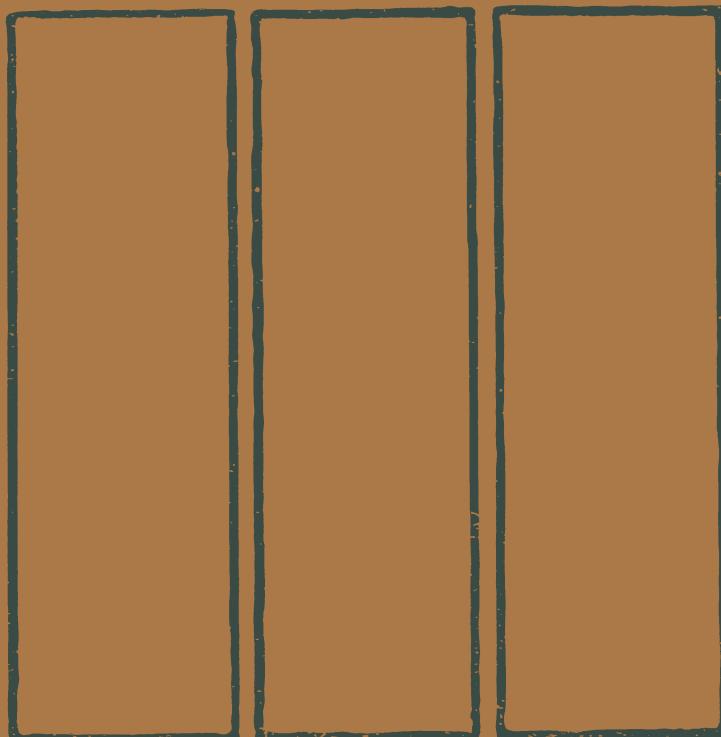


Я. А. СУНДАКОВ

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ
РАБОТЫ
ПРИ ВОЗВЕДЕНИИ
КРУПНЫХ
ПРОМЫШЛЕННЫХ
СООРУЖЕНИЙ
И ВЫСОТНЫХ
ЗДАНИЙ



Я. А. СУНДАКОВ

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ
РАБОТЫ
ПРИ ВОЗВЕДЕНИИ
КРУПНЫХ
ПРОМЫШЛЕННЫХ
СООРУЖЕНИЙ
И ВЫСОТНЫХ
ЗДАНИЙ

ИЗДАНИЕ ВТОРОЕ.
ПЕРЕРАБОТАННОЕ И ДОПОЛНЕННОЕ



МОСКВА «НЕДРА» 1980

Сундаков Я. А. Геодезические работы при возведении крупных промышленных сооружений и высотных зданий. Изд. 2-е, перераб. и доп. М., Недра, 1980. 343 с.

В монографии на основе многолетнего опыта выполнения инженерно-геодезических работ в строительстве изложен комплекс геодезического обеспечения переноса в натуре проекта крупных промышленных сооружений и высотных зданий, их возведения и наблюдений за осадками и деформациями.

Даны рекомендации по построению инженерных геодезических сетей на больших строительных площадках с применением прогрессивных методов трилатерации и четырехугольников без диагоналей в сочетании с измерением линий современными светодальномерами. Рассмотрены способы построения точной цеховой основы, геодезического обеспечения всех этапов строительства и монтажа с применением новых приборов вертикального визирования. Изложены методы высокоточных геодезических и метрологических измерений при возведении конвейерных линий, даны описания и исследования новейших приборов для указанных целей. Учтены требования действующих инструкций, ГОСТ и СНиП к точности производства геодезических и строительно-монтажных работ. Рассмотрены методы и результаты многолетних наблюдений за осадками и деформациями сооружений в сопоставлении с предварительно вычисленными данными при проектировании. Указанные в монографии рекомендации по методике работ обоснованы приведенными теоретическими расчетами. Даны рисунки, фотографии, описания и исследования современных геодезических и метрологических приборов, примененных при решении практических задач в указанных областях инженерной геодезии.

Монография предназначена для специалистов инженерно-геодезических служб промышленного и высотного строительства и работников проектно-изыскательских институтов. Благодаря необходимому теоретическому обоснованию затронутых вопросов она может принести существенную пользу также студентам высших учебных заведений, изучающим инженерную геодезию.

Табл. 41, ил. 199, список лит. — 59 назв.

ПРЕДИСЛОВИЕ

Научно-технический прогресс, осуществляемый во всех отраслях капитального строительства в нашей стране, выдвигает все новые требования к повышению качества строительно-монтажных работ и точности возведения сооружений и монтажа оборудования. Технологическая взаимосвязь промышленных объектов современных заводов требует минимальных допусков для своего осуществления. Осевая и высотная точная увязка конструктивных элементов и оборудования промышленных цехов, высотных зданий и протяженных сооружений могут быть обеспечены только при условии применения современных прогрессивных инженерно-геодезических методов, измерительных приборов и инструментов.

Современное промышленное и высотное строительство и повышение его технического уровня связаны со сборностью и новой технологией возведения зданий до принудительного монтажа конструкций включительно.

Опыт возведения высотного комплекса Московского государственного университета на Ленинских горах и геодезических работ на этом строительстве был обобщен автором в работе [50] и использован при строительстве первой очереди московских высотных зданий: 25- и 26-этажных зданий на Проспекте Калинина, 31-этажного здания СЭВ, гостиниц «Россия», «Националь» и «Орленок», 27-этажного здания «Гидропроект», Министерства внешней торговли и других высотных сооружений. На ряде крупных площадок промышленного и городского строительства получили практическое применение рекомендации, изложенные в работе [51]. Часть из них вошла в СНиП III-2—75 и Руководство [42].

Кроме ранее апробированных методов и приборов для создания точной основы для разбивки осей на промышленных площадках и геодезического обеспечения строительно-монтажных работ на промышленном и высотном строительстве появились новые.

На современном этапе развития инженерной геодезии в крупном строительстве широко внедрен светодальномерный способ изме-

рения линий в сочетании с методами четырехугольников без диагоналей и трилатерации. В книге приводятся описание современных приборов и методов производства точных геодезических работ при строительстве промышленных сооружений, в том числе конвейерных линий, и анализ их точности. На ряде больших строительных площадок автором внедрены в производство различные виды светодальномеров и приборов вертикального визирования. Их описание и опыт применения изложены в соответствующих главах книги.

Второе издание переработано и дополнено в свете современных требований, а также в нем учтены замечания и пожелания ряда специалистов-производственников. В книге учтены и рекомендации, изложенные в работах советских геодезистов В. Д. Большаякова, В. Н. Ганьшина, Г. Ф. Глотова, Б. И. Коськова, Н. Н. Лебедева, Г. П. Левчука и др.

Автор считает необходимым поблагодарить за помощь во внедрении новой техники и передовых методов производства работ П. А. Астахова, Г. П. Козика и В. Л. Стародубова.

РАЗДЕЛ I

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ПОСТРОЕНИИ ОСНОВЫ НА КРУПНЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ ПЛОЩАДКАХ И ПРИ ВОЗВЕДЕНИИ ПРОМЫШЛЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

ГЛАВА I ГЕОДЕЗИЧЕСКАЯ ОСНОВА

§ 1. Схема построения геодезической основы на строительных площадках

Современные требования к развитию опорных сетей при производстве топографических съемок крупных масштабов, необходимых для проектирования застройки городов, поселков, промышленных, гидротехнических, подземных сооружений, а также для исполнительных генеральных планов, приведены в табл. 1.

Приведенные в табл. 1 сети триангуляции и полигонометрии всех классов и разрядов должны служить для обязательного последовательного развития плановой основы. Сети главной геодезической основы 1—4 классов строят согласно Инструкции [15].

Действующие положения рекомендуют на строительных и промышленных площадках развивать опорные государственные сети 3 и 4 классов и сети 1 и 2 разрядов (до проложения теодолитных ходов).

Таблица 1

Территория предполагаемой съемки, км ²	Виды территории	Виды опорных геодезических сетей			Съемочное обоснование
		триангуляция, полигонометрия (классы)	полигонометрия* (разряды)	нивелирование (классы)	
От 200 и выше	Застроенная и незастроенная	2, 3, 4	1 и 2	II, III и IV	Теодолитные ходы
» 50 до 200	То же	3, 4	1 и 2	II, III и IV	
» 25 » 50	»	4	1 и 2	III и IV	
» 5 » 25	»	—	1 и 2	IV	Ходы технического нивелирования
» 2,5 » 5	»	—	1 и 2	IV	
» 1 » 2,5	»	—	2	IV	

* Опорные сети структуры 1 и 2 разрядов могут быть построены методом микротриангуляции или микротрилатории.

литных ходов). Многоступенчатость основы на больших строительных площадках снижает точность координат пунктов конечной стадии из-за влияния погрешностей исходных данных на каждом этапе ее построения. В результате исходные пункты для съемочных и разбивочных работ зачастую не соответствуют предъявляемым к ним требованиям.

Для того чтобы опорная геодезическая сеть при топографических съемках в масштабе 1 : 500 могла служить основой для проектирования, составления плана застроенной территории и ее развития, точность пунктов государственной сети не должна вызывать в полигонометрических ходах невязок, превышающих погрешности собственно измерений. Вся опорная сеть должна быть построена с расчетом необходимой точности. При построении специальных сетей сгущения с повышенной точностью определения пунктов их, как правило, строят как свободные.

На осваиваемой под строительство территории больших промышленных районов, зачастую сочетающих в себе крупное городское и промышленное строительство (на площадях более 200 км²), основную триангуляционную сеть рекомендуется строить в виде сплошной сети 2 класса. Благодаря избыточным связям точность пунктов такой сети по сравнению с рядами в 2,5—3 раза выше; кроме того, вес определения пунктов будет одинаковым.

Сеть 2 класса масштабируют по базисам или сторонам, измеренным с высокой точностью, и ориентируют по пунктам Лапласа, определяемым на концах выходных сторон. Уравнивание сети производят на плоскости и проекции Гаусса коррелатным способом по направлениям.

При редуцировании на плоскость в проекции Гаусса искажения должны быть значительно меньше графической точности масштаба 1 : 5000, принимаемой для съемочного обоснования.

За осевой принимают меридиан, проходящий через ближайший пункт 1 класса, а ориентирование сети производят по дирекционному углу с этого исходного пункта на триангуляционный пункт 1 класса, отнесенный к осевому меридиану общегосударственной трехградусной зоны. Базисы триангуляции и длины линий полигонометрии следует относить к средней отметке территории строительства.

Сеть связывают с пунктами государственной триангуляции, что обеспечивает последующее перевычисление местной системы координат пунктов сети, принятой для строительства, в общегосударственную систему. Дальнейшее сгущение сети 2 класса производят сетью 3 класса.

На крупных городских и строительных площадках рекомендуется сочетание триангуляции и полигонометрии 3 класса в комбинированной сети. Точность ходов в такой сети должна соответствовать средней погрешности порядка 1 : 150 000, предельные погрешности в вычисленных длинах замыкающих ходов — 1 : 250 000 (точность триангуляции 2 класса).

При совместном уравнивании триангуляционной сети 3 класса с полигонометрией точность ходов позволит повысить и точность определения длин сторон триангуляции. В такой комбинированной сети 3 класса точное определение длин сторон в полигонометрических ходах уменьшает продольные погрешности в триангуляции и, наоборот, уравнивание направлений, измеренных на пунктах триангуляции, уменьшает поперечные погрешности.

Включение в сеть полигонометрических ходов дает возможность проложить их в нужных местах и обеспечить площадку большим числом пунктов, чем в триангуляционных сетях. Облегчается и развитие сетей низших порядков, так как значительная часть пунктов сетей может быть привязана к пунктам полигонометрии.

При измерении горизонтальных углов на пунктах триангуляции в комбинированной сети уменьшается число направлений;

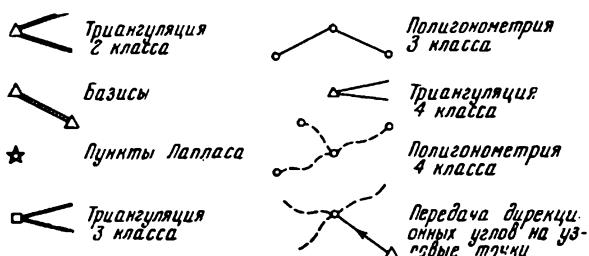
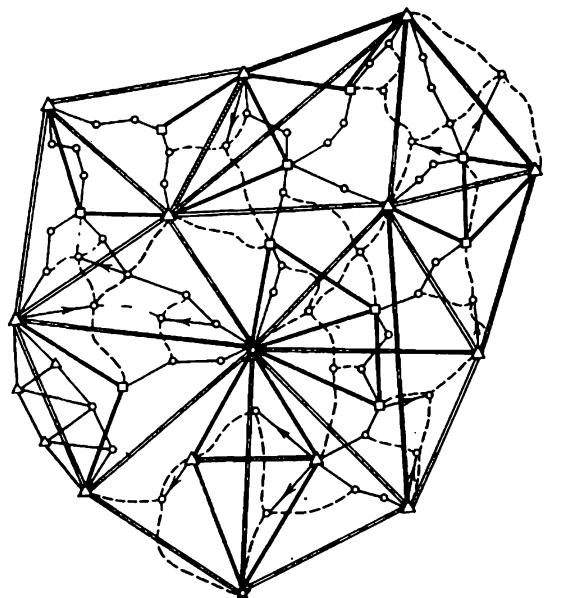


Рис. 1. Схема построения комбинированной сети

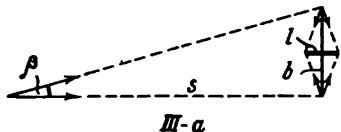
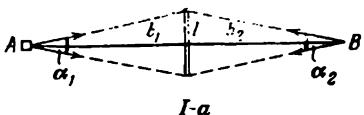


Рис. 2. Параллактические звенья

ионов. Такое сгущение производят полигонометрией 4 класса (иногда сочетаемой с триангуляцией 4 класса) и полигонометрией 1 и 2 разрядов. Опыт показал, что такая схема построения сети (рис. 1) обеспечивает однородную и необходимую точность. Если в технико-экономическом отношении это выгодно, триангуляцию можно заменить трилатерацией или полигонометрией соответствующего класса или разряда. С применением современных светодальномеров значительно возросла точность измерения линий. Этот способ измерения линий наиболее производительный.

Короткобазисный параллактический способ также находит применение для определения длин линий. Полная погрешность длины звена определяется по формуле

$$m_s^2 = m_{s_\alpha}^2 + m_{s_b}^2, \quad (1.1)$$

где m_{s_α} , m_{s_b} — соответственно погрешности измерения параллактических углов и определения большого базиса.

Таким образом, точность зависит от геометрической формы звена, собственно погрешностей измерения параллактических углов и определения длины базисного жезла; ее можно повысить путем выбора типа звена. Наиболее употребительны звенья типа I-a и III-a (рис. 2). Оценку точности определения длины таких звеньев производят по формулам

$$\left. \begin{aligned} \frac{\Delta b_{I-a}}{b_{I-a}} &= \sqrt{\frac{1}{8} \left(\frac{b}{l} \frac{m_\alpha}{\rho} \right)^2 + \left(\frac{\Delta l}{l} \right)^2}; \\ \frac{\Delta s_{III-a}}{s_{III-a}} &= \sqrt{\left(\frac{s}{b} \frac{m_\beta}{\rho} \right)^2 + \left(\frac{\Delta b}{b} \right)^2}, \end{aligned} \right\} \quad (1.2)$$

где b — длина звена типа I-a; s — длина звена типа III-a (в звене этого типа звено I-a служит в качестве большого базиса); l — длина жезла.

Параллактические углы измеряют теодолитами типа Theo 010 и T2 с погрешностью m_β 0,6—0,7", а длину жезла — с относительной погрешностью 1 : 50 000—1 : 70 000. Это дает возможность

измерение расстояний в полигонометрии при помощи светодальномеров обеспечивает проложение ходов в любых условиях.

Кроме того, комбинированная сеть 3 класса значительно дешевле и менее трудоемка по сравнению с триангуляционной сетью такой же густоты.

Пункты комбинированной сети 3 класса используют в качестве исходных при дальнейшем сгущении главной геодезической ос-

в зависимости от типа звена и величины параллактических углов в базисном и параллактических звеньях определить длину звена с точностью 1 : 10 000—1 : 60 000.

Короткобазисный метод, как показал опыт [49], является эффективным при определении длины линий полигонометрических сетей сущности.

Решение задач по переносу в натуру зданий и сооружений на городских и промышленных площадках обеспечивается построением специальной основы необходимой точности: главной оси площадки строительной сетки, стороны которой параллельны осям сооружений, специальной цеховой основы.

§ 2. Городская и инженерная полигонометрия

Современные требования к топографо-геодезическим работам для промышленного, городского и поселкового строительства по классификации Инструкции [18] предусматривают построение полигонометрических сетей, указанных в табл. 2.

Чаще всего строят геодезическую основу на промышленных и городских площадках полигонометрией 4 класса с точностью 1 : 25 000. Развитие полигонометрии 4 класса осуществляют в виде одиночных ходов между пунктами триангуляции 1, 2, 3 и 4 классов и полигонометрии 1, 2, 3 классов, а также систем ходов с узловыми точками.

Современные технические требования определяют методику полевых измерений и уравнительных вычислений в сетях всех разрядов. Так, например, узаконено измерение линий в ходах 4 класса, 1 и 2 разрядов не только инварными и стальными проволоками, но и короткобазисным параллактическим способом и светодальномерами.

Таблица 2

Полигонометрия	Средняя погрешность угла (по неизвесткам и полигонам), секунды	Предельные длины ходов между опорными пунктами, км	Периметр полигонов и свободных сеток, км (не более)	Длина стороны хода (наименьшая — наибольшая), км	Число сторон в ходах (не более) **	Длина хода до узловой точки от пункта высшего класса или разряда, км	Предельная относительная непрерывка хода
4 класса	2	10	30	0,25—2,00	15	7	1 : 25 000
1 разряда	5	5	15	0,12—0,80	15	3	1 : 10 000
2 разряда	10	3	9	0,08—0,35	15	2	1 : 5 000

* Длины сторон в необходимых случаях могут быть увеличены.

** При большем числе сторон с пунктов триангуляции на линию хода передают дирекционные углы или определяют их астрономическим путем со средней квадратической погрешностью 2" для 4 класса, 5" для 1 разряда и 10" для 2 разряда.

Рекомендованная Инструкцией [18] методика уравнивания предусматривает для 4 класса строгий способ, а для 1 и 2 разрядов приближенные способы полигонометрии, узлов и эквивалентной замены.

Уравнивание одиночных ходов полигонометрии 1 разряда между узловыми точками и опорными пунктами сетей на застроенных территориях при поправках в дирекционные углы сторон ходов, превышающих величину $10''$, производят строгим методом наименьших квадратов.

Методика измерений и уравнивания должна преследовать цель определять координаты пунктов геодезической основы всех классов и разрядов со средней квадратической погрешностью 0,05 м.

Правильный выбор метода уравнивания построенных на промышленных и городских площадках сетей, предназначенных для решения задач инженерной геодезии, в ряде случаев требующих высокой точности ($1 : 10\,000$ — $1 : 50\,000$ и выше), крайне важен.

Главную геодезическую основу для объектов, требующих особой точности, строят согласно расчетам, независимо от площади объекта работ.

§ 3. Полигонометрия как основа для переноса проекта в натуре

В условиях крупного строительства полигонометрия в качестве главного планового обоснования служит не только для развития съемочной сети, но и для переноса в натуре различных сооружений. Значительная роль принадлежит инженерной полигонометрии при возведении различного рода заводов, туннелей, мостов, а также при застройке жилых кварталов.

Полигонометрические ходы обычно прокладывают в нутри проездов жилых кварталов, не соблюдая параллельности их осям зданий. Использование пунктов этих ходов для разбивочных работ приводит к громоздким предварительным вычислениям при подготовке разбивочной схемы и затрудняет контроль разбивки.

Наибольшее удобство, простоту вычислений и производства привязок зданий к линиям полигонометрии обеспечивает проложение ходов полигонометрии строго параллельно осям проездов и прямоугольность фигур, образуемых сторонами ходов. Если затруднительно выполнить это требование или имеются пункты ранее проложенной полигонометрии, не согласованной с проектом застройки кварталов, рекомендуется практиковать вынос в натуре смещенной оси проезда, от планировочных точек (ПТ) которой и следует выполнять дальнейшую работу по разбивке зданий. Правильность выноса в натуре точек ПТ проверяют непосредственным измерением углов между пунктами смещенных осей проездов. Измерение углов и линий при таких построениях производят с точностью полигонометрии 2 разряда.

Параллельность полигонометрических ходов и прямоугольность образованных ими фигур необходимы для площадок крупного промышленного строительства, многоэтажных зданий, аэропортов и т. д.

Полигонометрические ходы, прокладываемые вдоль оси площадки завода. Точность главной геодезической основы на строительной площадке зависит от требований, предъявляемых к точности возведения сооружений и их взаимной связи. Строительство заводских цехов или жилых кварталов, железнодорожных туннелей или магистральных каналов, плотин или мостов требует различной точности и в размещении сооружений на площадке строительства и в соблюдении геометрических размеров конструктивных элементов. Допуски во взаимном расположении сооружений, их частей и отдельных агрегатов или механизмов задаются проектом.

Как правило, на стройках тяжелой промышленности первую группу допусков устанавливают для сооружений, связанных между собой железнодорожными путями, подземными туннелями и трубопроводами, надземными эстакадами и газопроводами и т. д. Более высокие требования (вторая группа допусков) предъявляются для связи отдельных сооружений крупных цехов переходными и наклонными мостами, движущимися механизмами, рольгангами и автоматическими линиями, троллейными путями. Такие элементы цеха обеспечивают взаимосвязь сложных агрегатов. Третья группа допусков определяет точность возведения деталей строящегося объекта с учетом установки отдельных механизмов.

В качестве примера некоторых допусков, определивших, в свою очередь, точность геодезической основы, осуществленной автором на одном из крупнейших металлургических заводов, приведем требования, предъявленные к его возведению.

1. Подкрановые пути рудного двора при длине 500 м имеют допуск 0,025 м (1 : 20 000).

2. Троллейные пути здания коксовых печей при длине 300 м имеют допуск 0,02 мм (1 : 15 000).

3. Здание мартеновских печей длиной около 470 м имеет допуск по зданию между торцевыми осями 0,05 м (1 : 10 000).

4. Связь системой механизмов (рольгангами, шлепперами и др.) зданий прокатного цеха: нагревательных колодцев, блюминга, рельсобалки, холодильников и рельсоотделки. Протяженность системы 650 м, предельный допуск 0,04 м (1 : 16 000).

5. Коксовые батареи расположены в 2,3 км от здания нагревательных колодцев прокатного цеха. Связь этих объектов железнодорожными путями, водопроводами, газопроводами, промышленной канализацией и другими коммуникациями определена допуском 0,10 м (1 : 23 000).

