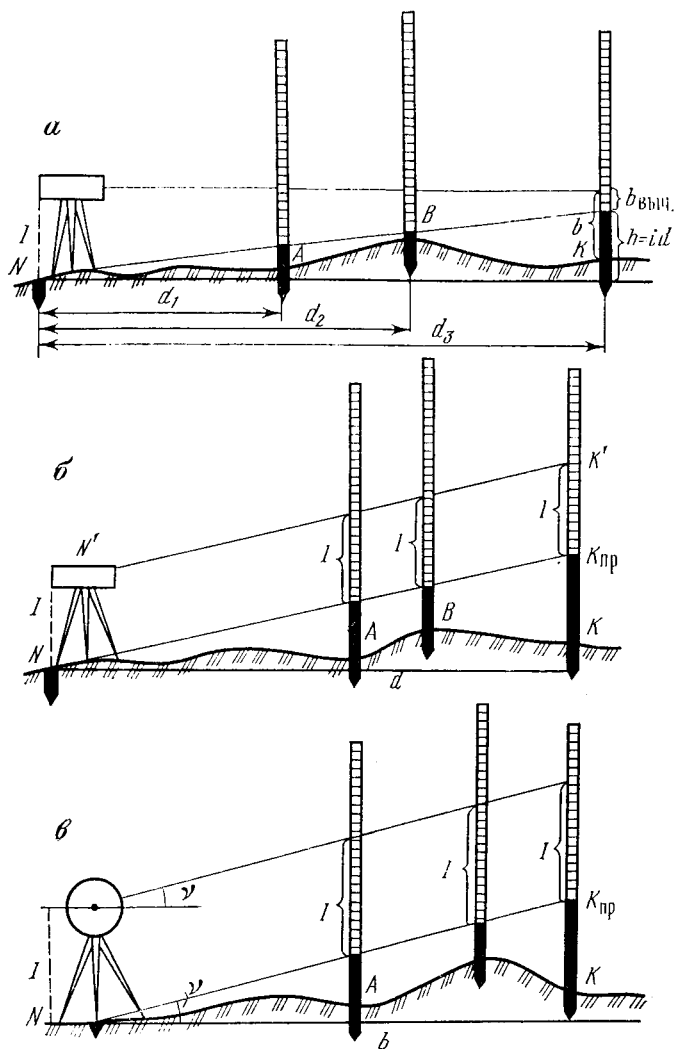


Рис. 181. Схемы выноса на местность прямой линии под заданным уклоном:

a — при помощи нивелира (путем измерения расстояний); *б* — при помощи нивелира (путем наклона визирного луча); *в* — при помощи теодолита

таким образом, чтобы отсчет по ним был равен высоте нивелира *I* и под пятку рейки забивают колья.

При выносе линии с заданным уклоном *i* при помощи теодолита устанавливают прибор в точке *N* (рис. 181, *в*) и измеряют его высоту *I*. Вычисляют угол наклона γ , соответствующий

щий проектному уклону $v = \operatorname{arctg} i$. Устанавливают отсчет на вертикальном круге, равный вычисленному значению угла наклона v . Визирный луч, имея угол наклона v параллелен проектной линии $NK_{\text{пр}}$. В точке K устанавливают рейку таким образом, чтобы отсчет по ней был равен высоте теодолита I . Аналогично устанавливают рейки в точке A и точке B , под пятки рейки забивают колышки.

Наклонную плоскость переносят на местность по трем точкам. На краях разбиваемой плоскости обозначают три точки с известными отметками. В одну из них ставят нивелир и измеряют высоту нивелира I . В двух других точках ставят вехи. На вехах отмечают точки на высоте нивелира I . Подъемными винтами визирный луч нивелира наводят последовательно на одну и другую точки на вехах и добиваются того, чтобы при вращении нивелира визирный луч проходил через отмеченные точки на двух вехах. Теперь устанавливают рейку в любой точке площадки, поднимают или опускают ее, пока отсчет по рейке не будет равен I . В этот момент закрепляют точку на уровне пятки рейки, это и будет точка на разбиваемой плоскости.

§ 141. ТРАССИРОВАНИЕ ОСУШИТЕЛЬНЫХ И ОРОСИТЕЛЬНЫХ КАНАЛОВ

Ось проектируемого сооружения линейного вида, обозначенную на местности или нанесенную на план, называют трассой.

Комплекс геодезических работ по нахождению трассы на местности или плане с целью выбора окончательного варианта проектируемого сооружения называют трассированием.

Точки трассы, имеющие большое техническое или экономическое значение для строительства, называются опорными. Для магистрального канала это место головного сооружения у водосточника, места сооружений каналов второго порядка и др. Наиболее трудные в строительном отношении места на трассе канала называют фиксированными точками; это — переходы через балки, косогоры, пересечения каналов с транспортными линиями. Различают камеральное и полевое трассирование каналов.

При камеральном трассировании положение трассы намечают по картографическим материалам. Канал трассируют либо по заданному направлению, либо по заданному уклону.

По заданному направлению каналы трассируют в равнинной местности, когда проектные уклоны мало отличаются от действительных уклонов местности. В таких случаях трассу прокладывают в виде прямых отрезков последовательно между всеми опорными и фиксированными точками. При трас-

сировании по заданному направлению неизбежно выполнение земляных работ; однако, длина трассы всегда бывает минимальной.

Трассирование производят на участках с простым рельефом по картам масштаба 1:10 000 и крупнее с высотой сечения рельефа не более 1 м, на участках со сложным рельефом — по картам масштаба 1:5000 и крупнее с высотой сечения рельефа не более 0,5 м. Такая высота сечения определяется необходимостью подсчета объема земляных работ, при большей высоте сечения объем земляных работ будет подсчитан с недостаточной точностью.

По заданному уклону i каналы трассируют следующим образом. Вычисляют величину заложения d по уклону i и высоте сечения используемого плана или карты $d = h/i$. Это, так называемый, шаг проектирования. Расстояние d берут в раствор измерителя между концами иголок и последовательно засекают соседние горизонталы.

Трассирование каналов может выполняться по аэрофотоснимкам с помощью стереоприборов. Известно, что превышение h равно

$$h = \frac{H \Delta p}{b + \Delta p}$$

или приближенно

$$h = \frac{H \Delta p}{b},$$

где H — высота фотографирования; b — базис фотографирования; Δp — разность продольных параллаксов двух точек.

Отсюда разность продольных параллаксов Δp равна

$$\Delta p = \frac{hb}{H}. \quad (20.9)$$

Для проектирования по аэроснимкам масштаба 1:M

$$\frac{1}{M} = \frac{f}{H} \quad \text{и} \quad H = fM, \quad (20.10)$$

где f — фокусное расстояние АФА.

Превышение h через заданный угол i выражается как

$$h = id. \quad (20.11)$$

В выражении (20.11) расстоянию d на местности соответствует расстояние l на снимке:

$$d = lM. \quad (20.12)$$

Подставив (20.10), (20.11), (20.12) в (20.9), получим

$$\Delta p = \frac{i \cdot bl}{f}. \quad (20.13)$$

По заданному на аэроснимке расстоянию l и проектному уклону i по формуле (20.13) можно вычислить проектное значение разности продольных параллакс Δp . При трассировании на стереометре наводят марку на начальную точку трассы и берут отсчет по параллактическому винту. Прибавляют к этому отсчету вычисленную по формуле (20.13) разность параллакс Δp , передвигают каретку на расстояние l и находят по направлению трассы такую точку, в которой марка касается стереомодели местности. Эта точка на трассе является проектной. Аналогично находят последующие точки на трассе, соответствующие проектному уклону i . Точность уклона при трассировании на стереометре $m_i = 0,001$. По аэрофотоснимкам можно трассировать осушительные и оросительные каналы, осушительные дрены.

Для полевого трассирования каналов в техническом задании содержатся следующие данные: начальные и конечные точки каналов с отметками дна, длина каналов, допустимое число поворотов на 1 км трассы, предельные уклоны, величины выемок и насыпей, масштабы планов и высота сечения для съемок сооружений, план объекта с нанесенной на нем трассой, если предварительно было выполнено камеральное трассирование.

За нулевой пикет (ПК 0) на оросительных каналах принимают место водозабора, на осушительных — место впадения в водоприемник.

При трассировании по заданному направлению выполняют геодезические работы по существу сходные с разбивочными работами: готовят геодезические данные для разбивок и переносят проект в натуру. Трассирование каналов выполняют при помощи теодолита и нивелира или мензулы и нивелира. Целесообразно использование для целей трассирования нивелиров с лимбом типа Н10КЛ.

При помощи теодолита или горизонтального круга нивелира Н10КЛ трассу переносят способом теодолитного хода, длины линий измеряют мерной лентой с точностью не ниже 1:2000 или светодальномерами.

При трассировании с помощью мензулы на планшет накладывают проект трассы и точки геодезического обоснования. Устанавливая мензулу на начальную точку трассы, ее ориентируют по точкам геодезического обоснования, измеряют расстояние до следующей точки трассы и откладывают его. На следующей точке трассы ориентирование мензулы выполняют по предыдущей точке. Если с точек трассы видны точки геодезического обоснования, обязательно по ним проверяют ориентирование мензулы.

Трассирование по заданному уклону выполняют с помощью нивелира. Производят разбивку пикетажа по трассе, измерение

углов поворота трассы, в местах поворота трассы выполняют разбивку круговых кривых по заданному техническим заданием радиусу.

Трассирование на равнинной местности недлинных каналов под заданным уклоном иногда выполняют следующим образом. От начальной точки трассы вдоль направления трассы укладывают мерную ленту длиной l . На начальной точке и в конце ленты ставят рейку. Посередине ленты устанавливают нивелир и делают отсчеты по задней рейке. По заданному уклону i и длине l вычисляют требуемый отсчет по передней рейке $b = a + il$. Рейку вместе с мерной лентой перемещают по направлению трассы, пока отсчет по рейке не будет равен b . Эту точку закрепляют на местности. По трассе через 5—7 км устанавливают реперы, их сгущают строительными реперами до частоты 1—2 строительных репера на 1 км трассы. В углах поворота трассы ставят временные знаки. Так как геодезические знаки по оси сооружения, как правило, будут уничтожены в процессе строительства, в сохранных местах устанавливают выносные реперы и пикеты. В процессе нивелирования трассы выполняют нивелирование этих выносных реперов и пикетов. Для каждого выносного репера составляют абрис, с помощью которого строители отыскивают опорные точки при разбивках для строительства. Эти выносные реперы используются также во время эксплуатации каналов и их реконструкций.

Точность нивелирования трассы зависит от уклонов будущего канала.

При трассировании площадки под насосные станции, акведуки, дюкеры производят съемку местности в масштабах 1:500 или 1:1000.

§ 142. РАЗБИВОЧНЫЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ КАНАЛОВ И ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Перед строительством каналов и гидротехнических сооружений производят вынос на местность осей и точек сооружений. Различают главные оси сооружений — прямые, относительно которых сооружение расположено симметрично, основные — прямые, образующие внешний контур сооружений, все остальные оси являются промежуточными.

Оси каналов и гидротехнических сооружений выносят на местность сотрудники геодезической службы на строительстве. Детали проекта выносят на местность строители.

Основной задачей геодезической службы на строительстве является выполнение контроля соответствия проекту строящихся сооружений. При строительстве несложных сооружений геодезический контроль строительства выполняет инженерно-технический персонал строительной организации.

При производстве разбивочных работ для строительства каналов в качестве обоснования в зависимости от густоты пунктов государственной геодезической сети прокладывают полигонометрию 1 и 2 разрядов или теодолитные ходы. Если расстояния между пунктами триангуляции в соответствии с инструкцией по инженерно-геодезическим изысканиям магистральных каналов больше предельной длины теодолитного хода (8 км), то прокладывают ход полигонометрии 2 разряда; если это расстояние больше предельной длины хода полигонометрии 2 разряда, прокладывают полигонометрический ход 1 разряда. Так как современные землеройные машины разрабатывают широкую полосу трассы канала, нивелирные ходы прокладывают на некотором удалении от трассы канала, нивелирные реперы закладывают тоже за пределами строительства.

Проектные оси и точки каналов могут быть вынесены на местность всеми способами, указанными ранее. При строительстве каналов и других мелиоративных систем часто используется графический способ выноса на местность при помощи мензулы. На планшете укрепляют проектный план, мензулу устанавливают на пункт геодезической сети и ориентируют по видимым точкам геодезического обоснования. Расстояния от геодезического пункта до проектной точки измеряют на плане с помощью измерителя. Прикладывая линейку кипрегеля к точке стояния мензулы, визируют на проектную точку, и по направлению зрительной трубы откладывают определенное по плану расстояние. Полученную точку закрепляют. Точность выноса на местность проектной точки равна точности съемки мензулой контуров. Если вынос производят от точек геодезического обоснования, то точность выноса равна 0,3—0,4 мм на плане. Вынос на местность мензулой можно выполнять и с точек четких контуров. При разбивке канала вдоль трассы производят разбивку пикетажа, поперечников и плюсовых точек. Нулевой пикет устанавливают в устье осушительного канала и в начале оросительного. При разбивке пикетажа отмечают устья впадающих каналов, оси сооружений на каналах, измеряют углы поворота трассы и производят разбивку кривых.

Кроме обозначения на местности главных точек кривой НК, КК, СК производят детальную разбивку кривой (см. § 105).

При разбивках новых русел регулируемых рек пикетаж разбивают в единой системе всего русла, обязательно отмечают устья впадающих каналов, шлюзов, мостов.

Если вынос осей каналов выполняется по аэрофотосъемкам, на которых запроектирована трасса, то точки на осях канала определяют промерами от опознанных на местности точек.

Отмеченную на местности трассу канала закрепляют геодезическими знаками: в вершинах поворота трассы устанавли-

вают временные знаки в виде бетонных, металлических и деревянных столбов, закладывают строительные реперы возле за-проектированных сооружений. Производят разбивку трассы, закрепляя кольями пикеты и плюсовые точки.

Вершины поворота трассы, каждый третий пикет по трассе, геодезические знаки на осях строящегося канала и другие важные при строительстве точки выносят для сохранности за пределы зоны строительства.

Все точки на местности, обозначенные во время разбивочных работ, нивелируют, на каждую точку составляют абрис; эти данные передаются строительной организации. Выбор класса нивелирования зависит от проектного уклона канала и расстояния между исходными реперами. Чем меньше уклон канала, тем должна быть выше точность нивелирования.

Так как уклон канала i равен

$$i = \frac{h}{d},$$

то

$$\frac{m_i}{i} = \frac{m_h}{h} + \frac{m_d}{d}.$$

Относительная ошибка расстояния $\frac{m_d}{d}$ мала по сравнению с ошибкой превышения при малых уклонах, поэтому ошибкой расстояния можно пренебречь.

Тогда

$$\frac{m_i}{i} = \frac{m_h}{h},$$

отсюда

$$m_h = \frac{m_i}{i} h.$$

Допускается выдерживать уклон с 10 %-ой точностью, т. е. $\frac{m_i}{i} = 10\%$. Теперь можно рассчитать значение средней квадратической ошибки превышения m_h и сделать вывод о необходимости выполнения нивелирования того или иного класса: для изменения уровня воды $h = 10$ см на участке длиной в 1 км

$$m_h = 10 \text{ см} \cdot 10\% = 10 \text{ мм}.$$

Такую точность нивелирования обеспечит проложение нивелирного хода IV класса.