6. Для напорного промышленного водопровода длиной около 3 км установлен допуск для бокового отклонения на всю длину 0,15 м (1 : 20 000).

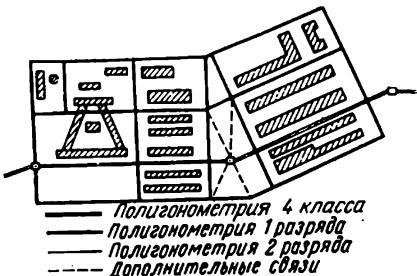


Рис. 3. Межцеховая геодезическая основа

В некоторых случаях площадка завода имеет ломаное очертание и прямоугольник превращается в фигуру, имеющую перелом и состоящую из нескольких участков («колено»).

При этом, как правило, располагают основные оси сооружений и коммуникаций параллельно и перпендикулярно к осевой линии, проходящей через каждое «колено», по всей площадке завода. Исходной линией на многих проектах является ось площадки завода.

Привязка всех сооружений в таких случаях на генеральном плане производится к осевой линии площадки завода.

Дополнительная межцеховая плановая геоснова была осуществлена ходами 1 разряда и в наименее ответственных частях строительной площадки — 2 разряда и заключала в себе самостоятельные участки строительства (цеха), внутри которых агрегаты связаны в одном производственном процессе. К межцеховой основе привязывали при разбивках продольные и поперечные оси отдельных сооружений.

Линии полигонометрических ходов и закладку полигонометрических центров проектируют в местах, свободных от всякого рода сооружений.

На рис. 3 показана схема межцеховой основы. Обычно расстояния между линиями, перпендикулярными к продольной оси площадки, ограничивают 500 м, а между параллельными — 150 м. Если сооружения цеха по габаритам выходят за пределы указанных расстояний, их размещают в двух прямоугольниках.

Проект главной геодезической основы завода должен составлять единое целое с генеральным планом и утверждаться одновременно с ним. При составлении проектов организации работ следует учитывать участки, занятые знаками хода 4 класса и межцеховой основы.

Наиболее распространенным видом геодезической основы для разбивочных работ и исполнительных съемок на площадках промышленного и жилищного строительства является строительная сетка (см. главу IV).

7. Межцеховая связь газопроводами с периметром 2,5 км имеет предельный допуск 0,1 м (1 : 25 000).

Для обеспечения указанных допусков вдоль оси площадки завода был проложен полигонометрический ход 4 класса (предельная невязка 1 : 25 000). К ходу 4 класса и пунктам триангуляции 2 и 3 классов были привязаны полигонометрические ходы 1 и 2 разрядов.

§ 4. Основа для переноса в натуру высотных зданий

Государственную сеть на городских территориях развивают при помощи триангуляции или полигонометрии, класс которой определяется площадью застройки. Пункты таких сетей так же, как и выносимые от этих пунктов проектные линии кварталов, являются исходными для закрепления на местности главных осей (продольной и поперечной) высотного здания.

Главные и основные оси (последние иногда называют контурными) выносят в натуру с допусками, указанными в табл. 3, согласно ГОСТ 21779—76.

Возвведение высотных зданий связано со строительством ряда инженерных сооружений. Кроме главных и основных осей многоэтажного здания от внешней плановой геодезической основы должны с требуемой точностью переноситься в натуру трассы различного рода подземных коммуникаций, подводимых к зданию. Технические условия по строительству высотных зданий устанавливают допускаемую погрешность в положении узловых точек коммуникационных линий в 10 см по сравнению с проектными координатами. Принимая, что погрешность геодезических измерений составляет 35% допустимой величины, рассчитаем необходимую точность плановой опорной сети на площадке строительства высотного здания с комплексом сооружений.

Воспользуемся формулой из работы [25]

$$L_T = 2\sqrt{2}T_{cp}M, \quad (1.3)$$

где L_T — длина одиночного хода между двумя пунктами полигонометрии; T_{cp} — знаменатель средней относительной погрешности хода; M — средняя квадратическая погрешность определения координат (положения) середины хода.

Таблица 3

Интервалы номинальных размеров I. между разбивочными осями, мм	Классы точности					
	1	2	3	4	5	6
	Величина допуска, мм					
До 16 000	2	4	6	10	16	26
Свыше 16 000 до 25 000	4	6	10	16	26	40
» 25 000 » 40 000	6	10	16	26	40	64
» 40 000 » 63 000	10	16	26	40	64	100
» 63 000 » 100 000	16	26	40	64	100	160
» 100 000 » 160 000	26	40	54	100	160	260

Для обеспечения $M = 3,5$ см при длине хода $L_T = 500$ м получим

$$T_{cp} = \frac{L_T}{2\sqrt{2}M} = \frac{500}{2,8 \cdot 0,035} = 5000.$$

Принимая точность исходных данных на $\sqrt{2}$ ниже погрешности измерений в ходе, получаем

$$T_{исх} = \frac{1}{5000\sqrt{2}\sqrt{2}} = \frac{1}{10000},$$

т. е. точность полигонометрии 1 разряда.

Нетрудно убедиться в том, что точность при длине хода 1 км будет соответственно $\frac{1}{10000}$ и $\frac{1}{20000}$. Такая точность полигонометрии определяется также высокими требованиями к ряду работ при сооружении высотного здания, для которых используются знаки внешней основы.

Для переноса всех постоянных сооружений комплекса высотного здания в натуре на стройплощадке развивают точную плановую основу в виде строительной сетки с размерами квадратов 50×50 или 100×100 м. Полигонометрические знаки такой основы должны быть размещены с учетом предельных расстояний до разбиваемых контуров. Погрешность в положении разбиваемой точки способом полярных координат может быть подсчитана по формуле

$$m = \sqrt{m_s^2 + \left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2}. \quad (1.4)$$

Допустимая средняя квадратическая погрешность измерения линий 20-метровой стальной рулеткой в условиях строительства согласно СНиП III-2—75 составляет 1 : 5000. Погрешность откладывания (измерения) угла одним приемом теодолита Т30 $m_\beta = 30''$. Принимая $s = 70$ м (половина диагонали квадрата сетки 100×100 м), получаем по формуле (1.4)

$$m = \sqrt{\left(\frac{7000 \text{ см}}{5000}\right)^2 + \left(\frac{30 \cdot 7000}{206265}\right)^2} = \sqrt{1,96 + 1,04} \approx 1,7 \text{ см.}$$

При $s = 141$ м (для сетки с квадратами 200×200 м)

$$m = \sqrt{\left(\frac{14100}{5000}\right)^2 + \left(\frac{30 \cdot 14100}{206265}\right)^2} = \sqrt{7,84 + 4,0} \approx 3,4 \text{ см.}$$

При расчете точности положения разбиваемой точки должна приниматься во внимание и погрешность исходных данных.

Ходы следует размещать в увязке со строительным планом в наиболее безопасных для знаков местах, а число пунктов в сети проектировать с некоторым запасом, рассчитанным на уничтожение части знаков в ходе строительства.

П о с т р о е н и е о с н о в ы. Главные оси высотного здания проектируют параллельно красным линиям квартала. Для по-

вышения сравнительно невысокой точности положения этих знаков вдоль красной линии квартала прокладывают ход 2 разряда с привязкой к городской полигонометрии 1 или 2 разряда.

В точках пересечений главных осей здания с красными линиями закладывают монолитные знаки. По полученным точкам прокладывают ход 4 класса, после чего их смещают (редуцируют) в проектное положение. От точек пересечения главных осей с уточненными красными линиями рекомендуется построить прямоугольную сеть со сторонами 50—100 м.

Система координат. Пунктами городской полигонометрии пользуются для приближенного определения положения в натуре начала частной системы координат (пересечения главных осей).

Направление стороны хода, совпадающей с продольной осью здания, принимается за исходное. Таким образом, построение плановой основы и координат всех сооружений на площадке задаются в прямоугольной системе главных осей здания, что значительно упрощает перенос проекта в натуре. Если при развитии основы часть ходов приходится делать ломанными, следует при первой возможности снова выходить на основные проектные линии. Однако и при наличии ломаного хода пункты, запроектированные на углах квартала и на главных осях здания, должны сохранять свое проектное положение. Для удобства пользования при проектировании и разбивке началу частной системы координат придают такие числовые значения, чтобы абсцисса и ордината любой точки на площадке имели плюсовое значение. Знаки полигонометрии, заложенные на площадке зимой, могут изменить летом свое положение до 15 мм, поэтому летом их следует проконтролировать.

Контролировать положение знаков, закрепляющих основные оси сооружения, особенно перед переносом осей здания на его фундамент рекомендуется створным визированием. Для этого на линии знаков, закрепляющих ту или иную ось, закладывают не менее двух дополнительных пунктов.

Исследования показали, что увеличение глубины закладки репера ниже уровня промерзающего слоя от 20 до 100 см не повышает устойчивости знака. Глубину закладки знака плановой основы, учитывая возможную погрешность определения глубины промерзания, следует принимать на 50 см ниже промерзания грунта.

§ 5. Высотная основа

В зависимости от территории предполагаемой крупномасштабной съемки современные технические требования предусматривают опорные нивелирные сети трех классов (см. табл. 1).

Высотная основа на площадках промышленного строительства создается нивелированием III класса и для массовых разбивочных работ сгущается нивелирной сетью IV класса. Высоты реперов,

необходимых для наблюдения за осадками сооружений, определяют нивелированием I и II классов. Методы определения высот описаны в работе [16].

Закладку всех видов сооружений на стройплощадке, проложение подземных коммуникаций, планировку и другие работы достаточно обеспечить высотами, определенными с погрешностью 3—5 мм. Если принять длину хода III класса, проложенного между марками нивелирования II класса, от одной из них до наиболее слабо определяемого репера $L = 2$ км, то погрешность определения высоты репера будет

$$m_{1,2}^2 = \eta^2 L_i + \sigma^2 L_i^2, \quad (I.5)$$

где η — средняя случайная погрешность 1 км хода, равная в нивелировании III класса 4 мм, а σ — средняя систематическая погрешность, равна 0,8 мм. Подставив эти данные в формулу (I.5), получим $m_{1,2} = 5,9$ мм.

Погрешность в высоте такого репера, определяемой от двух исходных марок (без учета погрешностей исходных данных), вычисляется по формуле

$$M_{H_A} = \frac{m_1 m_2}{\sqrt{m_1^2 + m_2^2}} = 4 \text{ мм}. \quad (I.6)$$

Пункты сети высотной основы привязывают к маркам государственного нивелирования или к пунктам городской полигонометрии, если марки расположены на большом расстоянии от строящегося здания. Точность определения высот городской полигонометрии редко бывает выше III класса.

Высотную привязку к таким пунктам производят только для передачи абсолютной высоты на реперы площадки. Высотная основа на самой площадке в этом случае является строго увязанной свободной сетью. Единая система высот города и площадки высотного здания необходима, так как к сооружению подводится ряд городских коммуникационных линий.

Для наблюдений за осадками сооружений в сеть реперов, окружающих высотное здание или промышленный объект, включают не менее трех особо устойчивых глубинных реперов, превышения между которыми определяют нивелированием I или II класса. Куст глубинных реперов — свободная сеть, так как важна не столько точность определения их абсолютных высот, сколько строгая увязка с осадочными марками на сооружении.

Знаки высотной основы. Реперами внешней сети могут служить пункты плановой основы — бетонные или трубчатые знаки с забетонированными в поверхность знака болтами, имеющими сферическую головку, и стенные реперы обычного типа, закладываемые в капитальные сооружения.

Рекомендованная в § 3 густота плановой основы достаточна для того, чтобы при нивелировании IV класса обеспечить указан-

ный выше допуск определения рабочих отметок (3—5 мм).

Уравнивание нивелирной сети площадок производят по методу узловых точек или эквивалентной замены, после чего вычисляют высоты реперов, составляют каталог и схему местоположения реперов.

Места закладки глубинных реперов определяют при составлении генерального плана площадки. При размещении реперов предусматривают удобство подхода к ним при нивелировании. Возле репера не должно быть подземных коммуникаций, работающих механизмов и усиленного движения транспорта.

Глубину закладки репера и удаление его от сооружаемого объекта устанавливают по инженерно-геологическим данным участка, определяя по разрезам залегание устойчивых, несжимаемых коренных пород.

Глубина заложения реперов должна быть ниже границы сжимаемой толщи грунтов под сооружением; размещают их вне зоны распространения давления от сооружения, не ближе $L = \frac{H}{2}$ (рис. 4).

Практически удаление глубинного репера от сооружения на площадке промышленного строительства или высотного здания равно 50—150 м.

Периодически между глубинными реперами прокладывают ходы нивелирования I—II классов и по полученным результатам судят об их устойчивости.

Разность в 1 мм между двумя определениями высоты репера может быть вызвана изменением длины репера из-за непостоянства температуры и накоплением погрешностей при нивелировании.

Такая величина не отразится на точности измерения суммарных осадок, достигающих нескольких сантиметров.

Глубинные реперы обеспечивают постоянство исходных данных и могут быть включены в городскую сеть нивелирования I—II классов.

Исследование устойчивости глубинных реперов изложено в главе XVII.

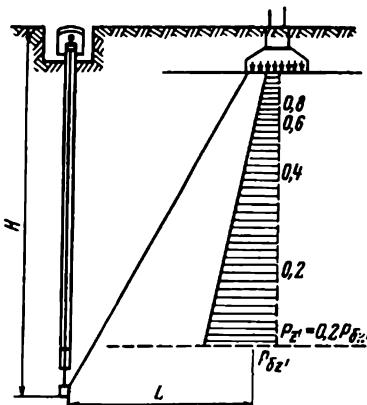


Рис. 4. Удаление глубинного репера от сооружения

ГЛАВА II

ИНЖЕНЕРНЫЕ СЕТИ МИКРОТРИЛАТЕРАЦИИ

§ 6. Сущность метода трилатерации

При строительно-монтажных работах часто весьма трудно выполнить угловые измерения с требуемой точностью из-за строительных помех и коротких линий. В таких условиях можно измерять только линии и решать задачу построения точной плановой геодезической основы по методу трилатерации. Этот метод в условиях строительной площадки имеет ряд преимуществ. При измерении небольших расстояний значительно ослабляется влияние погрешностей центрировки и редукции, неизбежных при угловых измерениях; нет необходимости сразу же обеспечивать видимость между несколькими пунктами; при измерении линий светодальномерами или короткобазисным параллактическим способом не нужно производить дорогостоящие измерения линий проволоками; не требуется видимости между конечными пунктами определяемой линии.

Сущность метода трилатерации заключается в том, что все стороны треугольников, образующих сеть, измеряют с заданной точностью, после чего углы каждого треугольника вычисляют по трем сторонам, а фигуры сети уравнивают коррелатным или параметрическим способом. По уравненным углам и одной стороне, принимаемой за базис, если сеть свободная, вычисляют окончательные длины сторон, затем координаты пунктов сети. Если в сети имеются фигуры, которые могут быть уравнены по площадям, то, сделав это (способ Крюгера), получают поправки к измеренным сторонам и через поправки сторон переходят к поправкам первично вычисленных углов. Уравнивание может быть произведено также способом последовательных приближений и графическим способом.

Рассмотрим точность определения угла по трем измеренным сторонам треугольника. Измерены стороны треугольника a , b и c , образующие соответственно углы α , β и γ . Угол α вычисляют по формуле

$$\sin \frac{\alpha}{2} = \sqrt{\frac{(p - b)(p - c)}{bc}}, \quad (\text{II.1})$$

где полупериметр

$$p = \frac{a + b + c}{2}.$$

С учетом формулы (II.1) можно написать, что

$$\sin^2 \frac{\alpha}{2} = \frac{a^2 - c^2 - b^2 + 2bc}{2bc},$$

откуда

$$\sin^2 \frac{\alpha}{2} = \frac{a^2}{2bc} - \frac{c}{2b} - \frac{b}{2c} + 1. \quad (\text{II.2})$$

Продифференцировав (II.2), получим

$$\begin{aligned}\sin \alpha \frac{d\alpha}{2} &= \frac{a}{bc} da + \left(\frac{c}{2b^2} - \frac{a^2}{2b^2 c} - \frac{1}{2c} \right) db + \\ &+ \left(\frac{b}{2c^2} - \frac{a^2}{2bc^2} + \frac{1}{2b} \right) dc.\end{aligned}\quad (\text{II.3})$$

При $a = b = c$ будем иметь

$$\sin \alpha \frac{d\alpha}{2} = \frac{1}{a} da - \frac{1}{2a} db - \frac{1}{2a} dc. \quad (\text{II.4})$$

Отсюда среднюю квадратическую погрешность

$$\sin^2 \alpha \frac{m_\alpha^2}{4} = \frac{1}{a^2} m_a^2 + \frac{1}{4a^2} m_b^2 + \frac{1}{4a^2} m_c^2$$

при условии

$$m_a = m_b = m_c \text{ и } \alpha = 60^\circ$$

получим

$$m_\alpha^2 = \frac{8m_a^2}{a^2}.$$

Откуда

$$m_\alpha'' = \frac{m_a}{a} \rho'' \sqrt{8} = 2,8 \frac{m_a}{a} \rho''$$

при

$$\frac{m_a}{a} = \frac{1}{50000} \quad m_\alpha'' = 11,7,$$

с такой точностью определяется в трилатерации угол равностороннего треугольника.

Соответствующие расчеты по формуле (II.3) для прямоугольного равнобедренного треугольника, в котором

$$c = a \sqrt{2} \text{ и } m_c = m_a \sqrt{2},$$

показывают, что в таком треугольнике острый угол определяют с такой же погрешностью, как и угол равностороннего треугольника [49, 50].

В прямоугольном треугольнике, в котором угол $\gamma = 90^\circ$, угол $\beta = 60^\circ$, угол $\alpha = 30^\circ$, стороны $b = a\sqrt{3}$, $c = 2a$ при

$$\frac{m_a}{a} = \frac{1}{50000} m_\alpha = 6,8''.$$

Произведя аналогичные расчеты для прямоугольного треугольника при $\alpha = 60^\circ$, $\beta = 30^\circ$, получим

$$m_\alpha'' \approx 20''.$$

Таким образом, в трилатерации при одинаковой погрешности измерения сторон чем меньше угол, тем с большей точностью он

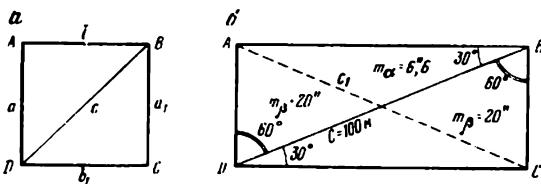


Рис. 5. Погрешность положения точки в трилатерации

определяется. Поэтому по трем измеренным сторонам треугольника следует сначала вычислить более острый угол, а затем, пользуясь его значением, по формуле синусов — значение других углов.

Для определения погрешности в положении точки D по отношению к точке B (рис. 5, a) в трилатерации, в которой измерены стороны a , b , c , a_1 и b_1 (причем $a = b = a_1 = b_1$), воспользуемся известной формулой определения положения точки полярным методом

$$m_D = \sqrt{m_c^2 + \frac{c^2 m_a^2}{\rho'^2}}; \quad (II.5)$$

при $c = 100$ м, $m''_a = 11,7''$, $\frac{m_c}{c} = \frac{1}{50\,000}$ получим

$$m_D = \sqrt{2^2 + \frac{100\,000^2 \cdot 11^2}{206\,265^2}} = \sqrt{33} = 5,7 \text{ мм.}$$

Учитывая, что взаимное расположение точек D и B определяется из двух треугольников, получаем

$$m_D = \frac{5,7}{\sqrt{2}} = 4 \text{ мм.}$$

Согласно рис. 5, b

$$m''_{\alpha=30^\circ} = 6,6, \quad m''_{\beta=60^\circ} = 20''.$$

Погрешность в положении точки D , вычисленная через угол $\alpha = 30^\circ$, получим

$$m_{D_1} = \sqrt{2^2 + \frac{100\,000^2 \cdot 6,6^2}{206\,265^2}} = \sqrt{14,2} \approx 3,8 \text{ мм.}$$

Погрешность в положении точки D , вычисленная через угол $\beta = 60^\circ$, будет

$$m_{D_2} = \sqrt{2^2 + \frac{100\,000^2 \cdot 20^2}{206\,265^2}} = \sqrt{98} = 10 \text{ мм.}$$

Отсюда видно, что положение точки через более острый угол вычисляется значительно точнее.

§ 7. Уравнивание инженерной сети трилатерации

На рис. 5, а нет избыточных данных для взаимного определения точек B и D . Измерение стороны AC делает фигуру (см. рис. 5, б) более жесткой, но такую сеть необходимо уравновесить.

Для уравнивания свободной сети можно применить способ, при котором по измеренным сторонам вычисляют все углы, затем уравнивают геодезический четырехугольник.

Окончательные значения сторон вычисляют по уравненным углам треугольников, причем одна из линий, измеренная в наиболее благоприятных условиях, принимается за базис.

Строгий и в то же время простой способ уравнивания таких фигур, в которых возможно сравнение площадей, предложил Крюгер. В сети линейной триангуляции, изображенной на рис. 6 (геодезический четырехугольник), будет только одно условие:

$$\text{площадь } \triangle_{1.2.3} + \text{площадь } \triangle_{1.3.4} = \text{площадь } \triangle_{1.2.4} + \text{площадь } \triangle_{2.3.4} \quad (\text{II.6})$$

или

$$\gamma = \alpha + \beta.$$

Выше указано, что уравнивание площадей и получение поправок сторон дают возможность найти поправки к углам. По известной из геометрии формуле найдем площадь треугольника 1.2.4:

$$\triangle_{1.2.4} = \sqrt{p_1(p_1 - s_{1.2})(p_1 - s_{2.4})(p_1 - s_{1.4})},$$

где

$$p_1 = \frac{s_{1.2} + s_{2.4} + s_{1.4}}{2},$$

$\triangle_{1.2.4}$ — площадь треугольника 1.2.4.

По аналогии вычисляем площадь и всех остальных треугольников.

Обозначив поправки к измеренной стороне (s) и к площади (Δ), получают условное уравнение поправок площадей

$$(\Delta)_{1.2.4} + (\Delta)_{2.3.4} - (\Delta)_{1.2.3} - (\Delta)_{1.4.3} + w = 0, \quad (\text{II.7})$$

где

$$w = \Delta_{1.2.4} + \Delta_{2.3.4} - \Delta_{1.2.3} - \Delta_{1.4.3}.$$

Выразив значение (Δ) через (s), получим

$$\Delta = \frac{1}{2} \left[\left(A_1 - \frac{\Delta}{p - s_1} \right) (s_1) + \left(A_1 - \frac{\Delta}{p - s_2} \right) \times (s_2) + \left(A_1 - \frac{\Delta}{p - s_3} \right) (s_3) \right], \quad (\text{II.8})$$

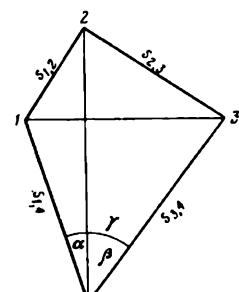


Рис. 6. Геодезический четырехугольник в трилатерации

где

$$\frac{\Delta}{p} = \frac{\Delta}{p-s_1} + \frac{\Delta}{p-s_2} + \frac{\Delta}{p-s_3} = 2A_1. \quad (\text{II.9})$$

Условное уравнение сторон можно получить, сравнивая углы
 $(\alpha) + (\beta) - (\gamma) + [\alpha + \beta - \gamma] = 0, \quad (\text{II.10})$

так как

$$\operatorname{tg}^2 \frac{\alpha}{2} = \frac{(p_1 - s_{1.4})(p_1 - s_{2.4})}{p_1(p_1 - s_{1.2})};$$

$$\operatorname{tg}^2 \frac{\beta}{2} = \frac{(p_4 - s_{1.4})(p_4 - s_{2.4})}{p_4(p_4 - s_{1.3})};$$

$$\operatorname{tg}^2 \frac{\gamma}{2} = \frac{(p_2 - s_{4.2})(p_2 - s_{3.4})}{p_2(p_2 - s_{2.3})}.$$

Дифференцируя и применяя те же обозначения, получаем

$$(\alpha)' = p' \frac{1}{s_{1.4}s_{2.4}} \left[\left(A_1 - \frac{\Delta_1}{p_1} \right) (s_{1.2}) - \left(A_1 - \frac{\Delta_1}{p_1 - s_{2.4}} \right) (s_{1.4}) - \left(A_1 - \frac{\Delta_1}{p_1 - s_{1.4}} \right) (s_{2.4}) \right]. \quad (\text{II.11})$$

Формулы для β и γ аналогичны. Подставив их в условное уравнение поправок углов, получим условное уравнение сторон.

Зная (s) из решения условных уравнений площадей, находим поправки (α') в углы, вычисленные по неуравненным сторонам. Средняя квадратическая погрешность единицы веса после уравнивания

$$m = \sqrt{\frac{[p(s^2)]}{r}}, \quad (\text{II.12})$$

где r — число условных уравнений.

Для уравнивания сетей коррелатным способом С. А. Бутлер * предложил при составлении углового уравнения исходить из формулы косинуса. Если a, b, c — измеренные стороны треугольника, A, B, C — соответствующие им углы, то $a^2 = b^2 + c^2 - 2bc \cos A$. Дифференцируя по a, b, c, A и заменяя da, db, dc, dA поправками $(a), (b), (c), (A)'$, получаем

$$(A)'' = \frac{p''}{h_a} [(a) - \cos C(b) - \cos B(c)]. \quad (\text{II.13})$$

Углы при практическом применении этого уравнения вычисляют по формуле тангенсов (см. выше). Если обозначить

$$r^2 = \frac{(p-a)(p-b)(p-c)}{p},$$

то

$$\operatorname{tg} \frac{A}{2} = \frac{r}{p-a}; \quad \operatorname{tg} \frac{B}{2} = \frac{r}{p-b}; \quad \operatorname{tg} \frac{C}{2} = \frac{r}{p-c}.$$

* Бутлер С. А. Уравнивание тригонометрических сетей, определенных длинами сторон. Геодезист, 1939, № 7.

Определив углы A , B и C , получим

$$h = b \sin C = c \sin B$$

и составим уравнение поправок углов $(A)''$, $(B)''$, $(C)''$.

Для вычисления углов по измеренным линиям можно воспользоваться функциями синусов углов

$$\sin A = \frac{h_b}{c} = \frac{2a\Delta}{abc}.$$

Диаметр описанного круга

$$D = \frac{abc}{2\Delta} = \frac{abc}{2\sqrt{p(p-a)(p-b)(p-c)}},$$

следовательно, $\sin A = \frac{a}{D}$ и аналогично

$$\sin B = \frac{b}{D}; \quad \sin C = \frac{c}{D}$$

или

$$\frac{\sin A}{a} = \frac{\sin B}{b} = \frac{\sin C}{c} = \frac{1}{D}.$$

После вычисления углов γ_1 , γ_2 , γ_3 по формуле тангенсов для прямоугольного четырехугольника, изображенного на рис. 7, коэффициенты условного уравнения поправок сторон общего вида

$$\alpha_1(a_1) + \alpha_2(a_2) + \alpha_3(b_1) + \alpha_4(b_2) + \alpha_5(c_1) + \alpha_6(c_2) + w = 0; \quad (\text{II.14})$$

выраженные в миллиметрах, принимают вид

$$\alpha_1 = \frac{103}{S} \cdot \frac{c^2 - b^2}{a}; \quad \alpha_2 = \frac{103}{S} a; \quad \alpha_3 = \frac{103}{S} \cdot \frac{c^2 - a^2}{b};$$

$$\alpha_4 = \frac{103}{S} b; \quad \alpha_5 = -\frac{103}{S} c; \quad \alpha_6 = -\frac{103}{S} c.$$

Нормальное уравнение коррелат будет

$$\left[\frac{\alpha\alpha}{r} \right] k + w = 0,$$

где веса сторон

$$r_1 = r_2 = \frac{1}{a}; \quad r_3 = r_4 = \frac{1}{b}; \quad r_5 = r_6 = \frac{1}{c}.$$

Коррелата $k = -\frac{w}{\left[\frac{\alpha\alpha}{r} \right]}$ и поправки в стороны

$$(a_1) = \frac{k\alpha_1}{r_1}; \quad (b_1) = \frac{k\alpha_3}{r_3}; \quad (c_1) = \frac{k\alpha_5}{r_5};$$

$$(a_2) = \frac{k\alpha_2}{r_2}; \quad (b_2) = \frac{k\alpha_4}{r_4}; \quad (c_2) = \frac{k\alpha_6}{r_6}.$$

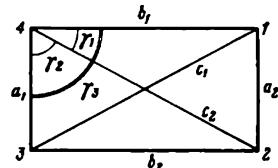


Рис. 7. Прямоугольный четырехугольник в трилатерации

При уравнивании параметрическим способом для каждой стороны составляют уравнения погрешности вида

$$v_{1,2} = \cos \alpha_{1,2} \xi_2 - \sin \alpha_{1,2} \eta_2 - \cos \alpha_{1,2} \xi_1 - \sin \alpha_{1,2} \eta_1 + w, \quad (\text{II.15})$$

где ξ_1, ξ_2 — поправки в приближенные координаты x точек 1 и 2; η_1, η_2 — поправки в приближенные координаты y точек 1 и 2.

Решая уравнения погрешностей, получаем поправки к приближению вычисленным координатам.

Значения дирекционных углов и сторон определяют по формулам

$$\operatorname{tg} \alpha_{1,2} = \frac{\Delta y_{1,2}}{\Delta x_{1,2}}; \quad s = \frac{\Delta y_{1,2}}{\sin \alpha_{1,2}} = \frac{\Delta x_{1,2}}{\cos \alpha_{1,2}}. \quad (\text{II.16})$$

В свободной сети за исходный ($0^{\circ}00'00''$) принимают дирекционный угол любой стороны фигуры. Порядок вычислений приближенных координат, составления нормальных уравнений, получения в результате решения уравнений поправок к измеренным значениям сторон, а также составления информации для уравнивания на ЭВМ изложен в работе [22].

§ 8. Применение микротрилатерации для плановой основы крупных цехов

Рассмотрим пример применения трилатерации на строительной площадке (рис. 8) и ее уравнивание.

Углы заводского корпуса вынесены в натуру от пунктов заводской строительной сетки (с точностью полигонометрии 1 разряда) способом полярных координат при помощи теодолита ТБ-1 и компарированной стальной рулетки с измерением по штативам, цен-

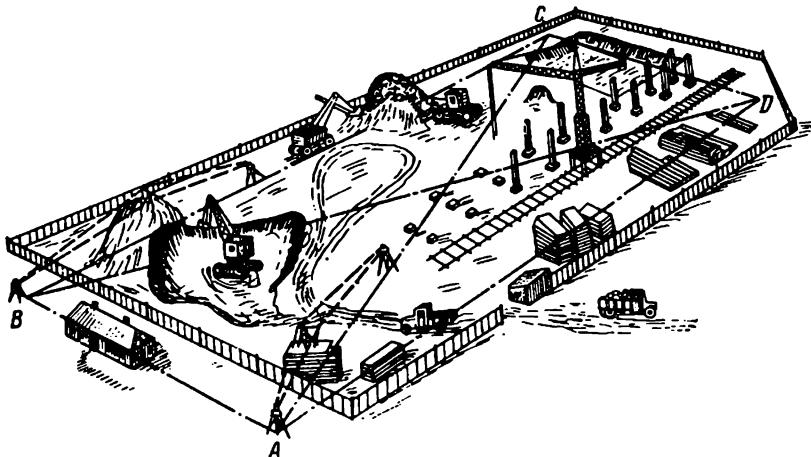


Рис. 8. Трилатерация в сочетании с короткобазисной параллактической полигонометрией

трирование которых производилось при помощи оптического центрира.

Расстояния между точками пересечения осей для контроля определены при помощи короткобазисной параллактической полигонометрии.

Препятствия на строительной площадке (отвалы земли, штабеля строительных деталей, механизмы и т. д.) нарушают непосредственную видимость между точками пересечения осей корпуса. Невозможно также измерить расстояния подвесными мерными приборами. В связи с этим по вычисленным направлениям между углами корпуса по осям и диагоналям определены расстояния методом короткобазисной полигонометрии (рис. 9).

Расстояния между точками A , B , C и D определены как сумма звеньев типа I-а: по сторонам AB и CD — из двух звеньев, по сторонам BC и AD — из восьми звеньев, по диагоналям AC и BD — из восьми звеньев с половиной.

Углы в параллактических звеньях находятся в пределах $4^{\circ}18'$ — $8^{\circ}08'$ (в полузвеньях $11^{\circ}36'$), а длины звеньев — $60,87$ — $61,12$ м.

Углы измерены теодолитами ТБ-1 четырьмя приемами по способу В. В. Данилова со средней квадратической погрешностью (по результатам измерений) $m_{\alpha} = 0,67''$.

В качестве базисных жезлов применены 3-метровые рейки с инварными проволоками № 3, 4, 5, 6.

Длина базисных жезлов определена параллактическим способом с погрешностью порядка $\delta_1 = 0,03$ — $0,05$ мм.

Длины сторон вычислены по формуле

$$s = \frac{l_t}{2} \sum \operatorname{ctg} \frac{\alpha}{2}. \quad (\text{II.17})$$

Оценка точности длин сторон произведена в соответствии с прил. 2 [49]: $m_{AB} = m_{CD} = 2,96$; $m_{AD} = m_{BC} = 8,38$; $m_{AC} = m_{BD} = 8,65$.

После вычисления измеренных длин сторон и диагоналей произведено уравнивание сторон четырехугольника трилатерации (см. рис. 9) различными способами.

1. Двухгрупповое уравнивание геодезического четырехугольника с предварительным исправлением углов на станции. Вычисление углов в треугольнике ABC по измеренным сторонам показано в табл. 4.

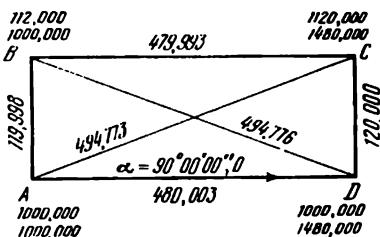


Рис. 9. Трилатерация для закрепления основных осей цеха

Таблица 4

ΔABC	a	479,993	67,389 ₅	1.8285922
	b	494,773	52,609 ₅	1.7210642
	c	119,998	427,383 ₅	2.6308178
	$2p$	1094,764	547,382 ₅	2.7382909
	p	547,382	$\lg k$	3.4421833
				1.7210916 ₅
ΔABC	a	9.8924994 ₅	$37^{\circ} 58' 48,5''$	A
	b	0.0000274 ₆	45 00 06,5	B
	c	0.0902738 ₆	7 01 05,0	C
	$2p$			$\Sigma 180^{\circ} 00' 00,0''$
	p			

Используемые формулы:

$$\left. \begin{aligned} 2p &= a + b + c; & k^2 &= \frac{(p-a)(p-b)(p-c)}{p}; \\ \operatorname{tg} \frac{A}{2} &= \frac{k}{p-a}; & \operatorname{tg} \frac{B}{2} &= \frac{k}{p-b}; & \operatorname{tg} \frac{C}{2} &= \frac{k}{p-c}; \end{aligned} \right\} \quad (\text{II.18})$$

Длины сторон в треугольниках BCD , ACD и ABD определены аналогично.

Оценка точности определения углов треугольников по измеренным сторонам. Как установлено, чем острее угол в системе трилатерации, тем точнее он определяется. Поэтому предварительное исправление углов на станции выполнено в этом примере с учетом оценки их точности. Для этой цели применена формула Д. Н. Оглоблина

$$m_\alpha = \frac{m_s p''}{h} \sqrt{1 + \cos^2 B + \cos^2 C}, \quad (\text{II.19})$$

где m_s — средняя квадратическая погрешность определения длины стороны трилатерации; h — высота треугольника.

Оценка точности длин сторон показала, что m_s для сторон AB и CD составляет 3 мм, для сторон AD и BC — 8,4 мм. Соответственно на 100 м погрешность составляет $\frac{3}{\sqrt{1,2}} = 2,7$ мм и

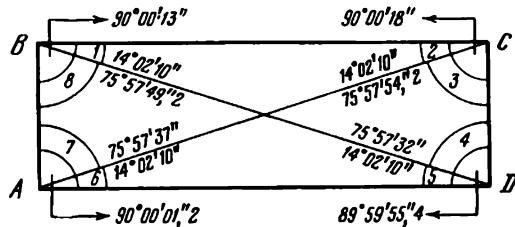
$$\frac{8,4}{\sqrt{4,8}} = 3,8 \text{ мм.}$$

Возьмем среднюю величину

$$m_s = \frac{2,7 + 3,8}{2} = 3,2 \text{ мм.}$$

Проектная высота h треугольника при определении точности углов 1, 2, 5 и 6 (рис. 10) равна 480,000 м; высота для углов 8, 3, 4, 7 равна 120,000 м, а для углов A , B , C и D — 116,417 м

Рис. 10. Углы, вычисленные по измеренным сторонам



(длина перпендикуляра, опущенного из этих точек на диагональ четырехугольника).

Для углов четырехугольника будем иметь:

$$m_{\gamma_1} = m_{1, 2, 5, 6} = \frac{3,2 \cdot 206265}{480000} \sqrt{1 + 0,242486^2} = 1,4'';$$

$$m_{\gamma_2} = m_{3, 4, 7, 8} = \frac{3,2 \cdot 206265}{120000} \sqrt{1 + 0,970155^2} = 7,7'';$$

$$m_{\gamma_3} = m_{A, B, C, D} = \frac{3,2 \cdot 206265}{116417} \sqrt{1 + 0,242486^2 + 0,970155^2} = 8,0''.$$

Вычисление поправок для уравнивания на станции (табл. 5):

$$\omega = \gamma_1 + \gamma_2 - \gamma_3 = 13,8'';$$

$$k = \frac{-\omega}{[m_{\gamma}^2]}; \sum_1^3 m_{\gamma}^2 = 125,25;$$

$$m_{\gamma_1}^2 = 1,96;$$

$$m_{\gamma_2}^2 = 59,29; \quad k = \frac{13,8}{125,25} = 0,11.$$

$$m_{\gamma_3}^2 = 64,00;$$

Поправка в угол на станции:

$$(\gamma_1) = km_{\gamma_1}^2 = 0,2;$$

$$(\gamma_2) = km_{\gamma_2}^2 = 6,4;$$

$$(\gamma_3) = km_{\gamma_3}^2 = 7,2.$$

Предварительное исправление углов на станции показано в табл. 5.

№ угла	Вычисленные углы	Поправки (γ)	Предварительно уравненные углы
6	14° 02' 10,4"	+0,2"	14° 02' 10,6"
7	75 57 37,0	+6,4	75 57 43,4
6 + 7	89 59 47,4		89 59 54,0
A	90 00 01,2	-7,2	89 59 54,0
	w = -13,8		
1	14 02 10,0	-1,0,2	14 02 10,2
8	75 57 49,2	-1,6,4	75 57 55,6
1 + 8	89 59 59,2		90 00 05,8
B	90 00 13,0	-7,2	90 00 05,8
	w = -13,8		
2	14 02 10,0	+0,2	14 02 10,2
3	75 57 54,2	+6,4	75 58 00,6
2 + 3	90 00 04,2		90 00 10,8
C	90 00 18,0	-7,2	90 00 10,8
	w = -13,8		
5	14 02 09,6	+0,2	14 02 09,8
4	75 57 32,0	+6,4	79 57 38,4
5 + 4	89 59 41,6		89 59 48,2
D	89 59 55,4	-7,2	89 59 48,2
	w = -13,8		

Уравнивание четырехугольника (см. рис. 10) произведено в табл. 6.

Используемые формулы:

$$(1) = (2) = -\frac{1}{8}f_1 - \frac{1}{4}f_2; \quad A_1 = \alpha_1 - \frac{1}{8}f'_1 - \frac{1}{4}f'_2;$$

$$(3) = (4) = -\frac{1}{8}f_1 - \frac{1}{4}f_3; \quad A_2 = -\beta_2 - \frac{1}{8}f'_1 - \frac{1}{4}f'_3;$$

$$(5) = (6) = -\frac{1}{8}f_1 + \frac{1}{4}f'_2; \quad A_3 = \alpha_3 - \frac{1}{8}f'_1 - \frac{1}{4}f'_2;$$

$$(7) = (8) = -\frac{1}{8}f_1 + \frac{1}{4}f'_3; \quad A_4 = -\beta_4 - \frac{1}{8}f'_1 - \frac{1}{4}f'_2;$$

$$f_2 = (1 + 2) - (5 + 6); \quad A_5 = \alpha_5 - \frac{1}{8}f'_1 + \frac{1}{4}f'_2;$$

$$f_3 = (3 + 4) - (7 - 8); \quad A_6 = -\beta_6 - \frac{1}{8}f'_1 + \frac{1}{4}f'_3;$$

$$A_7 = \alpha_7 - \frac{1}{8}f'_1 + \frac{1}{4}f'_3;$$

$$A_8 = -\beta_8 - \frac{1}{8}f'_1 + \frac{1}{4}f'_3.$$

Таблица 6

№ угла	Вычисленные углы (предварительно уравненные на станции)	Первичные поправки			Первично исправленные углы	$\lg \sin$ углов
		из четырехугольника	из сопряжения сумм	полная		
1	14° 02' 10,2"	+0,1"	0	+0,1"	14° 02' 10,3"	9,3847740
2	14 02 10,2	+0,2	0	+0,2	14 02 10,4	9,3847749
3	14 02 09,8	+0,1	0	+0,1	14 02 09,9	9,3847706
4	14 02 10,6	-0,2	0	-0,2	14 02 10,8	9,3847782
5	75 58 00,6	+0,1	0	+0,1	75 58 00,7	9,9868414
6	75 57 38,4	+0,2	0	+0,2	75 57 38,6	9,9868298
7	75 57 43,4	+0,1	0	+0,1	75 57 43,5	9,9868323
8	75 57 55,6	+0,2	0	+0,2	75 57 55,8	9,9868388

№ угла	Вычисление вторичных поправок в углы				Уравненные углы	$\lg \sin$ уравненных углов
	α, β	A	A^2	(1)'...(8)'		
1	84,2"	+84,2"	7089,6	+0,1"	14° 02' 10,4"	9,3847749
2	84,2	-84,2	7089,6	-0,1	14 02 10,3	9,3847740
3	84,2	+84,2	7089,6	+0,1	14 02 10,0	9,3847715
4	84,2	-84,2	7089,6	-0,1	14 02 10,7	9,3847774
5	5,3	+5,3	28,0	0	75 58 00,7	9,9868414
6	5,3	-5,3	28,0	0	75 57 38,6	9,9868298
7	5,3	+5,3	28,0	0	75 57 43,5	9,9868323
8	5,3	-5,3	28,0	0	75 57 55,8	9,9858388

$$\sum = 359^\circ 59' 58,8''$$

$$f_1 = 1,2;$$

$$f_2 = 0,0;$$

$$f_3 = 0,0;$$

$$\sum_{\text{нечетн}} = 8,7432183;$$

$$\sum_{\text{четн}} = 8,7432217;$$

$$w = -34.$$

$$\sum A^2 = 28470,4$$

$$k = -\frac{-34}{28470} = -0,0012$$

Контроль $[A] = 0$

$$f'_1 = \sum (\alpha - \beta);$$

$$f'_2 = (\alpha_1 - \beta_2) - (\alpha_5 - \beta_6);$$

$$f'_3 = (\alpha_3 - \beta_4) - (\alpha_7 - \beta_8);$$

$$(1)' = kA_1;$$

$$(2)' = kA_2;$$

$$(3)' = kA_3;$$

...

$$k = \frac{w}{\sum A^2}.$$

Таблица 7

№ угла	$m\beta$	Δ	$m\beta\Delta$	$(m\beta\Delta)^2$
1	1,4	84,2	117,9	13 900
2	1,4	84,2	117,9	13 900
3	7,7	5,3	40,8	1 665
4	7,7	5,3	40,8	1 665
5	1,4	84,2	117,9	13 900
6	1,4	84,2	117,9	13 900
7	7,7	5,3	40,8	1 665
8	7,7	5,3	40,8	1 665

$$\sum = 62 \cdot 260$$

Таблица 8

№ угла	v_1	v_2	$(v_1 + v_2)^2$
1	0,2	0,2	0,16
2	0,2	0,1	0,09
3	6,4	0,1	42,25
4	6,4	0,2	43,56
5	0,2	0,2	0,16
6	0,2	0,1	0,09
7	6,4	0,1	42,25
8	6,4	0,2	43,56

$$\mu = \sqrt{\frac{172,12}{4}} = 6,5$$

Здесь f_1 — угловая невязка четырехугольника; (1), (2), ..., ..., (8) — первичные поправки; (1)', (2)', ..., (8)' — вторичные поправки; w — свободный член преобразованного бокового условного уравнения; α — перемена логарифма синуса угла нечетного обозначения на $1''$; β — перемена логарифма синуса угла четного обозначения на $1''$.

Допустимую величину w_{\max} можно подсчитать (табл. 7) по формуле

$$w_{\max} = 2 \sqrt{[(m_{\beta \text{выч}} \Delta)^2]}; \quad (\text{II.20})$$

$$w_{\max} = 2 \cdot 249,5 = 499.$$

В нашем примере $w = -34$, следовательно, измерение длин сторон, по которым вычислены углы четырехугольника, произведено более точно, чем требуется.