При строительстве каналов разбивают откосы линии бровок, обозначают место и глубину выемки или насыпи. Откосы

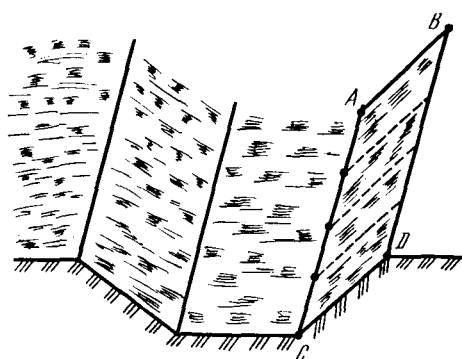
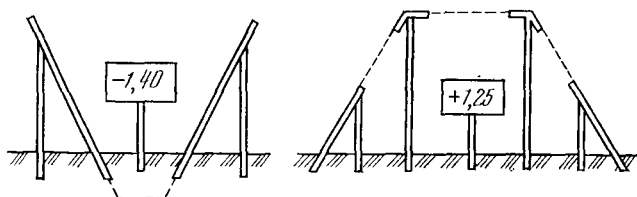


Рис. 182. Схема разбивки откосов каналов

Рис. 183. Схема фиксирования положения канала с помощью откосников



вдоль каналов разбивают по частям: сначала находят на местности точки A, B, C, D , затем разбивают наклонные линии, параллельные линиям AB и CD , на рис. 182 они обозначены пунктирной линией.

Положение канала фиксируют откосниками, на табличках указывают глубину выемки и насыпи (рис. 183). Для задания направления в процессе строительства используются лазерные приборы: лазерный визир ЛВ5М, лазерная приставка к нивелиру ПЛ-1, ПУЛ-78. Универсальный лазерный прибор ПУЛ-78 может выполнять большое число контрольных операций: геометрическое нивелирование, задание проектных направлений и углов, вертикальное визирование и др. Проектор — направляющая станция ПУЛа — устанавливается на штативе на некотором расстоянии (около 40 м) от оси канала; система имеет винты, с помощью которых лучу, создаваемому проектором, задается уклон. Пучок лучей, создаваемых проектором, разделен на две части, каждая из которых имеет разную частоту. Приемная станция ПУЛа состоит из фотоприемника, устанавливаемого на рабочий орган машины, и пульта управления. Фотоприемник, попадая в одну из разночастотных зон проектора, дает сигнал на гидравлическое устройство управления рабочим органом машины. Устройство управления направляет фотоприемник в его нормальное положение — на границу раздела разночастотных зон, а рабочий орган машины — на проектную линию. Точность работ — около 5 см.

При разбивочных работах при строительстве гидротехнических сооружений в качестве геодезического обоснования используют сети, созданные, как правило, методом триангуляции, а в последнее время в связи с применением светодальномеров — трилатерации. Геодезическое обоснование должно в дальнейшем обеспечивать наблюдение за смещениями и осадками построенных сооружений и исполнительные съемки.

Триангуляция 1 и 2 разрядов, создаваемая на гидроузлах, характеризуется малыми длинами сторон, что требует большой точности измерения горизонтальных углов. Вынесенные на местность концы главных, основных и вспомогательных осей сооружений, закрепленные прочными знаками, часто включают в сеть триангуляции. В качестве высотного обоснования используется геометрическое нивелирование повышенной точности — нивелирование II, III и IV классов, которое характеризуется средними квадратическими ошибками превышений на 1 км хода соответственно 2; 5 и 10 мм. При строительстве крупных гидроузлов выполняют нивелирование I класса, характеризующееся средней квадратической ошибкой превышения на 1 км хода, равной 1 мм.

Сложность разбивочных работ при строительстве гидротехнических сооружений увеличивается с увеличением высоты сооружений. В установке генераторов, затворов и других деталей в плане и по высоте допускаются ошибки не более 1—10 мм. Поэтому для детальных точных разбивок применяют высокоточные центриры.

Для многоярусных разбивок используются оптические центриры «Зенит ОЦП» и «Надир ОЦП», имеющие зрительные трубы с коллиматором для визирования в зенит и надир. Оптический зенит ЦО-30 приспособлен для двухстороннего визирования. Оптический центрир PZL, изготавливаемый в ГДР, создан на базе нивелира Ni-007 и сходен по своему применению и точности с отечественным центриром «Зенит ОЦП».

При установке длинномерных конструкций тщательно выдерживается их вертикальность. Для этого используется множество способов. Один из них показан на рис. 184. От точек на

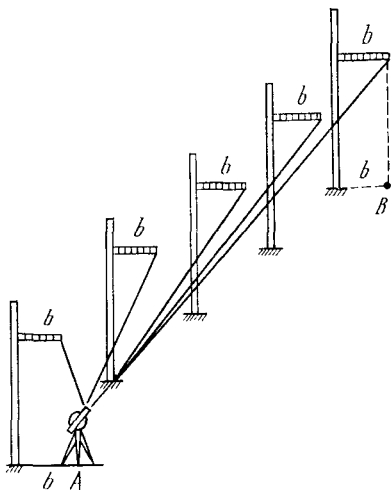


Рис. 184. Схема геодезических работ при установке длиномерных конструкций

основаниях крайних колонн откладывают отрезки одинаковой длины b , получают точки A и B . В точку A устанавливают теодолит, его зрительную трубу ориентируют по направлению AB , к верху колонн крепят горизонтальные рейки и визируют на них. Если колонна стоит вертикально, то полученный отсчет по рейкам, равный b , является гарантией того, что колонны стоят вертикально.

§ 143. РАЗБИВОЧНЫЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ДРЕНАЖНЫХ СЕТЕЙ И ЗАКРЫТЫХ БЕЗНАПОРНЫХ ТРУБОПРОВОДОВ

Дренажную сеть, коллекторы и закрытые безнапорные трубопроводы разбивают на местности по заданному уклону от точек геодезической сети или от четких контурных точек.

По оси коллектора разбивают пикетаж. Расстояние между пикетными точками выбирают таким образом, чтобы они совпадали с устьями впадающих дрен. Если расстояния между устьями дрен 20 м, то пикетаж по оси коллектора разбивают через 20 м, по осям дрен пикетаж также разбивают через 20 м. Кольями отмечают положение пикетных точек, смотровых колодцев и перепадов. После обозначения на местности положения коллектора и дренажной сети, приступают к строительству.

Перед рытьем траншей экскаватором сначала обозначают на местности плановые положения траншей, для этого в их начале и конце забивают кольца. Устанавливают нивелир на местности (рис. 185, а) таким образом, чтобы можно было взять отсчет $a_{исх}$ по рейке, стоящей на точке с известной отметкой $H_{исх}$ и отсчеты по начальному колу $b_{нач}$ и конечному колу $b_{кон}$ каждой траншеи. Тогда отметки верхних срезов колец на траншее будут равны

$$H_{нач} = H_{исх} + a_{исх} - b_{нач};$$

$$H_{кон} = H_{исх} + a_{исх} - b_{кон}.$$

В начале траншеи рядом с забитым колом устанавливают опорные визирки на высоту $H_{виз}$, равную проектной отметке дна траншеи в этой точке плюс высота l_0 установки уклоноуказателя над нижней кромкой ковша указателя в самом нижнем его положении: $H_{виз} = H_{дна} + l_0$ (рис. 185, б). Высота верхнего среза визирки над колом в начале и конце траншеи будет равна:

$$l_{нач} = H_{виз_{нач}} - H_{нач}; \quad l_{кон} = H_{виз_{кон}} - H_{кон}.$$

Над колом в конце траншеи центрируют теодолит (рис. 185, в), его устанавливают таким образом, чтобы его высота над колом была равна $l_{кон}$. Зрительную трубу теодолита наводят на верхний срез визирки в начале траншеи. В этом случае

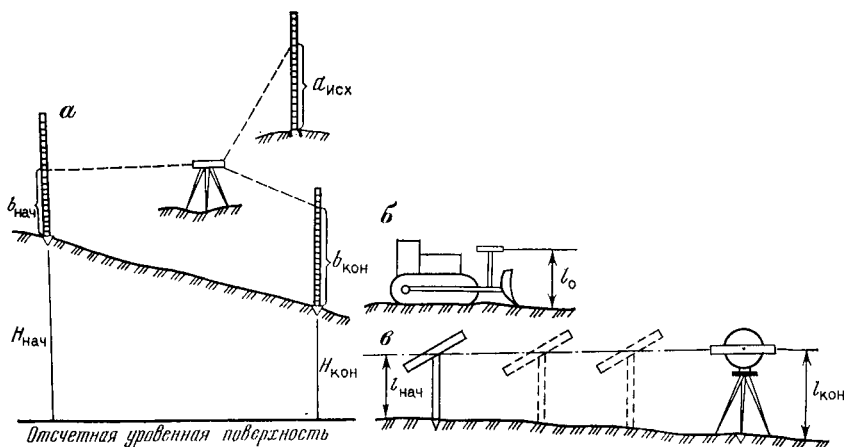


Рис. 185. Схемы геодезических работ при строительстве дренажной сети:
 а — схема нивелирования траншеи; б — схема установки уклоноуказателя; в — схема установки визирок

визирный луч теодолита задает проектный уклон траншеи. В заданном визирном луче теодолита створе устанавливают визирки, чтобы визирный луч проходил по их верхним срезам. Таким образом устанавливают визирки по всем траншеям.

Если проектный уклон дрена имеет разные значения для разных участков, разбивку производят последовательно по этим участкам. После укладки труб в траншеи правильность заданного уклона проверяют нивелированием, только после этого трубы засыпают. Точность выноса дна траншеи для закладки дрен равна 1,5 см, для коллекторов — 3 см.

§ 144. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ НА МЕСТНОСТИ ГРАНИЦ ПРОЕКТИРУЕМОГО ВОДОХРАНИЛИЩА

При проектировании на стадии рабочих чертежей обозначают на местности горизонталь затопления — будущую береговую линию водохранилища при нормальном подпорном горизонте (НПУ). Горизонталь затопления, представляющая собой извилистую линию, закрепляется на местности столбами и служит юридической границей для изъятия земель у землепользователей.

На величину НПУ на крупных водохранилищах влияет кривая подпора, вычисляемая по формулам гидравлики. В этом случае значение НПУ исправляется за счет влияния кривой подпора.

Для производства работ по определению контура водохранилища создают специальное высотное обоснование. При

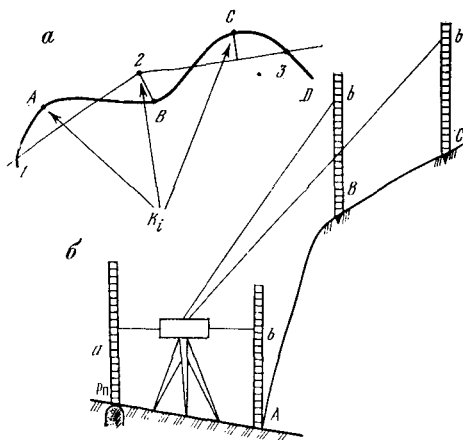


Рис. 186. Схемы выноса на местность контура водохранилища:

a — стрела прогиба контура водохранилища; *b* — вынос на местность контура водохранилища при помощи нивелира

малых уклонах местности главной высотной основой служат ходы нивелирования II класса, расположенные вне чаши водохранилища. Ходы нивелирования III класса располагают на всей территории водохранилища, как правило, в виде замкнутых полигонов и обеспечивают проложение ходов нивелирования IV класса. В качестве съемочного обоснования и для привязки геологических и гидрогеологических шурфов прокладывают ходы технического нивелирования. В зоне затопления постоянные реперы не закладывают, в качестве временных реперов используют насечки на пнях, валунах, опорах линий электропередач и пр.

Для обозначения на местности извилистой береговой линии строят ломаную линию так, чтобы стрелы прогиба K_i (рис. 186, *a*) не превышали допустимой величины. Допустимая величина стрелы прогиба зависит от ценности земель в береговой зоне. Если в береговой зоне расположены пахотные земли, то обычно величина стрелы прогиба K_i должна лежать в пределах 10—25 м, если в береговой зоне расположены населенные пункты или отдельные важные постройки, стрела прогиба уменьшается до 5 м.

Отыскание на местности граничных точек *A*, *B*, *C* водохранилища, имеющих отметки $H_{\text{нпу}}$, производят с помощью нивелира следующим образом (рис. 186, *b*). Нивелир устанавливают недалеко от точки высотного обоснования с известной отметкой $H_{\text{рп}}$ и берут отсчет *a* по рейке, установленной на репере. Вычисляют горизонт прибора $\text{ГП} = H_{\text{рп}} + a$. Затем вычисляем тот отсчет *b* по рейке, который должен быть в точках границы водохранилища

$$b = \text{ГП} - H_{\text{нпу}}.$$

Перемещая рейку в нужном направлении, на местности находят точку *A*, чтобы отсчет по рейке, стоящей на ней, был равен *b*. Аналогично находят на местности точки *B*, *C* и все остальные.

Найденные точки закрепляют столбами и прокладывают по ним теодолитный ход. Длины сторон теодолитного хода зависят от извилистости береговой линии и колеблются в пределах от 25 м в местности со сложным рельефом до 120 м — в местности со спокойным рельефом. По результатам измерений в теодолитном ходе вычисляют координаты граничных точек водохранилища.

Для определения границ водохранилища используют также материалы аэрофотосъемки.

§ 145. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ И ЭКСПЛУАТАЦИИ ГИДРОМЕЛИОРАТИВНЫХ СИСТЕМ И ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Перед началом строительства гидромелиоративных систем после их разбивки на местности производят, так называемые, исполнительные съемки.

Исполнительные съемки выполняют с целью проверки соответствия вынесенных в натуру элементов (расстояний, размеров отдельных частей, высот и других данных) и заданных проектом. Исполнительные съемки производятся перед началом строительства и в процессе строительства по мере окончания его отдельных этапов.

Геодезическим обоснованием для проведения исполнительных съемок является обоснование, используемое для съемок и выноса проекта в натуру. Плановое положение точек определяется аналитическими способами (полярным, перпендикуляров, засечками) или графическими — при мензульной съемке. Высотное положение точек определяется геометрическим нивелированием.

Для производства исполнительных съемок используются материалы аэрофотосъемки.

При исполнительной съемке в гидромелиоративном строительстве большое внимание следует обращать на съемку тех элементов сооружений, которые будут засыпаны землей. Подземные трубопроводы, дрены, котлованы должны быть сняты до засыпки их землей. При исполнительной съемке в гидромелиоративном строительстве особенно тщательно проверяют проектные отметки точек и проектные уклоны, так как ошибки в высотном положении точек и в уклонах могут привести к непоправимому браку в построенной системе.

Геодезические измерения не прекращаются и после того, как мелиоративная система построена. Систематически геоде-

зическими методами проверяется соблюдение в системе проектных уклонов. На гидротехнических сооружениях производится геодезический контроль их устойчивости. Вертикальную осадку и горизонтальное смещение точек сооружений определяют из постоянных геодезических наблюдений за положением марок в опорах.

Глава 21

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ГИДРОЛОГИЧЕСКИХ ИЗЫСКАНИЯХ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬСТВА АВТОДОРОЖНЫХ, ЛЕСОТЕХНИЧЕСКИХ И ГИДРОМЕЛИОРАТИВ- НЫХ СООРУЖЕНИЙ

§ 146. ПЕРЕНЕСЕНИЕ В НАТУРУ И ЗАКРЕПЛЕНИЕ НА МЕСТНОСТИ ВОДОМЕРНЫХ ПОСТОВ, ГИДРОМЕТРИЧЕСКИХ СТАНЦИЙ, МОРФОСТВОРОВ И ГИДРОСТВОРОВ

Для изучения режима рек проводят наблюдения за уровнями воды, определяют уклоны рек, скорости течения, расходы воды и др. Наблюдения проводятся на гидрологических станциях, водомерных постах, устанавливаемых вдоль рек.