Оценка точности получения углов по результатам уравнивания может быть произведена (табл. 8) по формуле

$$\mu = \sqrt{\frac{[(v_1 + v_2)^2]}{m_1 + m_2}}, \quad (\text{II.21})$$

где v_1 — поправка в угол при предварительном исправлении на станции; v_2 — поправка в угол, полученная при уравнивании четырехугольника; m_1 — число уравнений первой группы; m_2 — число уравнений второй группы.

В рассматриваемом четырехугольнике попарно для углов 1 и 2, 5 и 6, 3 и 4, 7 и 8 величины α и β равны, поэтому вторые разности f'_1 , f'_2 и f'_3 равны нулю. Величины A_1 , ..., A_8 , следовательно, равны соответственно величинам α_1 , ..., β_8 , взятым со знаками, указанными в приведенных формулах. В четырехугольнике, близком к прямоугольнику, углы 1, 2, 5, 6 близки по своим значениям; то же и углы 3, 4, 7, 8. Разность суммы $\lg \sin$ нечетных углов и суммы $\lg \sin$ четных углов — величина

Таблица 9

Сторона	v	v^2	p	$\frac{1}{p}$	Сторона	v	v^2	p	$\frac{1}{p}$
BC	+0,1	0,1	0,21	4,80	BD	+4,0	16,00	0,20	4,95
AB	+0,3	0,09	0,84	1,20	AC	+4,0	16,00	0,20	4,95
CD	+0,3	0,09	0,84	1,20					

$$\mu_s = \sqrt{\frac{6,55}{1}} = 2,54 \text{ мм, или в относительной мере } \frac{2,54}{100\,000} = \frac{1}{40\,000}.$$

незначительная (в данном примере эта разность доходит только до 34 единиц 7-го знака логарифмов), что делает вторичные поправки в угол близкими к нулю.

Действительно, если, например, вторичная поправка в угол 2 (2)' = kA_2 ,

где $k = \frac{w}{\sum A^2}$, то (2)' = $\frac{w}{\sum A^2} A^2$, и при w , практически равном нулю, в четырехугольнике, близком к прямоугольнику, поправкой (2)' можно пренебречь.

Следовательно, для таких четырехугольников достаточно производить лишь упрощенное уравнивание, для чего надо ввести вычисленные углы только первичные поправки по приведенным формулам, что делает применение этого способа весьма удобным.

При вычислении сторон четырехугольника по уравненным углам (за базисную линию принята $CD = 480,003$ м) получены следующие результаты:

$$\sin 14^\circ 02' 10,7'' = 0,2425367; CD = \frac{480,003 \cdot 0,2425367}{0,9701556} = 119,999;$$

$$\sin 14^\circ 02' 10,4'' = 0,2425353; AB = \frac{480,003 \cdot 0,2425334}{0,9701499} = 119,998;$$

$$\sin 14^\circ 02' 10,3'' = 0,2425348; AC = \frac{480,003 \cdot 1,000}{0,9701556} = 494,769;$$

$$\sin 14^\circ 02' 10,0'' = 0,2425334; BD = \frac{480,003 \cdot 1,000}{0,9701499} = 494,772;$$

$$\sin 75^\circ 57' 43,5'' = 0,9701354; BC = \frac{494,769 \cdot 0,9701354}{1,000} = 479,992.$$

$$\sin 75^\circ 57' 55,8'' = 0,9701499; BD = \frac{480,003 \cdot 1,000}{0,9701556} = 494,772;$$

$$\sin 75^\circ 58' 00,7'' = 0,9701556; BC = \frac{494,769 \cdot 0,9701556}{1,000} = 479,992.$$

Средняя квадратическая погрешность единицы веса (за единицу веса принята линия длиной 100 м), вычисленная по поправкам в длины сторон, полученным из уравнивания, приведена в табл. 9.

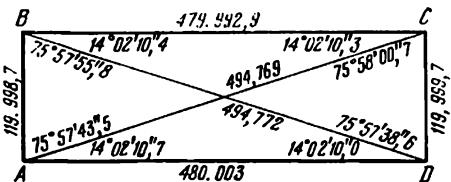


Рис. 11. Уравновешенные углы и вычисленные стороны

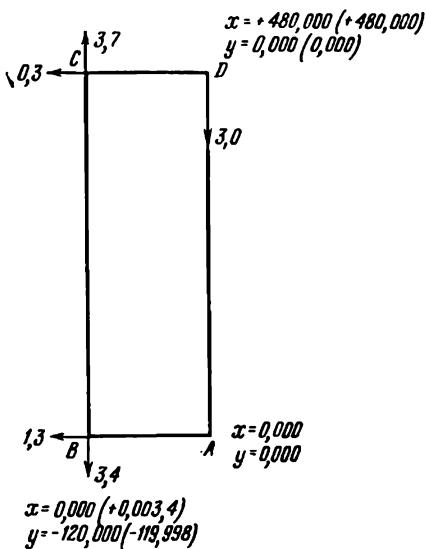


Рис. 12. Схема смещения точек в проектное положение

2. Уравнивание сторон по способу Крюгера (см. рис. 7 и табл. 10—12).

Вычисление площади S

$$\lg p = 2,7383; \quad a = 120;$$

$$\lg(p-a) = 2,6308; \quad b = 480;$$

$$\lg(p-b) = 1,8286; \quad c = 495;$$

$$\lg(p-c) = 1,7211;$$

$$2 \lg S = 8,9188;$$

$$\lg S = 4,4594;$$

$$S = 28\,800;$$

$$\frac{103}{S} = 0,00358;$$

Вычисление коэффициентов α

$$a^2 = 14\,400; \quad c^2 - b^2 = 14\,625;$$

$$b^2 = 230\,400; \quad c^2 - a^2 = 230\,625;$$

$$c^2 = 245\,025;$$

$$\alpha_1 = 0,00358 \cdot \frac{14\,625}{120} = 0,436;$$

$$\alpha_2 = 0,00358 \cdot 120 = 0,430;$$

$$\alpha_3 = 0,00358 \cdot \frac{230\,625}{480} = 1,720;$$

$$\alpha_4 = -0,00358 \cdot 480 = -1,718;$$

$$\alpha_5 = -0,00358 \cdot 495 = -1,772;$$

$$\alpha_6 = -0,00358 \cdot 495 = -1,772.$$

Полученные в результате уравнивания углы и вычисленные по ним длины линий показаны на рис. 11.

Для удобства пользования полученной системой необходимо сместить точки на марках знаков, закрепляющих углы сооружения так, чтобы пункты геодезической основы образовали прямоугольный четырехугольник, имеющий проектные размеры $AB = 120,000$ м и $BC = 480,000$ м.

Для этого вычисляют координаты всех вершин четырехугольника. За начало координат принята точка A ($x = 0,000$; $y = 0,000$); условный дирекционный угол линии DA принят равным $180^\circ 00'00''$. Вычисление координат вершин четырехугольника по уравненным углам и сторонам производят по обычной схеме.

На рис. 12 показана схема смещения точек для установки их в проектное положение. Практически точки, имеющие величину смещения менее 1 мм, оставляют на месте.

Таблица 10

		Вычисления	
	γ_1		γ_3
b_1	479,993 м	a_1	119,999 м
a_2	120,000 м	c_2	494,776 м
c_2	494,776 м	b_2	480,003 м
$2p_1$	1094,769 м	$2p_3$	1094,778 м
p_1	547,384 ₆ м	p_2	547,398 м
$p_1 - c_2$	52,608 ₈ м	$p_2 - a_1$	427,390 м
$p_1 - b_1$	67,391 ₆ м	$p_2 - c_2$	52,613 м
$p_1 - a_2$	427,384 ₆ м	$p_2 - b_2$	67,386 м
$\lg(p_1 - c_2)$	1,7210559	$\lg(p_2 - a_1)$	2,6308244
$\lg(p_1 - b_1)$	1,8286051	$\lg(p_2 - c_2)$	1,7210931
доп. $\lg(p_1 - a_2)$	7,3691812	доп. $\lg(p_2 - b_2)$	8,1714303
доп. $\lg p_1$	7,2617075	доп. $\lg p_2$	7,2617039
$2 \lg \frac{\gamma_1}{2}$	18,1805497	$2 \lg \lg \frac{\gamma_2}{2}$	9,7850517
$\lg \lg \frac{\gamma_1}{2}$	9,0902748	$\lg \lg \frac{\gamma_2}{2}$	9,8925258
$\frac{\gamma_1}{2}$	7° 01' 05,06"	$\frac{\gamma_2}{2}$	37° 58' 54,56"
γ_1	14 02 10.12	γ_2	75 57 49,12
			γ_3
			20,0000549
			0,0000274
			$\frac{\gamma_3}{2}$
			45° 00' 06,50"
			90 00 13,00

Свободный член углового условного уравнения $\gamma_1 + \gamma_3 - \gamma_3 = w = -13,76''$.

Таблица 11

Проверка уравнения

$a_{1\text{ур}} = 119,999_{12} \text{ м}$		$b_{1\text{ур}} = 479,994_{90} \text{ м}$	$c_{1\text{ур}} = 494,770_{98} \text{ м}$
$a_{2\text{ур}} = 120,000_{12} \text{ м}$		$b_{2\text{ур}} = 480,004_{90} \text{ м}$	$c_{2\text{ур}} = 494,773_{98} \text{ м}$
Вычисления			
γ_1	γ_2	γ_3	
b_1	479,994 49, 773 ₉₈ M 120,000 ₁₂ M	a_1 c_2 b_2 $2p_2$	119,999 ₁₂ M 494,773 ₉₈ M 480,004 ₉₀ M 1094,778 ₀ N 547,389 ₀ M 427,389 ₈₈ M 52,615 ₀₃ M 67,387 ₆₆ M
c_2			a_1 b_1 c_1 $2p_3$
a_2			
$2p_1$			
p_1			
$(p_1 - b_1)$			
$(p_1 - c_2)$			
$(p_1 - a_2)$			
$\lg(p_1 - b_1)$			
$\lg(p_1 - c_2)$			
доп. $\lg(p_1 - a_2)$			
доп. $\lg p_1$			
$2 \lg \frac{\gamma_1}{2}$	$2 \lg \frac{\gamma_2}{2}$	$2 \lg \frac{\gamma_3}{2}$	20,000258
9,0902772	$\lg \lg \frac{\gamma_2}{2}$	$\lg \lg \frac{\gamma_3}{2}$	9,0000129
$\frac{\gamma_1}{2}$	$\frac{\gamma_2}{2}$	$\frac{\gamma_3}{2}$	$45^\circ 0' 03,02''$
γ_1	14 02 10,40	γ_2	90 00 06,04
			$\gamma_1 + \gamma_2 - \gamma_3 = +0,16''$

Таблица 12

Поправки	α	α^2	$p *$	$\frac{1}{p}$	$\frac{\alpha^2}{p}$	$\frac{\alpha}{p}$	Поправки, мм
(a_1)	0,436	0,1901	0,84	1,20	0,2281	0,5232	+0,12
(a_2)	0,430	0,1849	0,84	1,20	0,2219	0,5160	+0,12
(b_1)	1,720	2,9584	0,21	4,80	14,2003	8,2560	+1,90
(b_2)	1,718	2,9515	0,21	4,80	14,672	8,2464	+1,90
(c_1)	-1,772	3,1400	0,20	4,95	15,5430	-8,7714	-2,02
(c_2)	-1,772	3,1400	0,20	4,95	15,5430	-8,7714	-2,02
					59,9035		

$$k = -\frac{13,76''}{59,9035} = +0,23.$$

* За единицу веса принят линия длиной 100 м.

Для сравнения точности результатов уравнивания коротко-базисного параллактического метода в сочетании с трилатерацией, выполненного двумя способами, составлена табл. 13.

Как видно из табл. 13, уравнивание фигуры любым из двух способов дает аналогичные результаты. Полученные небольшие отклонения уравненных длин сторон от измеренных — это результат тщательно выполненной работы по предварительной разбивке углов сооружения в точках A , B , C и D , а также точного измерения линий.

Определение окончательных длин сторон (табл. 14), кроме указанных двух способов (1, 2), было выполнено на ЭВМ «Минск-22» тремя способами уравнивания (3, 4 и 5): по вычисленным углам без предварительного их исправления на станции, по предварительно исправленным углам и по измеренным сторонам. Результаты уравнивания показаны в табл. 14 и 15. Решение каждого

Таблица 13

Способ определения длин сторон	Свободный член w	Средняя квадратическая погрешность единицы веса по поправкам длин сторон μ_s , мм	Относительная погрешность определения расстояния	Максимальное изменение длины линии, мм	Точность получения углов по результатам уравнивания μ_p
По вычисленным и уравненным углам с предварительным их исправлением на станции	34	2,5	1 : 40 000	$\Delta_{BD} = 4$	6,5
По способу Крюгера	14	1,8	1 : 56 000	$\Delta_{BD} = 3$	6,7 *

$$\cdot \mu_p = \sqrt{\frac{v_{\gamma_1}^2 + v_{\gamma_2}^2}{r}} = \sqrt{\frac{0,09 + 44,9}{1}} = 6,7''.$$

Таблица 14

Название сторон	Измеренные стороны, м	Уравненные стороны *, м				
		1. По предварительно исправленным углам на станции и узловым углам	2. По Крюгеру	3. По вычисленным углам без предварительного исправления на станции	4. По предварительно исправленным углам на станции	5. По измеренным сторонам
A B	119,998	119,999	119,999	120,000	120,000	120,000
A C	494,773	494,769	494,771	494,770 \pm 2,3	494,769 \pm 0,2	494,770 \pm 3,4
A D	480,003	480,003	480,005	480,003	480,003	480,003
B C	479,993	479,993	479,995	479,993 \pm 2,9	479,993 \pm 0,7	479,995 \pm 3,5
B D	494,776	494,772	494,774	494,773 \pm 3,3	494,772 \pm 0,7	494,773 \pm 3,4
C D	120,000	120,000	120,000	120,000	119,999	120,000

$$m_{s_{\text{ур}}} = \sqrt{\frac{\Delta_s^2}{n}}, \quad m_{s_{\text{ур}}} = 4,2; \quad m_{s_{\text{ур}}} = 2,0; \quad m_{s_{\text{ур}}} = 2,1;$$

* Уравнивание по способам 3, 4 и 5 проведено на ЭВМ «Минск-22».

Таблица 15

Название пунктов	Полученные координаты *, м						
	1. По измеренным сторонам и измеренным углам		2. По Крюгеру (по уравненным углам и вычисленным сторонам)		3. По вычисленным углам и вычисляемым сторонам		4. По предварительно исправленным углам
x	y	x	y	x	y	x	y
A	1000,000	1000,000	1000,000	1000,000	1000,000	1000,000	1000,000
B	1119,995	999,993	1119,999	1000,003	1120,000	1000,002	1120,000
C	1120,013	1479,989	1120,000	1479,996	1120,009	1479,995	1119,999
D	1000,000	1480,000	1000,000	1480,003	1000,000	1480,003	1000,000

* Варианты 3, 4 и 5 вычислены на ЭВМ «Минск-22».

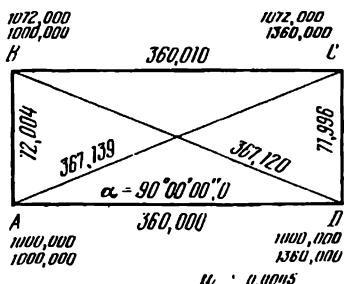


Рис. 13. Трилатерация цеха. Схема исходных данных (информации) для ЭВМ

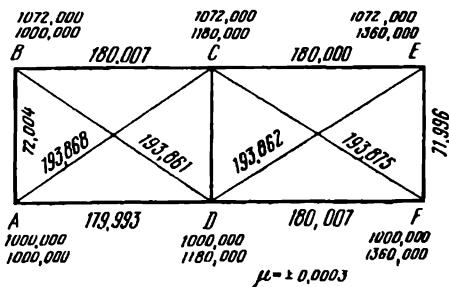


Рис. 14. Трилатерация цеха. Исходные данные для вычислений на ЭВМ двумя способами

из вариантов задачи выполнялось по «Программе расчета инженерно-геодезических и аналитических сетей на ЭВМ «Минск-22» (РИГАС). Эта программа составлена А. С. Сафоновым в институтах Гипротис и ВИСХАГИ [5]. За исходный дирекционный угол принят $\alpha = 90^{\circ}00'00",0$ стороны AD .

При вычислениях на ЭВМ рекомендуется как наиболее точный и высокопроизводительный способ уравнивания инженерных сетей трилатерации по измеренным сторонам. Для этого способа, которым уравнивалась сеть, образованная пересечениями основных осей цеха трубопрокатного завода, на схеме (рис. 13) выписывают измеренные линии (с поправками) и вычисленные приближенные координаты пунктов. По схеме составляется бланк исходных данных информации для перфорации (табл. 16). ЭВМ выдает решение задачи на бланке (табл. 17). Как видно из табл. 18, в которой указаны результаты уравнивания сторон, полученные на ЭВМ тремя способами, наиболее точным является уравнивание сети по измеренным сторонам $m_{s_{up}} = 2,7$ мм. Следовательно, более точны и полученные координаты пунктов (табл. 19).

Для точного закрепления средней поперечной оси этого же цеха была выполнена трилатерация из двух геодезических четырехугольников (рис. 14). Вычисления на ЭВМ «Минск-22» по РИГАС двумя способами подтвердили преимущества уравнивания сети по измеренным сторонам (табл. 20, 21). Оценка точности замыкающей (стороны AF) по формуле

$$m_{L_{AF}} = m_s \sqrt{0.9n - 0.02} = 0,009 \text{ м}, \quad (\text{II.22})$$

где n — число четырехугольников в цепи; m_s — погрешность измерения стороны AD (для рулетки $m_s = 0,0005$) $m_s = \mu_s \sqrt{s} = 0,0067$.

Оценка точности замыкающей по формуле С. А. Бутлера дает результат

$$m_{L_{AF}} = \frac{m_s}{2} \sqrt{\frac{n^2 - 1}{n}} = 0,008 \text{ м}, \quad (\text{II.23})$$

где n — число треугольников трилатерации в цепи.

Таблица 16

**Бланк подготовки информации
Уравнивание сети по измеренным сторонам**

Программа: РИГАС		Шифр:	Лист №
Вид информации:			
Граница			
Адрес	Знак	Данные	Примечание
Общая информация о сети 03600:			
1	+	4	
2	+	0	
3	+	0	
4	+	5	
5	+	1	
6	+	1	
7	+	6	
036010:			
1	+	0	
2	+	0,0005	
3	+	0	
4	+	0	
Координаты исходных пунктов, приближенные координаты определяемых пунктов 03620:			
1	+	1000,000	
2	+	1000,000	
3	+	1072	
4	+	1000	
5	+	1072	
6	+	1360	
7	+	1000	
Названия сторон 05000:			
1	+	102	
2	+	203	
3	+	304	
4	+	401	
5	+	103	
Измеренные стороны 06540:			
1	+	204	
2	+	360,010	
3	+	71,996	
4	+	360,000	
5	+	367,139	
Исходный дирекционный угол 07420:		72,004	
07450:		367,120	
Оцениваемые стороны 07460:			
1	+	104	
2	+	90 000000	
3	+	102	
4	+	103	
5	+	104	
Латынь, русский			

Таблица 17

Вариант 1 (А) ключ № 1
Оценка точности
 $O = 0,04 \text{ мм}$

Сторона	Средние квадратические погрешности							$\frac{m_s}{s}$	m''
	m_{x_1}	m_{y_1}	m_{x_i}	m_{y_i}	m_1	m_i	m_s		
1—2	—	—	—	6,1	0	6,1	—	1 424 238	17,36
1—3	—	—	3,3	6,1	0	6,9	6,0	60 936	1,96
1—4	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2—3	—	6,1	3,3	6,1	6,1	6,9	6,0	59 477	1,86
2—4	—	6,1	—	—	6,1	0	6,0	60 932	0,67
3—4	3,3	6,1	—	—	6,9	—	3,3	21 815	17,49

Каталог результатов

Номер пункта	Координаты x, y, m	Дирекционный угол	На пункт	Значения сторон, м
1	+1000,000	0° 00' 18,73"	2	72,000
	+1000,000	78 41 28,01	3	367,142
2	-+1072,000	89 59 59,99	4	360,000
	-+1000,007	90 00 02,35	3	360,007
3	-+1071,996	101 18 36,47	4	367,123
	-+1360,014	180 00 18,73	1	72,000
4	-+1000,000	180 00 39,13	4	71,996
	-+1360,000	258 41 28,01	1	367,142
	-+1000,000	270 00 02,35	2	360,007
	-+1360,000	270 00 00,00	3	71,996
	-+1360,000	281 18 36,47	1	360,000
			2	367,123

Таблица 18

Название стороны	Измеренные стороны, м	Уравненные стороны, м		
		по вычисленным углам	по предварительно исправленным углам	по измеренным сторонам
AB	72,004	72,000	72,000	72,000
AC	367,139	367,142	367,129	367,142
AD	360,000	±2,9 мм	±2,7 мм	±6,0 мм
BC	360,010	360,000	360,000	360,007
BD	367,120	367,123	367,129	367,123
CD	71,996	±3,6 мм ±2,9 мм $m_{s_{yp}} = 6,2 \text{ мм}$	±2,7 мм ±2,6 мм $m_{s_{yp}} = 7,0 \text{ мм}$	±6,00 мм ±6,00 мм $m_{s_{yp}} = 2,7 \text{ мм}$

Формула для вычисления: $m_{s_{yp}} = \sqrt{\frac{\Delta_s^2}{n}}$.

Таблица 19

Название пункта	Вычисленные координаты пунктов, м					
	по вычисленным углам		по предварительно исправленным углам		по измеренным сторонам	
	x	y	x	y	x	y
A	1000,000	1000,000	1000,000	1000,000	1000,000	1000,000
B	1072,000	1000,006	1072,000	1000,000	1072,000	1000,007
C	1071,982	1360,017	1071,997	1360,000	1071,996	1360,014
D	1000,000	1360,000	1000,000	1360,000	1000,000	1360,000

Таблица 20

Название стороны	Измеренные стороны, м	Уравненные стороны, м	
		по вычисленным углам	по измеренным сторонам
AB	72,004	72,000	72,000
AC	193,868	193,865 \pm 4,6	193,869 \pm 0,7
AD	179,993	179,989	179,992
BC	180,007	180,003 \pm 4,5	180,006 \pm 0,7
BD	193,861	193,858 \pm 4,6	193,862 \pm 0,7
CE	180,000	179,990 \pm 8,3	180,000 \pm 0,7
CG	193,875	193,864 \pm 8,8	193,875 \pm 0,7
CD	72,000	71,996	72,000
DE	193,862	193,851 \pm 8,8	193,862 \pm 0,7
DG	180,007	179,997 \pm 8,3	180,007 \pm 0,7
EG	71,996	71,992	71,996
		$m_{s_{\text{уп}}} = 7,0 \text{ мм}$	$m_{s_{\text{уп}}} = 1,3 \text{ мм}$

Формула для вычисления: $m_{s_{\text{уп}}} = \sqrt{\frac{|\Delta s^2|}{n}}$.