Речной водомерный пост представляет собой рейку длиной 1—2 м с сантиметровыми делениями, укрепленную на устое моста или другом сооружении или забитую в грунт. Если колебания воды в реке значительны, то устанавливают свайные водомерные посты. Свайный водомерный пост состоит из нескольких свай, забитых в створе, перпендикулярном к урезу воды. Сваи изготавливают из железобетона или прочного дерева и заглубляют в грунт ниже глубины промерзания. На торцах свай подписывают их номера, счет свай ведут от репера водомерного поста. Нижнюю сваю устанавливают ниже наименьшего уровня воды. Превышения между торцами соседних свай не должны превышать 0,5 м. Сваи не должны возвышаться над поверхностью земли более чем на 0,25 м. На свайных водомерных постах используют переносную рейку с сантиметровыми делениями и ромбическим поперечным сечением для лучшего обтекания водой.

Для непрерывной фиксации колебаний уровня применяют специальные приборы — ламниграфы, которые все изменения уровня воды записывают на пленку.

Для установки водомерных постов выбирают места, не подверженные размыву, защищенные от ударов льдин и бревен,

вне заводов, подпоров, обратных течений. Водомерные посты устанавливают на берегах с крутизной откосов 0,2—0,5.

При производстве инженерных изысканий водомерные посты устанавливают до начала половодья. При изысканиях мостовых переходов и гидротехнических сооружений устанавливают не менее трех водомерных постов.

На реках со сложной поверхностью воды и при наличии поперечного уклона расположение и число водомерных постов определяется местными условиями.

При установке водомерного поста для постоянного контроля за устойчивостью рейки или свай вблизи него устанавливают репер.

Репер водомерного поста закладывают по общим правилам установки грунтовых реперов, обязательно в месте, не затопляемом паводковыми водами, т. е. выше уровня высоких вод. Высота репера водомерного поста определяется путем проложения хода нивелирования IV класса от ближайшего репера государственной геодезической высотной сети в прямом и обратном направлениях. Допустимая невязка разности превышений между прямым и обратным ходами вычисляется по формуле

$$f_h = 20 \text{ мм } \sqrt{L},$$

где L — длина хода в км.

Высоты нуля рейки и головок свай определяют, прокладывая от репера водомерного поста хода геометрического нивелирования технической точности. Перед началом нивелирных работ должны быть тщательно выполнены поверки и юстировка нивелира. Нивелирование нуля рейки и головок свай производят до и после паводка.

При инженерных изысканиях на некоторых водомерных постах разбивают гидрометрические створы, используемые для регулярных определений скоростей течения, расходов воды и наносов. Число створов зависит от условий протекания воды на данном участке. При проектировании переходов и гидротехнических сооружений на реках главный створ совмещают с осью сооружения. На главном створе русло по возможности должно быть прямолинейным, без резких изменений глубин, без отмелей и островов; пойма должна быть наиболее узкой; направления течения на пойме и в главном русле должны быть примерно параллельными.

На небольших реках направление створа определяют «на глаз», разбивают его перпендикулярно к руслу реки. На широких реках сначала определяют направления отдельных потоков. Для этого на берегу разбивают базис, на концах базиса разбивают два поперечника через реку. По всей ширине реки пускают поплавки и при помощи мензульного комплекта или

теодолита выполняют засечки на поплавки в момент их пересечения поперечников. На основании этих измерений вычерчивают траекторию движения поплавков и определяют основное направление течения реки. Гидрометрический створ проектируют перпендикулярно к направлению основного течения.

Для разбивки на местности запроектированного гидрометрического створа производят трассирование с разбивкой пикетажа и техническим нивелированием по пикетажу. Створ на местности закрепляют вехами по две на каждом берегу, а при широком разливе и открытой пойме устанавливают дополнительные вехи и на пойме. При длине створа более 200 м на нем через 50—60 м обозначают промежуточные точки, закрепленные на якорях буйками.

На разбитом гидрометрическом створе должны быть обозначены точки, где будет измеряться глубина, так называемые, промерные вертикали. При измерении глубин по тросовой перетяжке промерные вертикали размечаются марками на тросе, при работе с лодки, устанавливаемой на якорь,—предварительно вычисленными горизонтальными углами на каждую вертикаль с закрепленного на местности пункта. Расстояние между промерными вертикалями должно быть от $1/10$ до $1/15$ ширины реки на реках шириной до 800 м.

При проектировании искусственных русел, плотин и мостовых переходов выполняют морфометрические работы.

Морфостворы проектируют по картографическому материалу, располагая их перпендикулярно к направлениям руслового и пойменного потоков. В некоторых случаях морфостворы делают ломаными.

На меандрирующих* реках морфостворы разбивают в наиболее узком месте поймы по оси перехода. На предгорных реках морфоствор пересекает русловую часть реки перпендикулярно руслу, на поймах — параллельно горизонталям. На реках с блуждающим руслом морфостворы разбивают в местах наименьшей ширины зоны блуждения.

Морфостворы разбивают для построения профиля свободной поверхности при расчетном уровне, для определения уровней и расходов воды, а также для расчета распределения общего расхода между руслом и поймами. Границами морфоствора являются точки, высоты которых на 1—2 м превышают уровень высоких вод для весенних половодий и на 2—3 м — для ливневых паводков. При разбивке морфостворов выполняют съемку полосы местности шириной по 100 м в каждую сторону от створа.

* Меандра — речная излучина.

§ 147. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ИЗМЕРЕНИИ УКЛОНОВ ВОДНОЙ ПОВЕРХНОСТИ

При проектировании на реках мостов, плотин и других сооружений необходимо знать уклон водной поверхности реки. Определение продольных уклонов необходимо для вычисления коэффициентов шероховатости русла и пойм, для расчета кривой подпора при строительстве плотин на реке, для установления зависимости продольного уклона от уровней воды.

Наблюдение за уровнями рек проводят на водомерных постах. Как правило, на постоянных водомерных постах наблюдения ведут дважды в сутки в 8 и 20 ч. При незначительном колебании уровня наблюдения ведут один раз в сутки в 8 ч. В периоды половодий и паводков уровни фиксируются 2, 4, 6 раз в сутки в зависимости от скорости подъема или спада уровня. Точность отсчетов при измерении уровней составляет 0,01 м. Отсчеты измерений уровня воды записывают в специальный водомерный журнал, в котором отмечают также начало и конец навигации и лесосплава, подвижки льда, начало и конец ледохода, толщину льда, измеряемую с помощью специальной рейки и др.

Для определения продольных уклонов используются уровни на водомерных постах, отнесенные к одному времени, так как уклоны рек непрерывно меняются. Для определения уклонов необходимо знать расстояние между водомерными постами. Его измеряют на местности с помощью мерной ленты, дальномера или на карте. Для измерения длины реки на плане ее делят на участки и измеряют посредством малого раствора измерителя дважды в прямом и обратном направлениях при допустимом расхождении длины 2 %.

Уклоны водной поверхности нередко определяют также путем нивелирования кольев, забиваемых вдоль реки вблизи уреза воды, вровень с горизонтом воды в реке. Такие колья называют урезными. Урезные колья забивают в безветренную погоду в заливах и промоинах реки, где поверхность воды спокойна. Рядом с урезным колом для его нахождения устанавливают вешу или сторожок высотой 20—30 см над водой.