Таблица 21

Название пункта	Вычисленные координаты пунктов, м			
	по вычисленным углам		по измеренным сторонам	
	x	y	x	y
A	1000,000	1000,000	1000,000	1000,000
B	1072,000	1000,000	1072,000	1000,000
C	1074,990	1180,003	1071,992	1180,006
D	999,994	1179,989	999,992	1179,992
E	1071,944	1359,993	1071,946	1360,006
G	999,952	1359,986	999,950	1359,999

ГЛАВА III

ЧЕТЫРЕХУГОЛЬНИКИ БЕЗ ДИАГОНАЛЕЙ

§ 9. Сущность метода

Значительное сокращение объема измерений линий в условиях промышленных и строительных площадок обеспечивает применение метода четырехугольников без диагоналей [14] для определения части сторон аналитическим путем. В четырехугольнике $ADCB$ (рис. 15) достаточно измерить углы и две стороны, образующие любой угол. Две другие стороны вычисляют по формулам, выводимым из построения $DD_1 \parallel CB$ и $D_1B_1 \parallel DC$. Пусть измерены стороны a и b

$$\left. \begin{array}{l} a_1 = AD_1 + D_1B; \quad b_1 = BB_1 + B_1C; \quad D_1B_1 = CD = a; \\ \angle AD_1D = \angle D_1BB_1; \quad \angle D_1B_1B = \angle DCB. \end{array} \right\} \quad (\text{III.1})$$

Отсюда

$$\left. \begin{array}{l} AD_1 = \frac{b \sin (A+B)}{\sin B}; \\ D_1B = \frac{a \sin C}{\sin B}, \end{array} \right\} \quad (\text{III.2})$$

следовательно,

$$\left. \begin{array}{l} a_1 = \frac{a \sin C + b \sin (A+B)}{\sin B}; \\ b_1 = \frac{b \sin A + a \sin (B+C)}{\sin B} \end{array} \right\} \quad (\text{III.3})$$

Для вычисления сторон цепи четырехугольников (рис. 16), в которых измерены все углы, достаточно в каждом четырехугольнике, кроме начального, измерить только одну сторону (показана двойной линией) и в качестве второй стороны использовать вычисленную из предыдущего четырехугольника. В цепи из n четырехугольников достаточно измерить $n+1$ сторону. Так, в цепи на рис. 16 при измерении шести сторон дается определяют аналитически. В сети четырехугольников соотношение вычисляемых и измеряемых сторон еще выгоднее. Для сети на рис. 17 нужно измерить только восемь сторон для вычисления 24.

Оценка точности вычисленных сторон. Обозначим средние квадратические погрешности при равноточном измерении углов в четырехугольнике и предварительном их уравнивании за условие фигуры (см. рис. 15) m_β ; погрешности измерения сторон m_a и m_b ; погрешности вычисленных сторон m_{a_1} и m_{b_1} .

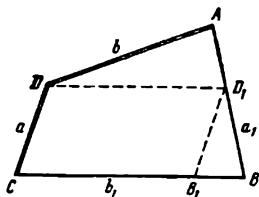


Рис. 15. Четырехугольник без диагоналей



Рис. 16. Цепь четырехугольников

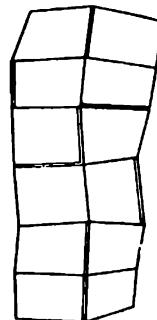


Рис. 17. Сеть четырехугольников

Из решения весовой функции после несложных преобразований [15] получим

$$\left. \begin{aligned} m_{b_1}^2 &= \operatorname{cosec}^2 B \left\{ \sin^2(B+C) m_a^2 + \sin^2 A m_b^2 + \right. \\ &+ \frac{m_\beta^2}{\rho''^2} \left[\frac{3}{4} (b \cos A - b_1 \cos B)^2 - aa_1 \cos(B+C) - \right. \\ &\quad \left. \left. - bb_1 \cos A \cos B \right] \right\}; \\ m_{a_1}^2 &= \operatorname{cosec}^2 B \left\{ \sin^2 C m_a^2 + \sin^2(A+B) m_b^2 + \right. \\ &+ \frac{m_\beta^2}{\rho''^2} \left[\frac{3}{4} (a \cos C + a_1 \cos B)^2 - bb_1 \cos(A+B) - \right. \\ &\quad \left. \left. - aa_1 \cos C \cos B \right] \right\} \end{aligned} \right\} \quad (\text{III.4})$$

Для прямоугольных четырехугольников

$$\left. \begin{aligned} m_{a_1}^2 &= m_a^2 + bb_1 \frac{m_\beta^2}{\rho''^2}; \\ m_{b_1}^2 &= m_b^2 + aa_1 \frac{m_\beta^2}{\rho''^2}. \end{aligned} \right\} \quad (\text{III.5})$$

Относительные погрешности вычисленных сторон в этом случае

$$\left. \begin{aligned} \left(\frac{m_{a_1}}{a_1} \right)^2 &= \left(\frac{a}{a_1} \right)^2 \left(\frac{m_a}{a} \right)^2 + \left(\frac{b}{a_1} \right) \left(\frac{b_1}{a_1} \right) \left(\frac{m_\beta}{\rho''} \right)^2; \\ \left(\frac{m_{b_1}}{a_1} \right)^2 &= \left(\frac{b}{b_1} \right)^2 \left(\frac{m_b}{b} \right)^2 + \left(\frac{a}{b_1} \right) \left(\frac{a_1}{b_1} \right) \left(\frac{m_\beta}{\rho''} \right)^2. \end{aligned} \right\} \quad (\text{III.6})$$

Для квадрата

$$\left. \begin{aligned} \frac{m_{a_1}}{a_1} &= \sqrt{\left(\frac{m_a}{a}\right)^2 + \left(\frac{m_b}{b}\right)^2}; \\ \frac{m_{b_1}}{b_1} &= \sqrt{\left(\frac{m_b}{b}\right)^2 + \left(\frac{m_a}{a}\right)^2}. \end{aligned} \right\} \quad (\text{III.7})$$

Погрешность вычисленного дирекционного угла стороны a_1 четырехугольника определяется по формуле

$$m_{T_{a_1}} = \sqrt{m_{T_a}^2 + m_{T_b}^2}, \quad (\text{III.8})$$

где m_{T_a} — погрешность дирекционного угла исходной стороны a .

Погрешность координат пункта B четырехугольника (см. рис. 15) при вычислении по ходовой линии ACB

$$M_B = \sqrt{m_{x_B}^2 + m_{y_B}^2} \quad (\text{III.9})$$

или в общем виде

$$\begin{aligned} M_B^2 &= \operatorname{cosec}^2 B \left\{ \sin^2 C m_a^2 + \sin^2 A m_b^2 + \right. \\ &+ \left(\frac{m_b}{\rho''} \right)^2 \left[\frac{3}{4} (b^2 \cos^2 A + b_1^2 \cos^2 B + a^2 \sin^2 B) + \right. \\ &+ | -a^2 \cos^2 (B + C) + b_1^2 \sin^2 B + a^2 \sin B \cos (B + C) \sin C - \\ &- ab_1 \sin^2 B \cos C + \frac{1}{2} bb_1 \cos A \cos B + \frac{1}{2} ab \sin B \cos A \sin C - \\ &- ab_1 \cos B \cos (B + C) - ab \cos A \cos (B + C) - \\ &\left. \left. - \frac{1}{2} ab_1 \sin B \cos B \sin C \right] \right\}. \end{aligned} \quad (\text{III.10})$$

Для прямоугольного четырехугольника формула (III.10) принимает вид

$$M_B = \sqrt{m_a^2 + m_b^2 \left(\frac{3}{4} a^2 + b_1^2 \right) \left(\frac{m_b}{\rho''} \right)^2}. \quad (\text{III.11})$$

Погрешность диагонали

$$\left. \begin{aligned} DB = L &= \sqrt{a^2 + b_1^2}; \\ M_L &= \sqrt{m_a^2 + m_b^2 + \left(L^2 - \frac{1}{4} a^2 \right) \left(\frac{m_b}{\rho''} \right)^2}. \end{aligned} \right\} \quad (\text{III.12})$$

Для квадрата ($a = b$; $m_a = m_b$)

$$M_L = \sqrt{2m_a^2 + \frac{7}{8} L^2 \left(\frac{m_b}{\rho''} \right)^2}. \quad (\text{III.13})$$

Таблица 22

A°	$90^\circ - A$	k_n	A°	$90^\circ - A$	k_n
90	0	1,00	50—130	40	1,55
80—100	10	1,03	40—140	50	1,96
70—110	20	1,12	30—150	60	2,65
60—120	30	1,29	20—160	70	3,96

Относительная погрешность

$$\frac{M_L}{L} = \sqrt{\left(\frac{m_a}{a}\right)^2 + 0,875\left(\frac{m_b}{b}\right)^2}. \quad (\text{III.14})$$

Из формул (III.4) нетрудно сделать вывод о том, что на точность определения вычисляемых сторон влияет форма четырехугольника. Учитывая только погрешности измерения углов, из этих формул получаем

$$\left. \begin{aligned} m_{a_1}^2 &= \frac{\left(\frac{m_\beta}{\rho''}\right)^2 \left[\frac{3}{4} (a \cos C + a_1 \cos B)^2 - b b_1 \cos(A+B) - a a_1 \cos C \cos B \right]}{\sin^2 B}; \\ m_{b_1}^2 &= \frac{\left(\frac{m_\beta}{\rho''}\right)^2 \left[\frac{3}{4} (b \cos A + b_1 \cos B)^2 - a a_1 \cos(B+C) - b b_1 \cos A \cos B \right]}{\sin^2 B}. \end{aligned} \right\} \quad (\text{III.15})$$

Для ромба ($a = a_1 = b = b_1$; $A + B = 180^\circ$; $C + D = 180^\circ$)

$$m_{a_1} = a \frac{m_\beta}{\rho''} \sqrt{\frac{1 + \cos^2 A}{\sin^2 A}}. \quad (\text{III.16})$$

Значение угла A , при котором $m_{a_1} = \min$, получим, приравняв нулю частную производную от m_{a_1} по A ; после соответствующих преобразований

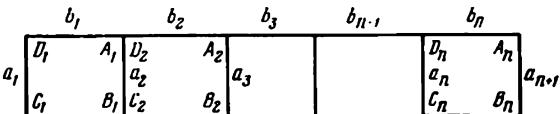
$$\frac{2am_\beta}{\rho''} \cos^2 A = 0. \quad (\text{III.17})$$

Так как $\frac{2am_\beta}{\rho''} \neq 0$, равенство (III.17) возможно при $A = 90 = 270^\circ$.

Следовательно, наивыгоднейшая форма четырехугольника — квадрат, обеспечивающий минимальные погрешности в определяемых сторонах и наибольший продвиг в сетях из четырехугольников без диагоналей.

При помощи коэффициента $k = \sqrt{\frac{1 + \cos^2 A}{\sin^2 A}}$ в формуле (III.16) можно определить снижение точности вычисления сторон в четырехугольнике в зависимости от величины его углов (табл. 22).

Рис. 18. Цепь из прямоугольных четырехугольников



Коэффициенты k_n используют при определении допустимого числа четырехугольников в цепи.

Оценка точности цепи четырехугольников. Если в цепи из n прямоугольных четырехугольников (рис. 18) измерены стороны a_1, b_1, \dots, b_n и все углы, то погрешность определения стороны a_n

$$m_{a_n} = \sqrt{m_{a_1}^2 + \left(\frac{m_\beta}{\rho''}\right)^2 \sum_1^n b_i^2}. \quad (\text{III.18})$$

Относительная погрешность

$$\frac{m_{a_n}}{a_n} = \sqrt{\left(\frac{a_1}{a_n}\right)^2 \left(\frac{m_{a_1}}{a_1}\right)^2 + \frac{1}{a_n^2} \left(\frac{m_\beta}{\rho''}\right)^2 \sum_1^n b_i^2}. \quad (\text{III.19})$$

Для цепи, состоящей из четырехугольников, близких к квадратам,

$$\frac{m_{a_n}}{a_n} = \sqrt{\left(\frac{m_{a_1}}{a_1}\right)^2 + \left(\frac{m_\beta}{\rho''}\right)^2} n. \quad (\text{III.20})$$

По формулам (III.20)–(III.21) можно вычислить погрешности любой из промежуточных сторон цепи. По формуле (III.20) определяют допустимое число прямоугольных четырехугольников в цепи n , при котором будет выдержанна заданная точность стороны a_n ,

$$n = \left[\left(\frac{m_{a_n}}{a_n} \right)^2 - \left(\frac{m_{a_1}}{a_1} \right)^2 \right] : \left(\frac{m_\beta}{\rho''} \right)^2. \quad (\text{III.21})$$

Для цепи, состоящей из четырехугольников произвольной формы, n , вычисленное по формуле (III.21), необходимо разделить на сумму коэффициентов $\frac{1 + \cos^2 A}{\sin^2 A}$, выбранную из табл. 23.

Погрешность в положении конечного пункта цепи четырехугольников, уравненной за условия фигур по направлениям, относительно исходного пункта

$$M = \sqrt{n \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 b^2 + n^2 \left(\frac{m_{T_0}}{\rho''}\right)^2 b + \left(\frac{m_\beta}{2\rho''}\right)^2 \frac{n^3 + 1,45n^2 + 2,89n - 1}{3}}, \quad (\text{III.22})$$

где T_0 — исходный дирекционный угол стороны a_1 .

Относительная погрешность длины замыкающей цепи

$$\frac{M}{L} = \sqrt{\frac{1}{n} \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 + \left(\frac{m_{T_0}}{\rho''}\right)^2 + \left(\frac{m_\beta}{2\rho''}\right)^2 \frac{n^3 + 1,45n^2 + 2,89n - 1}{3n^2}}. \quad (\text{III.23})$$

Таблица 23

№ работы	Число секций в системе	Число четырехугольников в схеме	<i>n</i>	m_{β}''	a_1 , м	$\frac{m_{a_1}}{a_1}$	m_{a_n} max, мм	$\frac{m_{a_n}}{a_1}$ max
1	11	15	5	3,25"	200	1 : 28 000	10,2	1 : 19 540
2	20	12	4	4,25	200	1 : 24 100	11,0	1 : 18 200
3	17	9	3	3,50	200	1 : 27 200	7,5	1 : 26 710
4	21	8	4	4,70	200	1 : 25 600	11,9	1 : 16 800
5	8	8	4	4,54	200	1 : 24 200	4,7	1 : 17 000
6	12	9	3	5,01	200	1 : 22 700	10,9	1 : 18 400
7	2	12	4	3,75	200	1 : 20 100	11,4	1 : 17 600
8	4	12	4	4,03	200	1 : 24 700	10,4	1 : 19 200
9	8	8	4	3,58	200	1 : 29 500	9,8	1 : 21 000
10	1	17	6	2,30	400	1 : 20 000	24,2	1 : 16 800
11	4	16	4	4,38	200	1 : 28 500	12,8	1 : 15 600
12	2	8—12	3—4	5,01	400	1 : 28 700	16,0	1 : 25 000

Продольная погрешность замыкающей цепи без учета систематических влияний в линейных измерениях

$$t = \sqrt{L^2 \frac{1}{n} \left(\frac{m_b}{b} \right)^2}. \quad (\text{III.24})$$

Поперечная погрешность

$$u = \frac{1}{\rho} \sqrt{L^2 \left(m_{T_0}^2 + \frac{n^3 - 1,45n^2 + 2,89n - 1}{3n^2} - \frac{m_{\beta}^2}{2} \right)}. \quad (\text{III.25})$$

§ 10. Сети из четырехугольников

Точность сетей из четырехугольников без диагоналей, вычисленная по указанным формулам, достаточно высока и подтверждается результатами работ, выполненных на 12 крупных строительных площадках (см. табл. 23).

Точность всех сетей, указанных в табл. 23, соответствует полигонометрии 1 разряда. Таким образом, такие сети можно успешно применять при создании геодезического обоснования на промышленных, строительных и городских территориях для крупномасштабных съемок застроенных территорий, при работах по переносу проектов в натуре и специальных инженерных работах, требующих высокой точности пунктов геодезического обоснования.

Преимущества этого метода, значительно уменьшающего объем трудоемких линейных измерений, еще больше возрастают в сочетании с измерениями необходимого числа линий электрооптическими светодальнометрами (см. главу V).

Применяя указанные способы измерений, можно из четырехугольников быстро построить сети необходимой точности и в любых условиях, в которых проложение обычных полигонометрических сетей затруднено или невозможно.

Покажем уменьшение объема работ на примере, взятом из опыта построения сети на одной из промышленных площадок (рис. 19). В сети, состоящей из двух секций по 20 четырехугольников в каждой, были выполнены следующие виды работ:

- 1) проложены ходы короткобазисной параллактической полигонометрии 4 класса между пунктами 3 класса A , B , C , D и пунктами I—II общим протяжением 12,9 км (показаны двойной линией);
- 2) измерены горизонтальные углы на 24 пунктах полигонометрии 1 разряда;
- 3) вычислена длина всех сторон сети, показанных одной линией.

При построении полигонометрической сети такой же точности обычными методами следовало бы углов измерить столько же, а линий в 3 раза больше, т. е. 38,5 км. Значительно уменьшается и объем камеральных работ при вычислении длин линий.

Построение сетей из четырехугольников без диагоналей с применением светодальномеров производят в такой последовательности:

1. Составляют проект сети с привязкой ее к исходным пунктам.
2. Рекогносцируют и закрепляют пункты постоянными и временными знаками.
3. Между исходными пунктами (триангуляции или полигонометрии старших разрядов) прокладывают ходы светодальномерной полигонометрии необходимой точности по направлениям, разделяющим проектируемую сеть на секции, состоящие из 12—25 четырехугольников. Таким образом, ходы прокладываются только по границам (периметрам) секций. При измерениях углов на пунктах этих ходов включают также направление на смежные пункты сети четырехугольников.
4. Измеряют горизонтальные углы на пунктах сети внутри секций (между четырьмя направлениями на каждом пункте).
5. Определяют высоты пунктов сети.
6. Камеральную обработку полигонометрических ходов производят в соответствии с требованиями действующих инструкций и получают уравненные плоские координаты пунктов ходов,

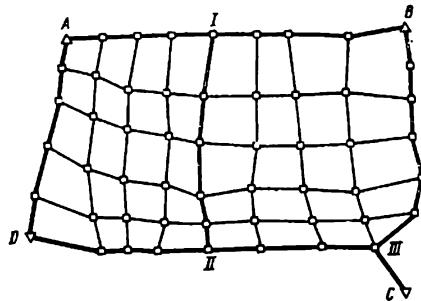


Рис. 19. Сеть из четырехугольников на промышленной площадке

стороны которых являются исходными для вычислений длин сторон сети четырехугольников.

7. Горизонтальные углы, измеренные на пунктах сети, уравнивают внутри секций совместно по методу полигонов В. В. Попова (как свободную сеть).

8. Вычисляют длины сторон сети по формулам (III.2), используя в качестве исходных неуравненные длины сторон, определенные в основных ходах полигонометрии (см. п. 3).

9. Вычисляют дирекционные углы сторон сети по методу узлов В. В. Попова.

10. Вычисляют приращения между пунктами сети и совместно уравновешивают их внутри секций.

11. Вычисляют рабочие координаты пунктов сети по методу узлов В. В. Попова.

Длины исходных сторон редуцируют на плоскость Гаусса и средний уровень промышленной площадки (или города) по формулам (III.21) и (III.22).

Длины сторон вычисляют последовательно по цепям четырехугольников, начиная с цепи, примыкающей к ходу.

В вычисленные значения сторон вводят предварительные поправки по формулам

$$\left. \begin{aligned} \Delta s_i &= -\frac{w_s}{n} N; \\ w_s &= s_{i \text{ выч}} - s_{i \text{ изм}}, \end{aligned} \right\} \quad (\text{III.26})$$

где n — число связующих сторон в цепи; N — номер стороны; $s_{i \text{ выч}}$ — вычисленная сторона; $s_{i \text{ изм}}$ — измеренная сторона.

При необходимости произвести строгое уравнивание сети рекомендуется параметрический способ (см. § 11). Такая необходимость может возникнуть при развитии на крупной строительной площадке нескольких стадий основы, когда раздельное уравнивание не обеспечивает требуемой точности координат пунктов.

Окончательное уравнивание сети четырехугольников можно выполнять по методу А. И. Кобылина [20].

Проект сети составляют на генеральных планах или крупномасштабных топографических планах территории, намеченной к производству работ. На планах наносят исходные пункты главной геодезической основы и намечают проезды, наиболее удобные для проложения основных полигонометрических ходов, ограничивающих секции. Размеры секций и число четырехугольников зависят от точности пунктов главной геодезической основы и от требования определить координаты пунктов с погрешностью 0,05 м.

Проектирование размеров секций (и основных ходов) производят по формулам, приведенным в § 9.

Число четырехугольников в рядах секций зависит от точности основных ходов, требуемой точности работ и формы четырехугольников.

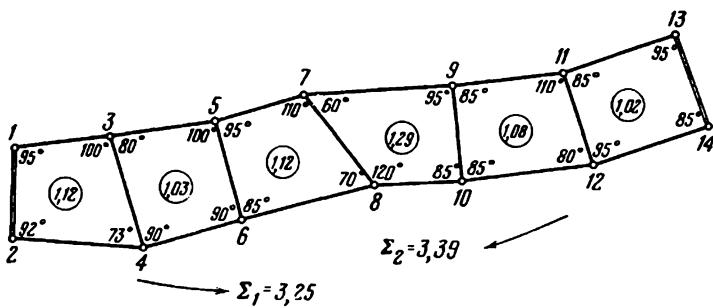


Рис. 20. Определение погрешностей слабой стороны цепи четырехугольников

Пусть, например, в цепи четырехугольников с примерно равными сторонами (рис. 20) требуется определить стороны цепи с относительной погрешностью, не превышающей $I : 8000$.

Исходя из точности определения длин исходных сторон $\frac{m_{a_1}}{a_1} = 1 : 25\ 000$ и средней квадратической погрешности измерения горизонтальных углов $m_\beta = 5,0''$, вычислим по формуле (III.20) относительную погрешность определения наиболее слабой стороны 7—8.

Расчет делают следующим образом:

1. По табл. 22 выбирают коэффициенты снижения точности определения связующих сторон (на рис. 20 указаны числами в кружках).

2. Суммируют эти коэффициенты в интервалах между исходными и определяемой сторонами.

Эти суммы в рассматриваемой цепи соответственно равны
 $\sum_{7-8}^{1-2} = 3,25$; $\sum_{7-8}^{13-14} = 3,39$. Очевидно, наибольшая потеря точности в определении длины будет в правой части цепи.

3. Погрешность определения стороны 7–8 вычисляют по формуле (III.21), в которой $n = 3,39$.