В связи с изменяемостью уровня воды в реке урезные колья на исследуемом участке реки забивают в одно и то же время либо по сверенным часам, либо по звуковому сигналу. Уровень воды в реке, отнесенный к одному времени, называют мгновенным. Работа по определению мгновенного уровня называется одновременной связкой уровней. Затем урезные колья включаются в ход геометрического нивелирования, прокладываемый вдоль реки и опирающийся своими концами на государственные реперы. В качестве хода геометрического нивелирования используются ходы технического нивелирования,

а также ходы IV, III и даже II классов в зависимости от величины уклонов реки. В результате нивелирования определяют высоты урезных кольев. Расстояние между соседними урезными кольями измеряют мерной лентой или дальномером. Уклон участка реки определяют по формуле

$$i = \frac{H_2 - H_1}{d},$$

где H_2 , H_1 — высоты урезных кольев; d — расстояние между ними.

§ 148. СЪЕМКА КАНАЛОВ, РЕК, ОЗЕР (ВОДОХРАНИЛИЩ)

Съемку каналов, рек, озер (водохранилищ) производят с целью составления проекта регулирования стоков, спрямления русел, строительства водохранилищ, плотин, водозаборных, регуляционных и других гидротехнических сооружений.

Плановое обоснование создается методами триангуляции, трилатерации, полигонометрии, высотное — нивелированием III, IV классов и техническим нивелированием. Разнообразие ландшафтных условий при съемках различных рек и водохранилищ требует изменения (приспособляемости) традиционных методов геодезических работ к этим условиям.

Вдоль рек и каналов прокладывают теодолитно-нивелирные ходы с разбивкой пикетажа. Расстояние между пикетами устанавливается техническим заданием. Съемку производят поперечными профилями. При ширине рек свыше 800 м теодолитные ходы прокладывают по обоим берегам.

Плановое обоснование для съемки водохранилищ часто развивается методами триангуляции и трилатерации. Метод триангуляции используется также для обоснования съемок рек, при этом вершины треугольников располагают по обоим берегам рек.

Нивелирные ходы III и IV классов закрепляют грунтовыми реперами согласно требованиям инструкции ГУГК СССР по нивелированию I, II, III, IV классов. Ходы технического нивелирования закрепляют строительными реперами в среднем через 3 км. На реконструируемых участках рек и каналов устанавливают строительные реперы через 3 км.

Для составления плана береговой зоны рек и водохранилищ выполняют тахеометрическую или мензульную съемки, используя все обычные способы: перпендикуляров, угловых засечек, полярный. При этом съемочные точки располагают так, чтобы с них была хорошо видна береговая линия, которую тщательно снимают.

При изысканиях рек, каналов, водохранилищ производят съемку всех гидротехнических сооружений. Определяют скорости течения, расходы воды и уклоны водной поверхности. Вдоль водоемов прокладывают магистральный ход планового обоснования (полигонометрический или теодолитный), разбивают пикетаж, колышками обозначают гидрометрические створы, вбивая урезные колья. На створах закрепляют характерные точки рельефа и точки уровня высоких вод (УВВ). По магистральному ходу выполняют нивелирование II, III и IV классов в зависимости от величин уклонов реки. Одновременно с нивелированием по ходу с той же точностью нивелируют урезные колья.

Расстояния между поперечными профилями при съемках реконструируемых участков каналов и рек принимают равными 200—300 м на стадии проекта и 50—100 м — на стадии рабочей документации. При съемках водохранилищ расстояния между промерными створами не должны превышать 2 см в масштабе составляемого плана.

Для составления профиля поперечного сечения реки и канала выполняют промерные работы. К промерным работам относятся работы по измерению глубины водотока и определению планового положения промерной вертикали.

Промерные работы на нешироких реках производят по натянутому металлическому тросу с закрепленными на нем марками. Параллельно этому тросу ниже по течению натягивают вспомогательный трос, вдоль которого передвигается промерное судно. У каждой марки с промерного судна выполняют измерение глубины.

Расстояния между вертикалями по промерному створу зависят от ширины канала, реки и рельефа дна. При ширине рек, каналов до 20 м максимальное расстояние между вертикалями принимают не более 2 м, при ширине от 20 до 50 м — 5 м, при ширине свыше 50 м — 10 м. Во всех случаях число вертикалей увеличивается по мере приближения промерного судна к берегам и общее их число не должно быть менее шести. Промерные работы на широких реках и водохранилищах выполняют при помощи засечек с точек магистрального хода (рис. 187). На визирную цель, установленную на промерном судне K , одновременно с точек A и B магистрального хода измеряют горизонтальные углы β_1 и β_2 . При отсутствии

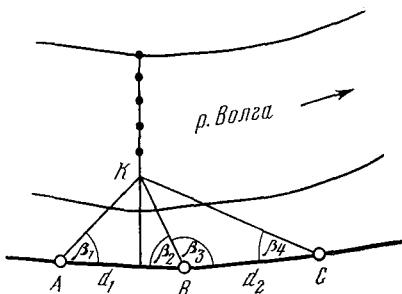
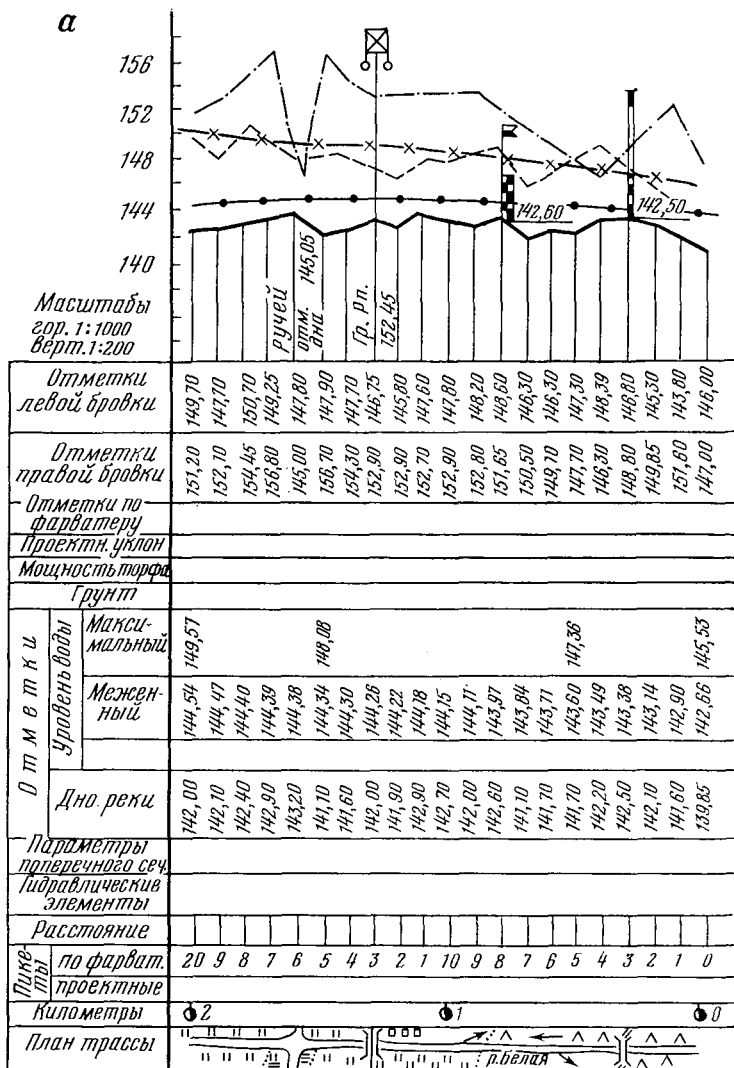
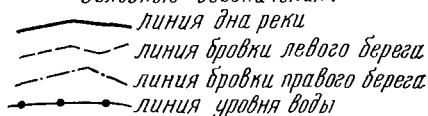


Рис. 187. Схема промерных работ на реках



Условные обозначения:



магистрального хода на берегу измеряют базис $AB = d_1$ при помощи мерной ленты или дальномера с относительной ошибкой, не превышающей $1/1000$. По измеренным горизонтальным углам β_1 и β_2 и длине базиса d_1 вычисляют координаты про-

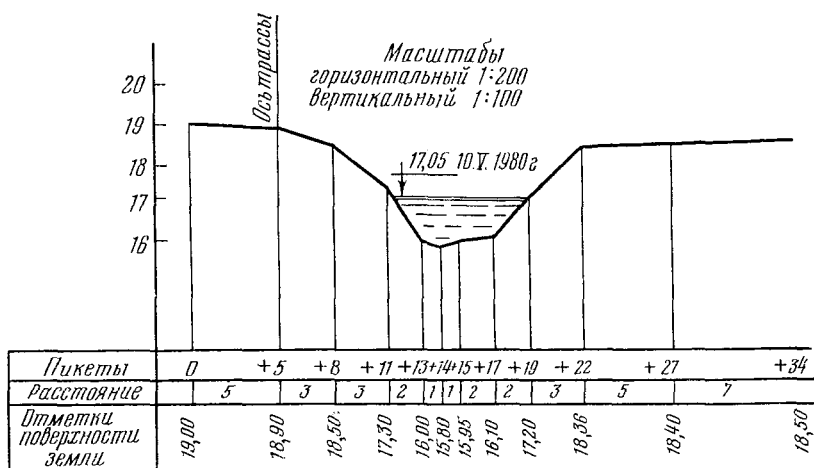


Рис. 188. Профиль реки (канала):

а — продольный; б — поперечный

мерной точки K непосредственно в поле с помощью микрокалькулятора по формулам прямой угловой засечки (см. § 57). Так как в этом случае координаты точки K получают бесконтрольно, желательно измерить на берегу еще один базис $BC=d_2$ и горизонтальные углы β_3 и β_4 и по этим данным повторно для контроля определить координаты промерной точки.

Положение промерных точек методом прямой засечки можно выполнить также при помощи мензулы, устанавливаемой в точках A, B, C . Преимуществом такого способа является его наглядность.

Глубину на каждой промерной вертикали измеряют наметкой, лотлинем или эхолотом.

В настоящее время для измерения глубин широко применяют эхолот «Язь». Положение промерных вертикалей определяют дальномером «Телетоп». В основе работы эхолота лежит принцип определения расстояния путем измерения времени прохождения ультразвукового импульса от вибратора-излучателя до дна и обратно к вибратору-излучателю. Эхолот выполняет 200—300 промеров глубин в минуту и вычерчивает профиль дна — батиграмму. При измерении глубин судно должно двигаться равномерно по створу. Неравномерность движения судна вносит основную ошибку в определение планового положения промерных точек.

Промеры глубин эхолотом можно производить и при ледовом покрове толщиной до 1 м.

При обработке материалов линейных работ определяют линейную невязку, сравнивая длину створа и эту же длину, получаемую суммированием расстояний между промерными вертикалями. Полученную невязку распределяют пропорционально измеренным расстояниям.

Так как уровень воды в реке может изменяться, перед началом и после окончания промерных работ необходимо зафиксировать положение уровня воды на водомерному посту. Если второй отсчет отличается от первого более чем на 2 см, следует ввести поправки в результаты измерений глубин и тем самым привести измеренные глубины к одному моменту времени.

По результатам съемочных, промерных работ и нивелирования составляют продольный (рис. 188, а) и поперечный (рис. 188, б) профили реки или канала.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Большаков В. Д.* Теория ошибок наблюдений. М., Недра, 1983.
2. *Геодезические работы в строительстве.* Справочник строителя. Под редакцией проф. В. Н. Ганьшина. М., Стройиздат, 1984.
3. *Геодезические работы при строительстве мостов.* Под редакцией проф., д-ра техн. наук В. А. Коугия. М., Недра, 1986.
4. *Лобанов А. И.* Фотограмметрия. М., Недра, 1984.
5. *Радиогеодезические и электрооптические измерения.*/В. Д. Большаков, Ф. Деймлик, А. Н. Голубев, В. П. Васильев. М., Недра, 1985.
6. *Скогореv В. П.* Лазеры в геодезии. М., Недра, 1987.
7. *Спиридонов А. И., Кулагин Ю. Н., Крюков Г. С.* Справочник-каталог геодезических приборов. М., Недра, 1984.
8. *Федоров В. И., Румянцев Д. Г.* Инженерные аэроизыскания автомобильных дорог. М., Транспорт, 1984.
9. *Федоров В. И., Титов А. И., Холдобаев В. А.* Практикум по инженерной геодезии и аэрогеодезии. М., Недра, 1987.
10. *Федоров В. И.* Инженерная аэрогеодезия. М., Недра, 1988.
11. *Федотов Г. А.* Автоматизированное проектирование автомобильных дорог. М., Транспорт, 1986.
12. *Штепа Б. Г.* Технический прогресс в мелиорации. М., Колос, 1983.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	3
Глава 1. Общие сведения	5
§ 1. Инженерная геодезия, ее содержание, задачи и значение в народном хозяйстве	5
§ 2. Понятие о форме и размерах Земли	6
§ 3. Системы координат	8
§ 4. Система координат Гаусса	10
§ 5. Системы высот	12
§ 6. Ориентирование линий	14
Глава 2. Топографические карты и планы	17
§ 7. Масштабы топографических карт и планов. Точность масштаба	17
§ 8. Номенклатура топографических карт и планов	20
§ 9. Изображение рельефа на топографических картах и планах	24
§ 10. Содержание топографических карт	29
§ 11. Решение задач по карте и плану с горизонталями	30
§ 12. Измерение площадей на картах и планах	32
Глава 3. Цифровые и математические модели местности	35
§ 13. Понятие о цифровом и математическом моделировании местности	35
§ 14. Виды цифровых моделей местности	36
§ 15. Методы построения цифровых моделей и их точность	41
§ 16. Математические модели местности	42
§ 17. Задачи, решаемые с использованием цифровых и математических моделей	44
Глава 4. Элементы теории ошибок измерений	46
§ 18. Равноточные измерения. Общие понятия	46
§ 19. Арифметическое среднее	47
§ 20. Средняя квадратическая ошибка измерений	48
§ 21. Средняя квадратическая ошибка функций измеренных величин	49
§ 22. Оценка точности по разности двойных измерений	51
Глава 5. Измерение горизонтальных и вертикальных углов	52
§ 23. Принципы измерения горизонтальных и вертикальных углов	52
§ 24. Теодолиты, их основные части и назначение	53
§ 25. Поверки и юстировка теодолита	61
§ 26. Установка теодолита	63
§ 27. Измерение горизонтальных углов	64
§ 28. Измерение вертикальных углов	66
§ 29. Точность измерения углов	69
§ 30. Измерение теодолитом магнитного и истинного азимутов	70
§ 31. Понятие о кодовых, лазерных теодолитах и гиротеодолитах	72
Глава 6. Измерение длин линий	76
§ 32. Закрепление точек на местности. Вешение линий	76
§ 33. Землемерные ленты и рулетки. Компарирование	77
§ 34. Приведение наклонных линий к горизонту	80
§ 35. Оптические дальномеры	81
§ 36. Нитяные дальномеры	82
§ 37. Свето- и радиодальномеры	84