Таким образом,

$$\frac{m_{7-8}}{7-8} = \sqrt{\left(\frac{1}{25\,000}\right)^2 + \left(\frac{5,0}{206\,265}\right)^2 \cdot 3,39} = \frac{1}{16\,000},$$

откуда

$$\frac{m_{7-8}}{7-8} \text{ пред} = -\frac{1}{8000}.$$

Если в цепи четырехугольников a и b , ожидаемую погрешность вычисляют по формуле (III.20).

Длины сторон в основных ходах, прокладываемых по периметру секций, измеряют светодальшомарами или определяют из короткобазисных параллактических звеньев.

Для повышения точности основных ходов рекомендуется применять главные стороны в этих ходах и производить по таким сторонам передачу дирекционных углов. Длины главных сторон определяют как замыкающие промежуточных ходов. Стороны этих промежуточных ходов используют для вычисления длин сторон четырехугольников в секциях.

Средние квадратические погрешности определения уравненных координат пунктов внутри секции вычисляют по формулам

$$m_x = \sqrt{\frac{[pv_{\Delta x}^2]}{n-1}}; \quad m_y = \sqrt{\frac{[pv_{\Delta y}^2]}{n-1}}. \quad (\text{III.27})$$

§ 11. Полевые и камеральные работы

Полевые работы. Рекогносцировку пунктов полигонометрической сети, проектируемой из четырехугольников без диагоналей, производят одновременно с разработкой рабочего проекта застройки и выполняют в такой последовательности:

- 1) рекогносцировка пунктов основных полигонометрических ходов, прокладываемых по границам секций;
- 2) рекогносцировка пунктов внутри секций.

Во время рекогносцировки основных ходов обследуют проезды, по которым проектируется проложение этих ходов, и намечают местоположение главных и промежуточных пунктов сети. Места пунктов полигонометрии внутри секций намечают таким образом, чтобы с них были видны все смежные пункты сети. Располагают их так, чтобы уменьшить влияние боковой рефракции. Пункты полигонометрии закрепляют постоянными стальными и грунтовыми знаками. Измерение сторон ходов рассмотрено в главе IV.

Углы измеряют оптическими теодолитами по трехштативной системе согласно требованиям инструкции по производству работ. В связи с тем, что на пунктах полигонометрических сетей указанного типа обычно наблюдают 3—4 направления, при измерении углов производят замыкание горизонта.

Рекомендуется одновременное измерение углов на пунктах сети, смежных с пунктами основных ходов. Это обеспечивает наибольшую производительность работ и существенно повышает точность измерений, сводя к минимуму погрешности за центрировку и редукцию. Центрирование теодолитов и визирных марок над знаками производят оптическими центрирами.

Записи результатов измерений сопровождают подробными схемами и зарисовками исключающими возможность погрешностей при обработке материалов.

В поле необходимо выполнять все предусмотренные инструкцией контрольные вычисления.

По мере замыкания полигонов должна составляться схема сети, в которой записывают измеренные углы, для подсчета по

ией невязок в полигонах. Подробные схемы следует также составлять и по основным ходам, прокладываемым на границах секций.

Рекомендуется указывать на схемах ходов номера журналов, в которых производились записи при измерении углов. Особенно тщательно необходимо составлять схемы ходов, измерения в которых велись одновременно несколькими исполнителями.

Высоты пунктов полигонометрии определяют нивелированием с точностью, предусмотренной проектом работ.

Камеральная обработка. На первом этапе предварительной обработки материалов проверяют полевые журналы, подсчитывают невязки и производят оценку точности полевых измерений. После этого вычисляют предварительные координаты и высоты пунктов основных ходов и производят редуцирование горизонтальных углов и линий на плоскость в проекции Гаусса. При необходимости длины линий редуцируют также на средний уровень города (площадки).

Следующий этап камеральных работ — вычисление рабочих координат основных ходов и уравнительные вычисления.

При вычислении рабочих координат пунктов основных ходов чаще всего применяют раздельное уравнивание дирекционных углов и приращений координат методом узлов В. В. Попова. Вначале вычисляют дирекционные углы и координаты узловых пунктов, а затем координаты пунктов в ходах. Окончательное уравнивание основных ходов между исходными пунктами рекомендуется выполнять по методу наименьших квадратов.

Вычисление координат пунктов, расположенных внутри секций, производят в такой последовательности:

1. Углы, измеренные на пунктах в секции и примычных пунктах основных ходов, уравнивают совместно по способу полигонов В. В. Попова, как в свободной сети.

2. Вычисляют предварительные длины сторон четырехугольников по формулам (III.2). В качестве исходных при вычислении сторон используют неуравненные длины сторон основных ходов, редуцированные на плоскость в проекции Гаусса. В связи со сравнительно небольшими размерами секций вычисленные длины линий можно в пределах точности работ считать редуцированными.

При значительных длинах сторон в четырехугольниках перед вычислением сторон горизонтальные направления и линии необходимо редуцировать на плоскость в проекции Гаусса * по формулам:

1) поправки в измеренные направления

$$\left. \begin{aligned} \delta_{1,2} &= -\frac{\rho''}{2R_m^2} (x_2 - x_1) y_m; \\ \delta_{2,1} &= \frac{\rho''}{2R_m^2} (x_2 - x_1) y_m; \end{aligned} \right\} \quad (\text{III.28})$$

* При расстояниях от осевого меридиана $y > 25$ км — в полигонометрии I разряда и выше.

Таблица 24

Обозначения	Вычисления	Обозначения	Вычисления
A	59° 11' 49"	$\sin(A + B)$	+ 0,262872
B	105 33 45	$\sin B$	+ 0,963338
C	70 57 43	$b \sin A$	- 187419
D	124 16 43	$a \sin(B + C)$	- 5,874
Σ			
b	360° 00' 00"	Σ_1	194,293
a	218,200	$a \sin C$	+ 91,587
$B + C$	96,886	$b \sin(A + B)$	+ 57,359
$A + B$	176° 31' 28"		
$\sin A$	164 45 34		
$\sin(B + C)$	- 0,858932	Σ_2	148,946
$\sin C$	- 0,945302	$b_1 = \Sigma_1 : \sin B$	200,549
	- 0,060623	$a_1 = \Sigma_2 : \sin B$	154,614

2) поправки в линии

$$\delta_{1,2} = -\frac{y_m^2}{2R_m^2} s_{1,2}. \quad (\text{III.29})$$

Здесь R_m — средний радиус кривизны для среднего пункта полигонометрической сети; y_m — расстояние середины линии хода от осевого меридиана.

3. Поправки в измеренные линии за переход на поверхность относимости вычисляют по формуле

$$\delta_{s_H} \text{, мм} = -0,157 \cdot sH, \quad (\text{III.30})$$

где s — длина линии в километрах; H — высота над принятой поверхностью относимости в метрах.

Вычисление сторон в четырехугольниках (см. рис. 15) производят при помощи шести- или семизначных таблиц натуральных тригонометрических функций на счетных машинах по схеме, указанной в табл. 24.

Вначале последовательно вычисляют стороны цепи четырехугольников, примыкающих к границе секции, начиная с первого четырехугольника цепи, в котором определены длины двух сторон a и b . Связующая сторона a_1 , вычисленная в первом четырехугольнике, используется в качестве исходной во втором и т. д. Одновременно вычисляют промежуточные стороны.

После решения последнего четырехугольника в цепи вычисляют свободный член базисного условия — невязку цепи по формуле

$$w_{a_1} = a_n \text{ выч} - a_n \text{ изм}. \quad (\text{III.31})$$

После вычисления сторон четырехугольников в первой цепи вычисляют в этой же последовательности стороны второй цепи.

При этом промежуточные стороны b_1, b_2, \dots, b_n , полученные при решении одной цепи четырехугольников, в свою очередь, используют как исходные при решении второй цепи и т. д.

После решения последней цепи четырехугольников в секции вычисляют невязки промежуточных сторон по формуле

$$w_{b_n} = b_{n \text{ нач}} - b_{n \text{ изм}}. \quad (\text{III.32})$$

Вычисленные стороны четырехугольников предварительно уравнивают. Поправки в стороны вычисляют по формуле (III.26).

Предварительные дирекционные углы сторон четырехугольников вычисляют по предварительно уравненным углам четырехугольников. В качестве исходных принимают уравненные дирекционные углы сторон основных полигонометрических ходов.

В большинстве случаев уравненные дирекционные углы четырехугольников достаточно вычислить приближенным способом в такой последовательности:

1. Определить дирекционные углы сторон первых цепей четырехугольников, примыкающих к основным полигонометрическим ходам, по формуле

$$\alpha'_{a_i} = \alpha_{\text{исх}} + \beta_i, \quad (\text{III.33})$$

где α'_{a_i} — дирекционный угол стороны четырехугольника, примыкающей к основному ходу; β_i — левый по ходу угол между исходной и вычисляемой сторонами, предварительно уравненный перед решением четырехугольников.

2. Так как дирекционный угол каждой связующей стороны вычисляют дважды (из смежных четырехугольников), то окончательное значение его можно получить как среднее арифметическое по формуле

$$\alpha_{a_i} = \frac{\alpha'_{a_i} + \alpha''_{a_i}}{2}. \quad (\text{III.34})$$

3. Дирекционные углы промежуточных сторон четырехугольников вычисляют аналогично.

4. Дирекционные углы сторон следующих цепей четырехугольников определяют таким же образом.

Вычисления производят на схеме, в которую выписывают:

а) исходные дирекционные углы (красной тушью);

б) уравненные углы четырехугольников (черной тушью).

По мере вычисления дирекционных углов их значения выписывают на схему внутри тех четырехугольников, в которых они вычислены.

Средние значения дирекционных углов выписывают красной тушью. Приращения координат по сторонам четырехугольников вычисляют по обычным формулам

$$\left. \begin{array}{l} \Delta x_i = s_i \cos \alpha_i; \\ \Delta y_i = s_i \sin \alpha_i, \end{array} \right\} \quad (\text{III.35})$$

где s_i — уравненные стороны четырехугольников; α_i — уравненные дирекционные углы.

Одновременно подсчитывают свободные члены координатных условий в каждом замкнутом четырехугольнике по формулам

$$\left. \begin{aligned} w_{\Delta x} &= \sum \Delta x; \\ w_{\Delta y} &= \sum \Delta y. \end{aligned} \right\} \quad (\text{III.36})$$

В четырехугольниках, примыкающих к основным сторонам, свободные члены координатных условий вычисляют по формулам

$$\left. \begin{aligned} w_{\Delta x} &= \sum \Delta x + x_1 - x_2; \\ w_{\Delta y} &= \sum \Delta y + y_1 - y_2, \end{aligned} \right\} \quad (\text{III.37})$$

где x_1, y_1, x_2, y_2 — соответственно координаты начального и конечного исходных пунктов.

Координаты пунктов, расположенных внутри секций, вычисляют методом узлов В. В. Попова по способу последовательных приближений. Веса координат вычисляют по формуле

$$p_x = p_y = \frac{k}{s}, \quad (\text{III.38})$$

где k — произвольно выбранное число; s — расстояние между исходным и определяемым пунктами.

Высоты пунктов сети вычисляют также методом узлов В. В. Попова по способу последовательных приближений (поразрядно).

В отдельных случаях требуется более высокая точность координат пунктов полигонометрических сетей. Для этого необходимо выполнить строгое уравнивание пунктов сети, расположенных внутри секций.

Строгое уравнивание полигонометрических сетей, состоящих из четырехугольников без диагоналей, можно выполнять как коррелатным, так и параметрическим способом. Однако уравнивание таких сетей коррелатным способом в связи с большим числом узловых пунктов приводит к необходимости составления и решения большого числа условных и нормальных уравнений. Поэтому строгое уравнивание сложных полигонометрических сетей из четырехугольников без диагоналей рекомендуется выполнять параметрическим способом, отыскивая поправки к предварительным координатам определяемых пунктов под условием минимума суммы поправок к измеренным величинам. При этом число нормальных уравнений будет равно удвоенному числу определяемых пунктов.

Уравнивание полигонометрических сетей параметрическим способом можно производить по направлениям, измеренным на пунктах сети, выполняемым аналогично уравниванию триангуляции; по углам между смежными направлениями, измеренными на пунктах сети, по способу, разработанному Центральной геодезической частью (ЦГЧ) для уравнивания триангуляции 2 класса, и уравни-

ванием расстояний между пунктами сети.

Преимущества полигонометрических сетей из четырехугольников без диагоналей. Способ четырехугольников, особенно с применением электрооптических светодальномеров, в значительной степени облегчает труд геодезистов, выполняющих работы по построению геодезической основы. Построение плановых сетей в городах и на территории промышленных объектов методом триангуляции связано с необходимостью сооружения надстроек на зданиях и выполнения сложных работ по снесению координат с пунктов триангуляции на проезды. Прямоугольная форма кварталов наиболее удобна для применения способа четырехугольников без диагоналей в сочетании с измерением линий светодальномерами или определением их длины короткобазисным параллактическим способом. Такое сочетание обеспечивает максимальную производительность труда при необходимой точности результатов, а проложение ходов по контуру секций доводит до минимума линейные измерения.

Объединение этих методов позволяет в наиболее короткие сроки построить опорную геодезическую сеть необходимой точности в любых условиях.

Для построения такой сети необходима только видимость между смежными пунктами, расположенными в вершинах фигур, образующих сеть, и, если сеть прокладывают на городской территории, вдоль проездов, внутри которых можно проложить ходы по границам (контуру) секций.

При отсутствии непосредственной видимости между смежными пунктами применяют метод вспомогательной точки. В этом случае вблизи створа линии AB выбирают вспомогательную точку M (рис. 21).

В пунктах A и B измеряют углы на точку M . Кроме того, измеряют угол γ в точке M и расстояния $a = MB$ и $b = AM$.

После этого углы α и β вычисляют по формулам

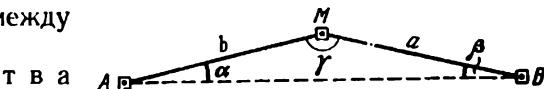


Рис. 21. Способ вспомогательной точки

$$\left. \begin{aligned} \operatorname{tg} \alpha &= \frac{\sin \gamma}{\frac{b}{a} - \cos \gamma}; \\ \operatorname{tg} \beta &= \frac{\sin \gamma}{\frac{a}{b} - \cos \gamma}. \end{aligned} \right\} \quad (\text{III.39})$$

Если угол γ отклоняется от 180° не более чем на $30'$, то углы α и β вычисляют по упрощенным формулам

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = \frac{|180^\circ - \gamma|}{1 + \frac{b}{a}}; \\ \beta = \frac{|180^\circ - \gamma|}{1 + \frac{a}{b}}. \end{array} \right\} \quad (\text{III.40})$$

Направления на точку M и угол γ измеряют с точностью, принятой в сети.

Точность измерения расстояний зависит от величины несовпадения точки M со створом AB и может быть определена по формуле

$$\frac{1}{T} = \frac{(a+b)^2 m_\beta}{2ab(\alpha+\beta)''}, \quad (\text{III.41})$$

где m_β — средняя квадратическая погрешность измерения углов в сети.

При $180^\circ - \gamma \leq 30'$ измерение линий a и b с относительной погрешностью $1 : 2000$ приводит к средней погрешности в вычислении α и $\beta \approx 0,05''$.

В связи с этим в большинстве случаев расстояния a и b можно измерять стальной лентой или другим способом, обеспечивающим указанную точность.

ГЛАВА IV

ПОСТРОЕНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ СЕТОК И СПЕЦИАЛЬНОЙ ЦЕХОВОЙ ОСНОВЫ СПОСОБОМ ЧЕТЫРЕХУГОЛЬНИКОВ БЕЗ ДИАГОНАЛЕЙ

§ 12. Технические условия и способы разбивки строительных сеток

Наиболее удобный вид геодезической основы на территории крупных строительных, промышленных и городских площадок — строительная сетка. Пункты строительной сетки должны обеспечить решение двух инженерно-геодезических задач: топографическую съемку крупного масштаба ($1 : 500$), в частности для исполнительного генерального плана, и быстрый безошибочный перенос проекта в натуру — разбивочные работы для строительства и монтажа.

Как правило, оси объектов, сооружаемых на таких площадках, параллельны, а сами сооружения прямоугольны, поэтому знаки,

закрепляющие пункты сетки, образуют сеть квадратов или прямоугольников, ориентированных в частной системе координат площадки со сторонами 25—400 м, параллельными осям сооружений или проездов. При таком размещении знаков сетки при выносе от них в натуре осей зданий и сооружений, а также при определении исполнительных координат построенных объектов значительно упрощаются геодезические работы, так как при разбивках и съемках от пунктов строительных сеток используют только прямые углы и повторяющиеся линейные размеры.

Для уменьшения вероятности погрешности при расчете привязок начала координат сетки выбирают так, чтобы в пределах площадки координаты всех сооружений были положительными.

Условия производства крупномасштабной съемки застроенной территории определяют точность планового положения и высот пунктов сетки. По этим условиям погрешности координат пунктов сетки относительно ее начала не должны превышать 0,050 м, а погрешности их взаимного положения 0,020 м.

Техническими условиями по обеспечению строительно-монтажных работ предъявляются требования, чтобы пункты сетки имели точность полигонометрии 1 разряда и в ряде случаев (см. главу II) полигонометрии 4 класса (1 : 25 000).

На больших площадках, имеющих ломаное очертание, проектируют несколько строительных сеток в частных системах координат. Ориентирование координатных осей строительной сетки относительно общегосударственной системы координат может быть произвольным. Переход от государственной системы к частной системе сетки (рис. 22) производят по формулам

$$\left. \begin{array}{l} A = (x - a) \cos \theta + (y - b) \sin \theta; \\ B = -(x - a) \sin \theta + (y - b) \cos \theta. \end{array} \right\} \quad (\text{IV.1})$$

При повороте оси A по отношению к оси x на угол θ против хода часовой стрелки

$$\left. \begin{array}{l} A = (x - a) \cos \theta - (y - b) \sin \theta; \\ B = (x - a) \sin \theta + (y - b) \cos \theta. \end{array} \right\} \quad (\text{IV.2})$$

Переход от системы строительной сетки к общегосударственной применительно к рис. 22 производят по формулам

$$\left. \begin{array}{l} x = a + A \cos \theta - B \sin \theta; \\ y = b + A \sin \theta + B \cos \theta, \end{array} \right\} \quad (\text{IV.3})$$

где x, y — координаты точки M в государственной системе; A, B — координаты точки M в системе строительной сетки; a, b — координаты начала строительной сетки в государственной системе; θ — угол поворота сетки относительно государственной системы.

Координаты пунктов сетки вычисляют на плоскости, на среднем уровне площадки.

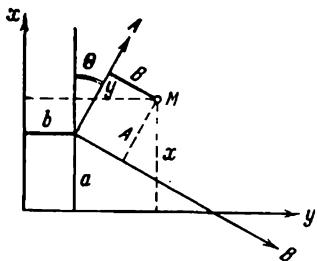


Рис. 22. Переход от государственной системы координат к частной

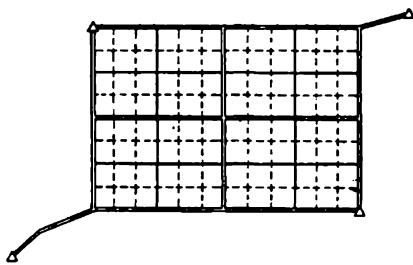


Рис. 23. Построение сетки полигонометрическим способом

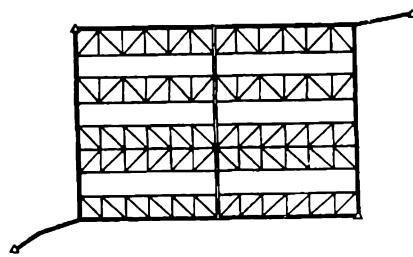


Рис. 24. Построение сетки тригонометрическим способом

$m_1 = 3,5$ см, второго разряда $m_2 = 5$ см. Уравнивание основных ходов производят совместно, по методу наименьших квадратов, между исходными пунктами второго разряда уравнивают поразрядно методом узлов В. В. Попова с раздельным уравниванием дирекционных углов, абсцисс и ординат пунктов сети. Разбивка сеток этим способом даже при определении длин сторон светодальномером является

После составления проекта строительной сетки, увязанного с генеральным планом площадки, производят предварительную разбивку пунктов сетки с закреплением их временными знаками. Определение координат этих знаков производят различными способами в зависимости от местных условий и расположения исходных пунктов. Временные пункты смещают (редуцируют) на их проектные координаты и закрепляют постоянными знаками, после чего вновь определяют их координаты и, если необходимо, производят вторичное редуцирование. По окончательно разбитой сетке выполняют контрольные измерения. Рассмотрим несколько способов разбивки строительных сеток.

Полигоно метрический способ. Определение координат пунктов сетки может быть произведено способом полигонометрии с измерением углов на всех пунктах и расстояний между ними. Осуществляя принцип перехода от старшего разряда к младшему, между исходными пунктами прокладывают основные ходы и между ними заполняющие ходы по общей схеме (рис. 23). Между пунктами заполняющих ходов прокладывают ходы второго разряда. Средние квадратические погрешности пункта первого разряда обеспечивают

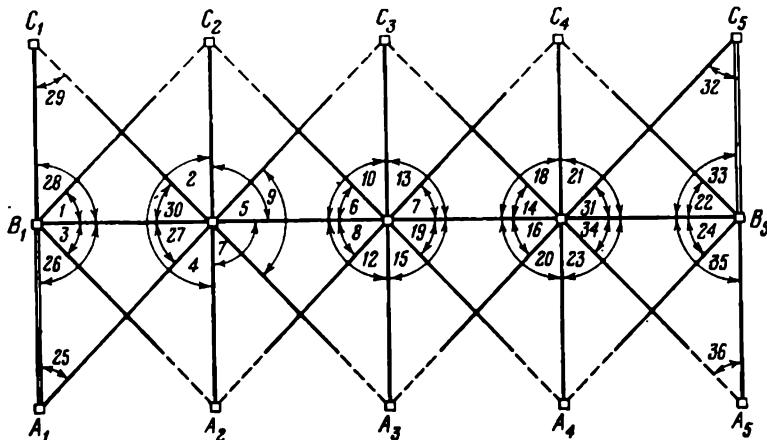


Рис. 25. Построение сетки способом А. И. Дурнева

дорогостоящей, требует значительной затраты времени не только для полевых, но и для камеральных работ, связанных с большим объемом вычислений.

Тригонометрический способ. На открытых небольших площадках при наличии видимости и по диагоналям прямоугольников сетки могут быть проложены между сторонами ходов основной полигонометрии цепи треугольников (рис. 24).

На больших площадках для обеспечения требуемой точности тригонометрическим способом необходимо определять координаты из сплошных сетей малой триангуляции или трилатерации, уравниваемых совместно упрощенными методами. Это приводит к значительному количеству измерений и сложным вычислениям. Указанный метод на объектах, где ведется строительство, и на застроенных площадках не может быть применен.