Глава 7. Нивелирование	87
§ 38. Сущность и методы нивелирования	87
§ 39. Способы геометрического нивелирования	89
§ 40. Влияние кривизны Земли и вертикальной рефракции на результаты геометрического нивелирования	91
§ 41. Классификация и устройство нивелиров	93
§ 42. Исследования, поверки и исправления нивелиров	96
§ 43. Лазерные приборы для геометрического нивелирования	102
§ 44. Точность геометрического нивелирования	104
§ 45. Тригонометрическое нивелирование	107
§ 46. Точность тригонометрического нивелирования	111
§ 47. Нивелирование через водные препятствия и овраги	113
Глава 8. Общие сведения о государственных геодезических сетях	117
§ 48. Виды геодезических сетей	117
§ 49. Методы создания геодезических сетей	118
§ 50. Государственная плановая геодезическая сеть	121
§ 51. Государственная высотная геодезическая сеть	123
§ 52. Закрепление пунктов государственных геодезических сетей на местности	126
§ 53. Каталоги координат и высот пунктов	128
Глава 9. Геодезическое обоснование съемок	128
§ 54. Назначение и виды геодезического обоснования	128
§ 55. Основные геодезические задачи	130
§ 56. Плановые сети сгущения	132
§ 57. Съемочные плановые сети	135
§ 58. Плановая привязка сетей сгущения и съемочных сетей	140
§ 59. Математическая обработка измерений одиночного теодолитного хода	146
§ 60. Создание высотного обоснования	152
Глава 10. Теодолитная и тахеометрическая съемки местности	157
§ 61. Сущность и виды топографических съемок	157
§ 62. Теодолитная съемка. Полевые и камеральные работы	159
§ 63. Сущность тахеометрической съемки. Приборы	163
§ 64. Планово-высотное обоснование тахеометрических съемок	166
§ 65. Съемка ситуации и рельефа. Ведение журнала и абриса	169
§ 66. Камеральные работы	175
§ 67. Автоматизация обработки материалов тахеометрической съемки	178
Глава 11. Мензульная съемка	183
§ 68. Сущность мензульной съемки	183
§ 69. Приборы, применяемые при мензульной съемке, и их поверки	185
§ 70. Установка мензулы на станции	189
§ 71. Планово-высотное обоснование мензульной съемки	191
§ 72. Съемка ситуации и рельефа	195
§ 73. Оформление полевых материалов	198
Глава 12. Топографическая съемка методом геометрического нивелирования	198
§ 74. Способы нивелирования поверхности	198
§ 75. Нивелирование поверхности по квадратам	201
§ 76. Камеральные работы	202
Глава 13. Наземная фототопографическая съемка	204
§ 77. Сущность наземной фототопографической съемки	204
§ 78. Фототеодолиты и их устройство	205
§ 79. Элементы ориентирования. Виды фототопографических съемок	208
§ 80. Определение координат точек местности по фотоснимкам	211
§ 81. Полевые работы при наземных фототопографических съемках	213
§ 82. Стереофотограмметрические приборы	218

§ 83. Камеральные работы	221
Глава 14. Аэрофотосъемка	223
§ 84. Виды аэросъемок, их особенности и назначение	223
§ 85. Аэроснимки. Элементы ориентирования. Масштабы	226
§ 86. Организация лётно-съемочного процесса. Аэрофотосъемочное оборудование	230
§ 87. Плано-высотное обоснование аэросъемок	233
§ 88. Накладной монтаж. Оценка качества съемочных работ. Фотосхемы	237
§ 89. Трансформирование аэроснимков. Фотопланы	238
§ 90. Дешифрирование аэроснимков	240
§ 91. Фотограмметрическая обработка аэроснимков на универсальных стереоприборах	242
Глава 15. Геодезические работы при инженерных изысканиях и строительстве	248
§ 92. Назначение геодезических работ при изысканиях и строительстве инженерных сооружений	248
§ 93. Инженерно-геодезические изыскания	250
§ 94. Геодезические разбивочные работы при строительстве	252
§ 95. Разбивка при строительстве зданий и сооружений	255
§ 96. Перенос в натуру угла, линии, проектной высоты, плоскости с задним уклоном	258
§ 97. Геодезические работы при вертикальной планировке площадок	261
§ 98. Геодезический контроль точности выполнения строительно-монтажных работ	263
§ 99. Исполнительные съемки	264
Глава 16. Геодезические работы при изысканиях и строительстве автомобильных дорог	265
§ 100. Классификация и общие сведения о дорогах	265
§ 101. Элементы автомобильных дорог	266
§ 102. Особенности геодезических работ при изысканиях автомобильных дорог	270
§ 103. Трассирование дорог по картам, планам и материалам аэросъемок	272
§ 104. Полевые топографо-геодезические работы при трассировании	277
§ 105. Расчет и детальная разбивка горизонтальных кривых. Ведомость прямых и кривых	280
§ 106. Геометрическое нивелирование трассы автомобильных дорог по пикетажу	286
§ 107. Съемка поперечников	289
§ 108. Составление продольного и поперечного профилей. Нанесение проектной линии	290
§ 109. Подсчет объемов земляных работ	292
§ 110. Разбивка земляного полотна	294
Глава 17. Геодезические работы при изысканиях и строительстве мостовых переходов и тоннелей	298
§ 111. Геодезические работы при изысканиях мостовых переходов	298
§ 112. Разбивочные сети мостов и путепроводов	304
§ 113. Разбивка центров опор мостов и путепроводов	308
§ 114. Применение лазерных приборов при разбивке опор и монтаже пролетных строений	310
§ 115. Геодезические работы при строительстве тоннелей	312
Глава 18. Геодезические работы при изысканиях и строительстве аэропортов	314
§ 116. Задачи изысканий аэропортов	314
§ 117. Плано-высотное обоснование площадок аэропортов. Топографические съемки	316
§ 118. Съемка воздушных подходов	321

§ 119. Разбивка и закрепление осей аэродромов	323
§ 120. Подсчет объемов земляных работ при вертикальной планировке	325
§ 121. Разбивочные работы при перемещении земляных масс и планировке аэродромов	329
§ 122. Геодезические работы при устройстве земляного корыта и бетонировании искусственных покрытий	332
§ 123. Разбивка подземных коммуникаций аэродромов	335
Глава 19. Геодезические работы при лесоустройстве	337
§ 124. Основные положения	337
§ 125. Геодезические работы при подготовке к лесоустройству	339
§ 126. Геодезические работы при организации территории и подготовке к лесотаксационным работам	341
§ 127. Составление лесоустроительных планшетоов	345
§ 128. Геодезические работы при инвентаризации лесных массивов	347
§ 129. Картографические материалы инвентаризации лесного фонда	349
§ 130. Геодезические работы при отводе лесосек	353
§ 131. Геодезические работы при лесомелиорации	354
§ 132. Особенности съемок населенных мест и древесных насаждений	356
§ 133. Геодезические работы при выносе в натуру проектов планировки дорог и улиц населенных пунктов	358
§ 134. Геодезические работы при озеленении населенных пунктов	359
§ 135. Геодезические работы при проектировании противопожарных мероприятий в лесах	361
Глава 20. Геодезические работы при гидромелиорации	368
§ 136. Общие сведения о гидромелиоративных системах	368
§ 137. Особенности геодезических работ в зависимости от стадии проектирования мелиоративных объектов	370
§ 138. Выбор масштаба съемок и высоты сечения рельефа	373
§ 139. Техническое нивелирование вдоль трассы	376
§ 140. Геодезические работы при перенесении в натуру проектов мелиорации	382
§ 141. Трассирование осушительных и оросительных каналов	392
§ 142. Разбивочные работы при строительстве каналов и гидротехнических сооружений	395
§ 143. Разбивочные работы при строительстве дренажных сетей и закрытых безнапорных трубопроводов	400
§ 144. Геодезические работы по определению на местности границ проектируемого водохранилища	401
§ 145. Геодезические работы при строительстве и эксплуатации гидромелиоративных систем и гидротехнических сооружений	403
Глава 21. Геодезические работы при гидрологических изысканиях для строительства автодорожных, лесотехнических и гидромелиоративных сооружений	404
§ 146. Перенесение в натуру и закрепление на местности водомерных постов, гидрометрических станций, морфостворов и гидростворов	404
§ 147. Геодезические работы при измерении уклонов водной поверхности	407
§ 148. Съемка каналов, рек, озер (водохранилищ)	408
Список литературы	412