Способ засечек А. И. Дурнева. Существо способа [11] заключается в том, что примерно по продольным осям площадки прокладывают ходовые линии со сторонами 200—400 м, концы которых закрепляют знаками. На этих знаках измеряют углы по ходовой линии и между направлениями на два ряда вспомогательных пунктов справа и слева от нее (углы 1—36 на рис. 25). Через 8—10 сторон хода измеряют базисы. В результате одновременно определяют координаты знаков всех трех линий. В качестве базисов рекомендуется измерять исходные стороны цепи, перпендикулярные к ходовой линии (A_1B_1 и B_5C_5 на рис. 25). Уравнивание отдельных цепей производят коррелатным способом (двуухгрупповым методом по углам).

Координаты вспомогательных пунктов строительной сетки определяют, как правило, из двух засечек (с двух основных ходов) с углами в пучках 45 и 90° (рис. 26). За окончательные координаты пунктов принимаются средние арифметические значения. При помощи светодальномеров могут быть проложены цепочки

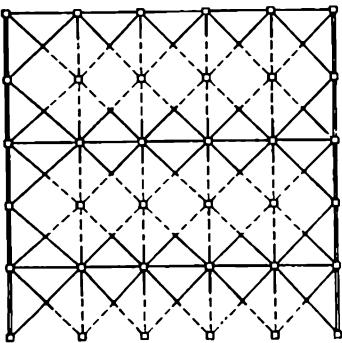


Рис. 26. Построение сетки двух-фигурными засечками

линейных засечек [56]. Светодаль-
номер устанавливают через пункт
основного хода, на остальных пунк-
тах хода и на вспомогательных пунк-
тах сетки — отражатели. После из-
мерения и вычисления углов основ-
ного хода уравнивание рядов линей-
ных засечек удобнее производить
параметрическим способом, выражая
поправки в измеренные стороны через
поправки в координаты пунктов.
Способы засечек могут быть при-
менены на открытых площадках.

Способ четырехугольников без диагоналей. Этот спо-
соб (см. главу III) значительно умень-
шает число измеряемых сторон сети и особенно эффективен при ис-
пользовании светодальномеров. Для построения сетки со сторо-
нами 200 м на площади 100 га способом обычной полигонометрии
нужно измерить 20 км линий (8 км при предварительном и 12 км
при окончательном измерении длин сторон), способом четырех-
угольников без диагоналей — 8 км, так как измеряют линии
только по внешнему контуру сетки, все же остальные вычисляют.

Чем больше сетка, тем более значительное снижение затрат. Вы-
числение 450 сторон четырехугольников строительных сеток,
в которых линии измерялись непосредственно, показало, что наи-
большее расхождение стороны 200 м с измеренным ее значением
(при относительной средней квадратической погрешности из-
мерения стороны $\frac{m_a}{a} = \frac{1}{50\,000}$ и $m_b = 5,2''$) оказалось равным
4,8 мм, или $\frac{1}{42\,000}$ длины стороны. Применение спо-

соба четырехугольников без диагоналей позволяет построить строительную сетку
в любых производственных условиях, на
открытых и застроенных площадках, при
минимальной затрате времени на поле-
вые и камеральные работы.

Для построения сетки этим способом ее делят на секции, со-
стоящие из 12—25 четырехугольников, в зависимости от необхо-
димой точности вычисления связующей стороны последнего че-
тырехугольника ряда. Так, измерение стороны внешнего кон-
тура с относительной погрешностью $\frac{1}{25\,000}$ обеспечивает воз-
можность вычисления связующей стороны четвертого четырех-
угольника с погрешностью $\frac{1}{16\,000}$ и позволяет довести число
четырехугольников в секции до 16. По контуру (границам) сек-

ции прокладывают ходы полигонометрии 4 класса и измеряют углы на всех пунктах сети. Основные ходы уравнивают между исходными пунктами как свободные сети, а углы в каждой секции уравнивают по способу полигонов В. В. Попова (как в свободной сети) и вычисляют длины неизмеренных сторон четырехугольников. Вначале вычисляют стороны цепи, примыкающей к внешней границе секции. Вычисления ведут от измеренной стороны (базиса) в начале цепи к измеренной стороне в конце цепи. Полученную невязку (поправку за базисное условие) распределяют на все связующие стороны пропорционально номеру стороны (четырехугольника). После сторон первой цепи вычисляют стороны смежной с ней цепи и т. д.

По способу узлов В. В. Попова вычисляют дирекционные углы внутри секций. Приращения координат между пунктами внутри секций и между ними и исходными пунктами основных ходов, проложенных по контуру (границам секций), вычисляют по предварительно уравненным сторонам и дирекционным углам. Уравнивание координат производят по способу узлов В. В. Попова.

При необходимости построения строительной сетки высокой точности и уравнивания координат по методу наименьших квадратов рекомендуется применить параметрический способ [49]. В этом случае координаты, вычисленные по способу узлов, принимают за приближенные.

Уравнивание сети четырехугольников без диагоналей корреклатным способом нерационально из-за большого числа условий в таких сетях.

Для построения небольших строительных сеток со сторонами 25—50 м на ровной незастроенной территории может быть применен способ точного построения фигур (см. § 36).

§ 13. Проектирование строительной сетки и полевые работы

Чтобы сохранить максимальное число пунктов строительной сетки на весь период строительства и эксплуатации объекта для разбивок и исполнительных съемок, лучше всего проектировать сеть после разработки и утверждения генерального плана площадки.

После выбора начала координат (см. § 12) координатные оси сетки *A* (ось абсцисс) и *B* (ось ординат) наносят на генплан и намечают основные пункты сетки (рис. 27). Нумерация пунктов обозначает одновременно и координаты их в системе сетки. В этой системе точка 20*A* + 85, 40*B* + 18 будет иметь координаты *A* = = 2085 м, *B* = +4018 м.

Размеры сторон сетки зависят от расстояний между объектами или проездами. На генеральный план наносят исходные пункты триангуляции и полигонометрии, намечают границы секций и проектируют по этим границам основные ходы и связь их с исход-

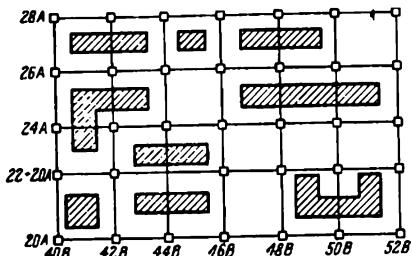


Рис. 27. Проектирование сетки на генплане

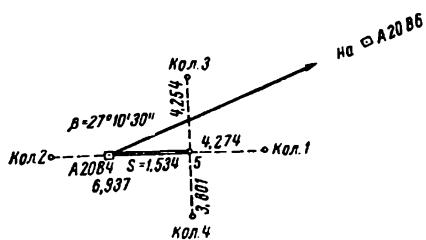


Рис. 28. Смещение пункта в проектное положение

ными пунктами. Для основных ходов и для пунктов внутри секций производят расчет точности (см. главу III).

Полевые работы по разбивке сетки. Если исходная геодезическая основа недостаточна, производят ее сгущение. Координаты исходных пунктов редуцируют на средний уровень площадки. После сгущения главной геодезической основы производят разбивку базиса сетки (одной из средних ее линий). Концы базиса или совмещают с исходными пунктами или выносят в натуре небольшими ходами.

Рекомендуется при сгущении главной геодезической основы полигонометрическими ходами совмещать один из них с базисом. На линии базиса разбивают места временных пунктов. Координаты временных знаков базиса определяют полигонометрическим ходом 4 класса, уравнивая его по методу наименьших квадратов и редуцируя длины линий на средний уровень площадки.

Вычисленные координаты временных пунктов будут отличаться от проектных. Для смещения пунктов в проектное положение центрируют оптическим центриром теодолит и от направления на смежный пункт при двух положениях круга откладывают вычисленный угол β (рис. 28). Проектное направление закрепляют створным колом 1 в 3—4 м от выносимого центра и по стальной проволоке, натянутой в коллимационной плоскости теодолита, откладывают компарированной рулеткой линейный элемент смещения. Проектное положение центра закрепляют на колу 5 гвоздем. Затем примерно под прямыми углами закрепляют проектный центр кольями 3 и 4.

Расстояния от центра до створных креплений точно измеряют и показывают на зарисовке в полевом журнале (см. рис. 28). Точность пункта смещенного в проектное положение можно определить по формуле

$$m_r^2 = m_s^2 + s^2 \frac{m_\beta^2}{\rho^2}, \quad (\text{IV.4})$$

где m_s — средняя квадратическая погрешность линейного откладывания; m_β — откладывания полярного угла: при $m_s = 2$ мм, $m_\beta = 1'$, $s = 2$ м, $m_r = 2,1$ мм.

На месте временного знака в точке пересечения двух закрепленных створов устанавливают постоянный центр.

По постоянным центрам базисной линии прокладывают контрольный полигонометрический ход. Между окончательно вынесенными центрами для контроля работ измеряют углы. Отклонение величин контрольных углов от проектных не должно превышать $10''$.

От окончательных центров базисной линии разбивают полярным способом или методом угловых засечек (с точностью теодолитных ходов) остальные пункты сети и временно их закрепляют.

Для определения координат временных центров способом четырехугольников без диагоналей с применением светодальномера по границам секций строительной сетки (их контуру) прокладывают полигонометрический ход 4 класса. При отсутствии светодальномера длины сторон определяют из сложных параллактических звеньев типа III-а (рис. 29), причем большие базисы разбивают через пункт так, чтобы при помощи одного базиса определять длину двух смежных звеньев — сторон сетки. Светодальномер также устанавливают над знаками через пункт и измеряют на одной станции заднюю по ходу и переднюю стороны сетки. Камеральную обработку материалов и вычисление координат пунктов производят в определенной последовательности, по схеме и формулам, указанным в главе III.

После вычисления координат временных пунктов вычисляют поправки, смещают пункты в проектное положение и закрепляют их постоянными железобетонными знаками с пластинками (см. выше), закладывая их ниже глубины промерзания. Эти знаки одновременно являются грунтовыми реперами,

При выборе конструкции репера учитывают сохранность знаков при производстве земляных работ.

Правильность нанесения проектных центров после смещения временных пунктов контролируют измерением длин сторон между смежными центрами или диагоналей четырехугольников, в которых были получены наибольшие невязки, а также измерением углов на пунктах, расположенных в шахматном порядке. Допустимые (предельные) отклонения длин сторон от проектных ± 20 мм и диагоналей ± 25 мм. Допустимые отклонения углов от проектных $\delta_{\text{доп}} \leq \pm 20''$. Высоты центров знаков определяют с точностью нивелирования III класса. Уравнивание высот производят по способу узлов или полигонов В. В. Попова.

Завершают полевые и камеральные работы составлением отчета и каталога координат и высот пунктов сетки. Координаты вычисляют в государственной системе и в частной системе строи-

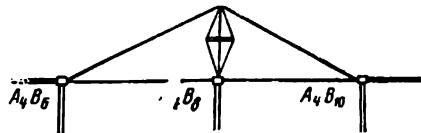


Рис. 29. Определение длии сторон сетки параллактическими звеньями

тельной сетки, а высоты — в Балтийской системе или в местной системе высот, если она принята в районе площадки.

В отсчете описывают условия производства работ, применявшиеся инструменты, способы вычисления рабочих и окончательных координат и производят оценку точности пунктов. Знаки сетки в натуре, каталог и отчет передают заказчику по акту.

§ 14. Строгое уравнивание координат пунктов сетки

Необходимость в уравнивании координат по методу наименьших квадратов возникает при более высоких, чем обычно, требованиях к точности пунктов строительной сетки. Так, например, пункты сетки могут одновременно закреплять оси крупного цеха, и такие оси, будучи внесенными внутрь строящегося сооружения, могут служить внутрицеховой основой для разбивок при установке оборудования. В других случаях пункты сетки должны обеспечить высокую точность технологической связи цехов между собой.

Теоретические основы применения параметрического способа уравнивания сетей из четырехугольников без диагоналей при вычислении окончательных координат подробно изложены в [49]; здесь рассмотрим основные положения в применении этого способа к строительным сеткам.

В четырехугольнике без диагоналей $ABCD$, в котором измерены четыре угла A, B, C и D и две стороны AB и BC , положение пункта D определяется угловой засечкой — пересечением направлений CD и AD или линейной засечкой — пересечением сторон CD и AD , длины которых s_1 и s_2 вычислены по формулам (III.3).

Рассмотрим случай линейной засечки, позволяющей строго уравнять и оценить основные элементы строительной сетки — расстояния между пунктами и их координаты. Очевидно, что координаты пункта D — функция расстояний s_1 и s_2 . В связи с этим, отыскав поправки δx и δy к предварительным координатам пункта D , можем определить поправки в соответствующие расстояния δs_1 и δs_2 .

Зависимость между изменением координат и изменением сторон можно определить следующим образом.

Переместим пункт D относительно пункта A на некоторую величину δx по оси абсцисс и δy по оси ординат из положения D в положение D_1 (рис. 30). Очевидно, измененное расстояние между пунктами A и D_1 можно определить по формуле

$$s_1' = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2}. \quad (\text{IV.5})$$

Продифференцировав формулу (IV.5), получим

$$2s\delta s = 2\Delta x\delta x + 2\Delta y\delta y = 2s \cos \alpha \delta x + 2s \sin \alpha \delta y, \quad (\text{IV.6})$$

откуда

$$\delta s = \cos \alpha \delta x + \sin \alpha \delta y. \quad (\text{IV.7})$$

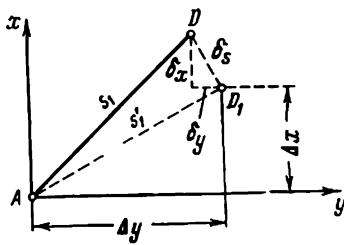


Рис. 30. Изменение координат пункта сетки при изменении длин сторон

Обозначив $\cos \alpha = a$, $\sin \alpha = b$, окончательно получим уравнение поправок для стороны

$$\delta s = a \delta x + b \delta y. \quad (\text{IV.8})$$

Положение пункта D в строительной сетке обычно определяют линейными засечками s_1, s_2, s_3 и s_4 с 3—4 пунктами (рис. 31).

В связи с этим аналогичные уравнения поправок можно составить для всех сторон, определяющих положение пункта D ,

$$\left. \begin{array}{l} \delta s_1 = a_1 \delta x + b_1 \delta y; \\ \delta s_2 = a_2 \delta x + b_2 \delta y; \\ \delta s_3 = a_3 \delta x + b_3 \delta y; \\ \delta s_4 = a_4 \delta x + b_4 \delta y. \end{array} \right\} \quad (\text{IV.9})$$

Свободные члены уравнений поправок можно вычислить как разность между расстояниями s'_1, s'_2, s'_3 и s'_4 , вычисленными по предварительным координатам пункта D_1 и соответствующих исходных пунктов, по формулам

$$\left. \begin{array}{l} \operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{y_A - y_{D_1}}{x_A - x_{D_1}}; \quad s'_1 = \frac{y_A - y_{D_1}}{\sin \alpha_1} = \frac{x_A - x_{D_1}}{\cos \alpha_1}; \\ \operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{y_C - y_{D_1}}{x_C - x_{D_1}}; \quad s'_2 = \frac{y_C - y_{D_1}}{\sin \alpha_2} = \frac{x_C - x_{D_1}}{\cos \alpha_2}; \\ \operatorname{tg} \alpha_3 = \frac{y_F - y_{D_1}}{x_F - x_{D_1}}; \quad s'_3 = \frac{y_F - y_{D_1}}{\sin \alpha_3} = \frac{x_F - x_{D_1}}{\cos \alpha_3}; \\ \operatorname{tg} \alpha_4 = \frac{y_H - y_{D_1}}{x_H - x_{D_1}}; \quad s'_4 = \frac{y_H - y_{D_1}}{\sin \alpha_4} = \frac{x_H - x_{D_1}}{\cos \alpha_4}. \end{array} \right\} \quad (\text{IV.10})$$

И измеренными значениями этих расстояний (определенными при решении четырехугольников) s^0_1, s^0_2, s^0_3 и s^0_4 . Следовательно,

$$\left. \begin{array}{l} l_1 = s'_1 - s^0_1; \quad l_3 = s'_3 - s^0_3; \\ l_2 = s'_2 - s^0_2; \quad l_4 = s'_4 - s^0_4. \end{array} \right\} \quad (\text{IV.11})$$

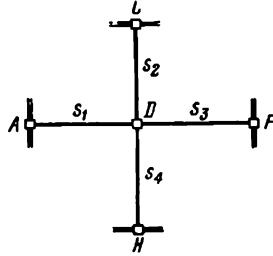


Рис. 31. Линейные засечки пункта сетки

Коэффициенты a и b для каждого определяемого пункта вычисляют по формулам $a = \cos \alpha$, $b = \sin \alpha$; вес p определения сторон s_1, \dots, s_4 соответственно равен $\frac{100}{s_{1, \dots, 4}}$ (в м).

После этого составляют начальные уравнения

$$pabx + pb\delta y + pl = 0 \quad (\text{IV.12})$$

и нормальные уравнения

$$\left. \begin{array}{l} [paa] \delta x + [pab] \delta y + [pal] = 0; \\ [pbb] \delta x + [pb\delta] = 0. \end{array} \right\} \quad (\text{IV.13})$$

Решая нормальные уравнения по схеме Гаусса, вычисляют поправки δx_i и δy_i к приближенным значениям координат каждого пункта. После этого вычисляют поправки к длинам сторон, определенным из решения четырехугольников без диагоналей, по формуле

$$v_{s_i} = a_i \delta x + b_i \delta y + b_i \quad (\text{IV.14})$$

и производят оценку уравненных сторон по формулам

$$m'_s = \sqrt{\frac{[p\delta^2]}{n-2}}, \frac{1}{T} = \frac{m'_s}{s}, \quad (\text{IV.15})$$

где m'_s — средняя квадратическая погрешность единицы веса — расстояния в 1000 м; $\frac{1}{T}$ — относительная погрешность; n — число сторон, определенных аналитически.

Уравненные стороны вычисляют по формуле

$$s_i = s'_i + v_{s_i}. \quad (\text{IV.16})$$

После этого вычисляют окончательные координаты пунктов

$$\left. \begin{array}{l} x_i = x'_i + \delta x_i; \\ y_i = y'_i + \delta y_i \end{array} \right\} \quad (\text{IV.17})$$

и окончательные значения дирекционных углов

$$\operatorname{tg} \alpha_{ik} = \frac{y_k - y_i}{x_k - x_i}. \quad (\text{IV.18})$$

Одновременно для контроля вычисляют уравненные стороны

$$s_{ik} = \frac{y_k - y_i}{\sin \alpha_{ik}} = \frac{x_k - x_i}{\cos \alpha_{ik}}. \quad (\text{IV.19})$$

Погрешности уравненных координат пунктов вычисляют по формулам

$$\left. \begin{array}{l} m_x = \frac{m'_s}{\sqrt{p_x}}; \\ m_y = \frac{m'_s}{\sqrt{p_y}}; \\ m_s = \sqrt{m_x^2 + m_y^2}, \end{array} \right\} \quad (\text{IV.20})$$

где p_x , p_y — вес δx , δy .

Уравнивание небольших строительных сеток со сторонами, вычисленными по методу четырехугольников без диагоналей параметрическим способом или способом узлов В. В. Попова, приводит к практически одинаковым результатам.

На рис. 32 показана такая строительная сетка с исходными пунктами 48/62, 48/60, 48/58, 46/58, 44/58 полигонометрии 4 класса, в которой определяются четыре пункта. На всех пунктах углы измерены теодолитами Т2 со средней квадратической погрешностью 5".

Стороны сетки по внешнему периметру измерены светодальнометром EOS со средней квадратической погрешностью 0,005 м. Уравнивание измеренных величин на пунктах строительной сетки выполнено в двух вариантах:

1) по способу узлов В. В. Попова. Углы, измеренные на пунктах сетки, уравнены совместно по способу полигонов (как свободная сеть). Стороны вычислены по формулам для четырехугольника без диагоналей. После этого вычислены и уравнены приращения координат и координаты пунктов по способу узлов;

2) параметрическим способом по направлениям. В уравнивании включены все измеренные углы и стороны.

При уравнивании составлено 18 уравнений поправок (14 уравнений поправок направлений и 4 уравнения сторон), составлены и решены 8 нормальных уравнений.

Уравнения поправок сторон составлены по формуле (IV.8).

Свободные члены уравнений поправок сторон l_s , вычислены как разность между длинами сторон, полученными из решения обратных задач по приближенным координатам, и результатами измерений длин

$$l_s = s'_i - s_i.$$

Уравнение поправок направлений по формуле

$$v_{\alpha_{1.2}} = a_{1.2}\xi_1 + b_{1.2}\eta_1 - a_{1.2}\xi_2 - b_{1.2}\eta_2. \quad (\text{IV.21})$$

В этих формулах коэффициенты

$$a = \frac{\sin \alpha_{1.2} \rho''}{10^4 \cdot s}; \quad b = \frac{\cos \alpha_{1.2} \rho''}{10^4 \cdot s}. \quad (\text{IV.22})$$



— Исходные твердые стороны
— Вычисленные стороны

Рис. 32. Строительная сетка с уравниванием в двух вариантах

Свободный член уравнений поправок направлений вычислен по формуле

$$l_{1,2} = \alpha'_{1,2} - \alpha_{1,2}, \quad (\text{IV.23})$$

где $\alpha'_{1,2}$ — приближенное направление, полученное по приближенным координатам из решения обратных задач; $\alpha_{1,2}$ — измененное направление.

В качестве приближенных координат приняты проектные координаты пунктов сетки.

После составления и решения нормальных уравнений по формуле (IV.13) вычислены поправки δx и δy к приближенным значениям координат, затем поправки к длинам сторон v_s по формуле (IV.14). Уравненные стороны определены по формуле (IV.16).

Окончательные координаты пунктов вычислены по формулам (IV.17).

После решения системы нормальных уравнений вычислены средняя квадратическая погрешность уравненного угла по формуле

$$m_\beta = \sqrt{\frac{[pov]}{n-q}} V\bar{2} \quad (\text{IV.24})$$

и погрешность в положении пункта i по формуле

$$\left. \begin{array}{l} m_{x_i} = m_\beta \sqrt{Q_1}; \\ m_{y_i} = m_\beta \sqrt{Q_2}; \\ M_i = \sqrt{m_{x_i}^2 + m_{y_i}^2}. \end{array} \right\} \quad (\text{IV.25})$$

В этих формулах n — число уравнений поправок; q — число определяемых пунктов; Q — значения весовых функций, полученные из решений нормальных уравнений.

Погрешность в положении пункта 44/62 после уравнивания способом узлов оказалась равной $m_x = 1,4$ мм; $m_y = 7,9$ мм; $M_i = 8,0$ мм. Средняя квадратическая погрешность в длине сторон между пунктами строительной сетки 44/60 и 46/60, а также 46/60 и 46/62 соответственно равна 8,2 и 10,3 мм. Погрешность в длине сторон после уравнивания строгим способом равна 4,5 мм.

В табл. 25 приведены результаты уравнивания двумя способами.

Вычисление координат пунктов строительной сетки, стороны которой предварительно определены способом четырехугольников без диагоналей, может быть несколько видоизменено [4].

После измерения длин сторон внешнего контура сетки и углов на всех ее пунктах уравнивают длины, дирекционные углы и координаты пунктов внешнего контура.

Таблица 25

Называния определяемых пунктов	Координаты, полученные из строгого уравнивания, м		Координаты, полученные из уравнивания по способу В. В. Попова, м		Разность в координатах, мм	
	x	y	x	y	$x_I - x_{II}$	$y_I - y_{II}$
44/60	4400,005	5999,996	4400,001	6000,000	+4	-4
44/62	4400,014	6200,000	4400,004	6199,996	+10	+4
46/60	4600,000	6000,001	4600,001	6000,001	-1	-1
46/62	4600,002	6200,000	4599,998	6199,999	-4	-1

Углы, измеренные внутри сетки, предварительно уравнивают по методу узлов проф. В. В. Попова. По ходам, параллельным оси y местной системы координат, вычисляют абсциссы x по формуле

$$x_i = x_{\text{исх}} + \sum_{v=1}^t \frac{l_v \Delta \alpha_v}{\rho''}, \quad (\text{IV.26})$$

где x_i — абсцисса определяемой точки; $x_{\text{исх}}$ — абсцисса исходного пункта на внешнем контуре; l_v — вычисленная длина v -й линии хода; $\Delta \alpha_v$ — разность ($90^\circ - \alpha_v$).

Вычислив по формуле (IV.26) абсциссу конечного пункта хода и сравнив ее с ранее полученной при уравнивании координат пунктов внешнего контура, получают невязку Δx . Эту невязку распределяют пропорционально величинам $L_k = kl_k$, где l_k — длина стороны с номером k , определяемым по ходу от ближайшего пункта внешнего контура. Таким образом, величина k обратно пропорциональна весу линии. Сторона хода, примыкающая к точке внешнего контура (исходной или конечной), имеет вес, равный единице; вторая сторона имеет вес $1/2$ и т. д. Величину l_k при этом округляют до 10 м.

Аналогично вычисляют и распределяют по ходам невязку Δy , после чего вычисляют окончательные координаты пунктов и производят смещение их в проектное положение.

Координаты пунктов внешнего контура сетки могут быть использованы как исходные после редуктирования их в проектное положение при построении сетки способом, аналогичным изложенному в § 13. Внутренние пункты сетки разбивают от пунктов внешнего контура, откладывая с необходимой точностью проектные длины линий и углы, равные 180° . После откладывания углы измеряют. Дальнейшее вычисление невязок координат, их распределение на стороны хода, которое может быть произведено так, как указано выше, определяет величины смещения пунктов сетки в проектное положение.

§ 15. Специальная сеть цеховой основы

Метод четырехугольников без диагоналей успешно применяется для построения осевой основы больших промышленных цехов.

Крупные современные промышленные предприятия включают производственные корпуса значительной длины с поточными и автоматическими линиями, охватывающими весь технологический цикл. Промышленные здания, сооружаемые из сборных конструкций, нуждаются в повышенной точности монтажа, а комплексы размещаемых в них агрегатов требуют особо точной взаимной технологической и монтажной увязки.

В таких случаях кроме строительной сетки, разбиваемой для всего предприятия, необходима специальная осевая основа высокой точности на строительных площадках отдельных сооружений. Относительные погрешности взаимного положения пунктов такой основы не должны превышать 1 : 15 000—1 : 25 000, а иногда они должны быть и значительно меньше.

Пункты специальной основы устанавливают на главных осях в 15—25 м от контура цеха; расстояния между закрепляемыми поперечными осями могут достигать 100—200 м и более. Часть пунктов сетей можно устанавливать внутри контура строящегося корпуса. Многочисленные помехи и препятствия на площадке цеха, в различных частях которого производят строительные работы, зачастую исключают возможность точного измерения линий между пунктами.

Построение таких сетей методом четырехугольников без диагоналей решает эту задачу. В зависимости от наличия видимости между пунктами и оснащения геодезическими приборами необходимые расстояния рекомендуется измерять светодальномерами или определять короткобазисным параллактическим способом.

Если построение цеховой основы опережает развитие строительной сетки, привязку специальной сети осуществляют к пунктам главной геодезической основы, координаты которых переведены в условную систему, принятую при проектировании сооружения. Наличие строительной сетки облегчает проектирование привязки и разбивку цеховой основы.

На проекте основы показывают исходные пункты, оси, которые подлежат закреплению, а также расстояния и углы, связывающие исходные пункты со знаками крепления осей.

На том же чертеже показывают координаты выносимых осевых креплений и пересечений осей, расстояния между ними и пунктами строительной сетки и проектные отметки креплений, увязанные с планировкой участка. Все расчеты, связанные с переносом проекта основы в натуре, производят в две руки и тщательно сверяют с заданием на разбивку.

Полевые работы по перенесению проекта цеховой основы в натуре производят в такой последовательности (типовая схема).

От исходных пунктов по привязочным углам и расстояниям

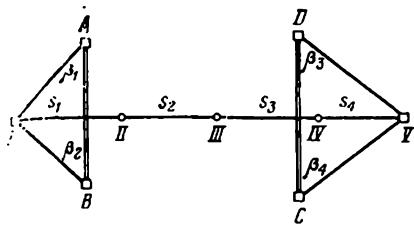


Рис. 33. Разбивка базиса цеховой основы

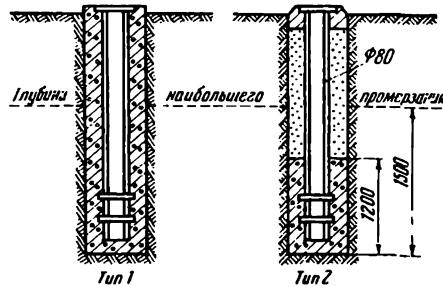


Рис. 34. Знак цеховой сети

выносят конечные точки линии крепления одной из продольных осей — базис (см. I—V на рис. 33). Разбивку базиса производят с исходных пунктов угловыми засечками двумя оптическими теодолитами, установленными над пунктами при помощи оптических центриров.

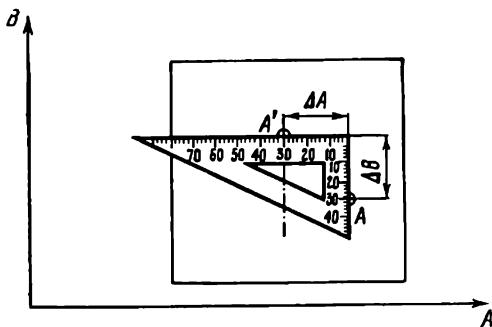
Углы откладывают при двух положениях вертикального круга. Между полученными концевыми точками базиса измеряют линии с точностью, на разряд превышающей заданную для цеховой основы, и закрепляют базис постоянными знаками. Рекомендуется пункты специальных цеховых сетей закреплять знаками, изображенными на рис. 34. К трубе диаметром 60—100 мм или рельсу снизу приваривают якорь для закрепления в бетонном монолите, а сверху 20-миллиметровую пластинку размером 150 × 150 или 200 × 200 мм. Реперную трубу устанавливают в скважину и бетонируют доверху (тип 1) или на высоту 1 м от основания с засыпкой доверху шлаком или сухим песком (тип. 2).

Наблюдениями установлено, что в вертикальном положении центры типа 2 более устойчивы, чем центры типа 1. Исследования показали, что изменение положения центров под влиянием сил, возникающих при замерзании и оттаивании верхних слоев грунта для типа 2, значительно меньше. Кроме того, центры типа 2 более экономичны.

Линейными промерами, прокомпариованными стальными рулетками, в створе линии базиса намечают места остальных пунктов (см. пункты II, III, IV на рис. 33). В откладываемые длины линий вводят поправки за уравнение рулетки, температуру и углы наклона и закрепляют полученные точки постоянными знаками, намечая на пластинках кернами временные центры.

Линии между постоянно закрепленными пунктами базиса измеряют светодальномером или короткобазисными параллактическими звенями типа I-a. Точность измерения длин определяют по принципу равных влияний погрешностей угловых и линейных измерений по формуле

$$\frac{1}{T} = \frac{1}{TV^2} \approx \frac{1}{1,4T}.$$



A' - фактическое положение центра
A- проектное положение центра

Рис. 35. Смещение временного центра в проектное положение

мощи треугольника с миллиметровыми делениями величины смещений. После смещения производят контрольные измерения углов и расстояний между окончательными пунктами. Отклонения не должны превышать

$$\left. \begin{aligned} \Delta\beta &= 2m_\beta; \\ \Delta s &= 2 \frac{s}{T}, \end{aligned} \right\} \quad (\text{IV.27})$$

где m_β — расчетная средняя квадратическая погрешность измерения угла; s — расстояние между пунктами; T — расчетная относительная погрешность. Если эти допуски не соблюдены, производят вторичное редуцирование.

Построение специальной цеховой сети. Вынос в натуру всех пунктов сети проще всего произвести угловыми засечками с линии базиса и одной из линий сети (*I*—*VI* на рис. 36), перпендикулярной к базису, предварительно вынесенной в натуру. Пункт *VI* этой линии выносят по углу β_1 и длине s_1 или по углам β_1 и γ_1 и закрепляют временным знаком.

Откладывая углы β_3 и β_2 (при двух положениях круга), получают пункт *VII* и т. д. Правильность разбивки пунктов *VII*, *VIII*, *IX* и *X* контролируют измерением на них углов β_4 , β_8 , β_{12} .

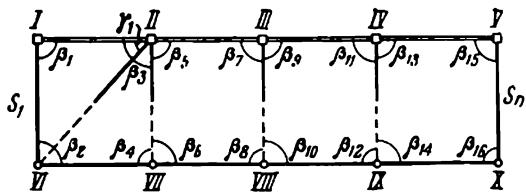


Рис. 36. Разбивка пунктов цеховой сети

Точность основного хода, прокладываемого по базису, должна быть на разряд выше точности сети цеховой основы. Уравнивание хода производят строгим способом.

Временные центры по разностям полученных и проектных координат (ΔA и ΔB на рис. 35) смещают в проектное положение. Для этого на пластиинке прочерчивают направление базиса, откладывают на двух взаимно перпендикулярных сторонах при по-

и β_{16} и на пунктах базиса углов β_5 , β_9 , β_{13} . Отклонения измеренных углов от проектных не должны превышать

$$\Delta\beta_i \leq \frac{2m_i\rho''}{s_i}, \quad (\text{IV.28})$$

где m_i — допустимая погрешность определения пункта, установленная проектом; s_i — расстояние между пунктами.

Вынесенные в натуру пункты закрепляют постоянными знаками с временной керновкой на пластине, измеряют на них углы между направлениями на все смежные пункты и измеряют расстояния между крайними пунктами (на рис. 36 s_1 и s_n) с заданной точностью. Измеренные углы в четырехугольниках уравнивают по методу полигонов (как свободную сеть), после чего вычисляют длины сторон, дирекционные углы и приращения координат. Исполнительные координаты пунктов вычисляют после уравнивания цепи по методу узлов.

Смещение пунктов в проектное положение производят так, как указано выше. Для контроля измеряют углы на пунктах сети и измеряют длины сторон, определяемых в сети с наименьшей точностью. Если результаты контроля не соответствуют точности работ, производят вторичное смещение и вычисляют его значение по отклонениям измеренных углов от проектных. В сети на рис. 37 пункт VII необходимо сместить по створу $V-VIII$ на величину

$$\Delta s = \frac{\Delta\beta \cdot s}{\rho''} = \frac{30 \cdot 100000}{206265} \approx 15 \text{ мм},$$

где $\Delta\beta$ — отклонение измеренного угла от проектного.

Сочетание метода четырехугольников без диагоналей с измерением минимального числа сторон светодальномерами дает возможность обеспечить строительство крупных цехов специальной основой необходимой точности и при значительной экономии времени.

Для разбивки большого цеха длиной 957,5 м и шириной 68 м (рис. 38) были вынесены продольные оси A , B и C с закреплением постоянными центрами в 30 м от поперечных осей 1 и 175 и оси 1, 28, 57, 86, 116, 147 и 175 с закреплениями в 9 м от продольных осей A и B .

Требования к точности работ определялись допуском 5 мм для расстояний между продольными и 10 мм между поперечными осями. Погрешности координат осевых центров, закрепляющих оси, не должны превышать ± 25 мм. Для выполнения этих требований принятая расчетная точность измерений в сети с предельной относительной погрешностью 1 : 20 000.

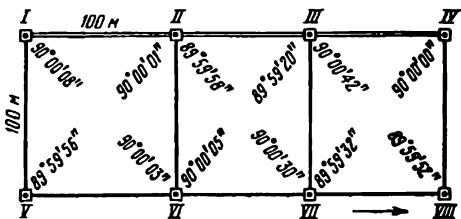


Рис. 37. Вторичное смещение пункта цепи в проектное положение

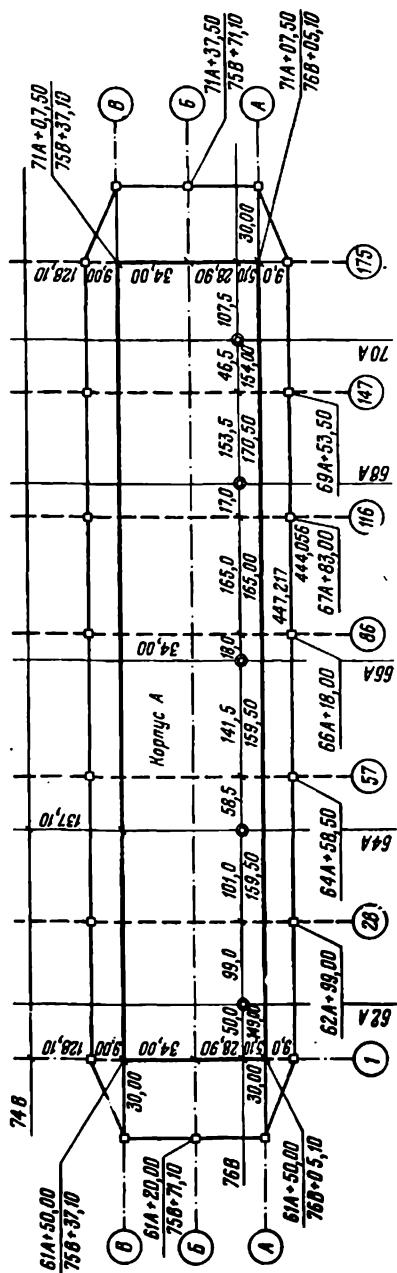


Рис. 38. Проскт закрепления осей цеха

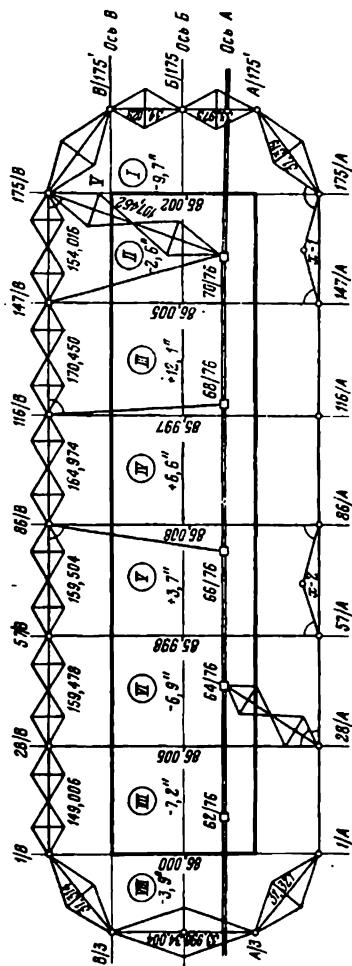


Рис. 39. Цеховая основа.
Цепь из четырехуголь-
ников без диагоналей

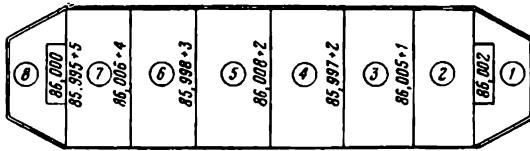


Рис. 40. Вычисленные длины сторон и поправки в них

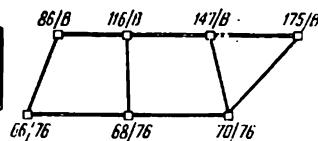


Рис. 41. Стороны, вычисленные и определенные параллактически

Исходными пунктами для цеховой основы послужили пять сохранившихся знаков строительной сетки (на рис. 38 показаны двойными кружками), по точности соответствующей полигонометрии 1 разряда. Предварительная разбивка осей корпуса выполнена от пунктов строительной сетки теодолитами ТБ-1 и стальными рулетками. Полученные в натуре точки закреплялись центрами типа 1 (см. рис. 34) на глубину 3 м.

Для определения координат осевых центров была образована цепь из восьми четырехугольников без диагоналей (рис. 39); углы на пунктах измерены тремя приемами теодолитом ТБ-1 с применением марок ТА. Теодолит и марки центрировались оптическими центрирами.

Невязки в четырехугольниках показаны на рис. 39. Вычисленная по этим невязкам погрешность измеренного угла $m_\beta = 3,6''$. Длины сторон $175/A - A/175'$, ..., $175/B$, ..., $1/B$, ..., $1/A$, ..., $75/A$ определялись короткобазисным параллактическим способом из звеньев типа 1-а при помощи теодолита ТБ-1 и трехметрового базисного жезла с инварной проволокой [49].

Последовательность вычислений указана в главе III. Предварительно вычислены стороны $175/A$ и $175/B$ в четырехугольнике I и $1/A - 1/B$ в четырехугольнике VIII. В каждом из этих четырехугольников определены длины трех сторон, поэтому длины сторон $1/A - 1/B$ и $175/A - 175/B$ вычислены дважды.

При первом вычислении сторона $1/A - 1/B$ оказалась равной 86,000 м, при втором — 86,000 м (разность 0 мм); сторона $175/A - 175/B$ — соответственно 86,000 и 86,004 м (разность — 4 мм).

Для дальнейшей обработки приняты средние значения сторон. Расхождение в длине стороны $1/A - 1/B$, вычисленной из цепи четырехугольников и из четырехугольника VIII, равно 5 мм. Вычисленные длины сторон и поправки в них, полученные по формуле (III.27), приведены на рис. 40.

Для определения координат осевых знаков была выполнена их привязка к пунктам строительной сетки: крепления 28/A к пункту сетки 64/76, крепления 175/B к пункту 70/76 (см. рис. 39). Одновременно были измерены для контроля углы на пунктах строительной сетки 66/76, 68/76 и 70/76 и на осевых креплениях 86/B, 116/B, 147/B, 175/B между направлениями, соединяющими эти знаки.

Таблица 26

Название стороны	Длины сторон, м		Δ, мм
	определенная параллаксическим методом	вычисленная из четырехугольника	
86/B—116/B	164,974	164,981	-7
116/B—147/B	170,450	170,462	-12
147/B—175/B	154,016	154,008	+8

Таблица 27

№ полигона	Число углов	Угловые невязки		Периметр, км	Линейные невязки	
		полученные	допустимые		абсолютные, мм	относительные
I	5	-3,9"	±22,3"	0,21	6	1 : 35 000
II	4	-17,2	±20,0	0,47	2	1 : 245 000
III	4	-6,9	±20,0	0,49	1	1 : 490 000
IV	5	-3,7	±22,3	0,49	2	1 : 245 000
V	4	-16,6	±20,0	0,50	1	1 : 500 000
VI	4	-12,1	±20,0	0,51	1	1 : 510 000
VII	5	-2,6	±22,3	0,48	1	1 : 480 000
VIII	5	-9,7	±22,3	0,21	4	1 : 52 000

При решении образовавшихся треугольников и двух четырехугольников без диагоналей (рис. 41) в качестве исходных приняты сторона 70/76—175/B, определенная при привязке, и значения сторон строительной сетки (200 м).

Расхождения в расстояниях между знаками креплений, определенных короткобазисным способом и вычисленных при решении четырехугольников, приведены в табл. 26.

Дирекционные углы в сети уравнены методом узлов. Приращения координат вычислены по предварительно уравненным длинам сторон сети. Угловые и линейные невязки, полученные в сети, приведены в табл. 27.

Уравнивание координат пунктов креплений также выполнено методом узлов. После вычисления координат пунктов произведено редуцирование их в проектное положение способом полярных координат.

Результаты контрольных измерений углов на редуцированных пунктах показаны на рис. 42. Углы измерялись тремя приемами теодолитом ТБ-1 со средней квадратической погрешностью, вычисленной по невязкам в полигонах, $m_\beta = 2,9''$.

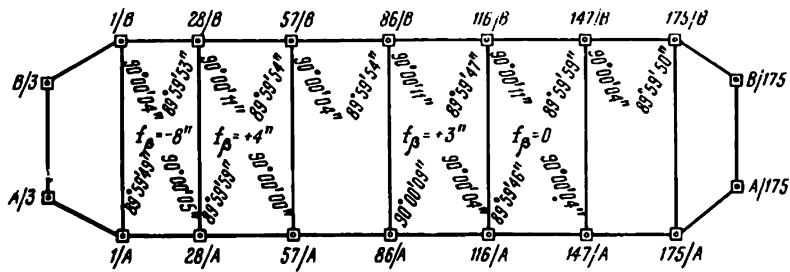


Рис. 42. Контрольные измерения углов на редуцированных пунктах

Между нередуцированными пунктами выполнено контрольное измерение расстояний в одном направлении двумя проволоками с измерением остатков инварной рулеткой. Результаты показаны в табл. 28.

Контрольные результаты доказывают высокую точность построения специальной сети цеховой основы указанным методом.

Средние квадратические погрешности координат пунктов (их взаимного положения) не превышают 5 мм.

Относительные погрешности длин сторон не превышают 1 : 28 000. Вместе с тем объем линейных измерений в сети по сравнению с обычной методикой сокращен в 2,3 раза (1230 м вместо 2790 м), а с учетом привязки в 2,5 раза. На определение расстояний было затрачено 1,4 дня бригадой из 6 человек. На измерение линий проволоками в благоприятных условиях требуется три дня для бригады из 11 человек.

Таблица 28

Название стороны	Длина сторон, м		Расхождение, мм
	определенная параллактическим методом	измеренная проволоками	
A/3—B/3	68,004	68,006	-2
B/3—1/B	31,816,	31,816	0
1/B—28/B	149,010	149,008	+2
28/B—57/B	159,482	159,490	-8
57/B—86/B	159,504	159,497	+7
86/B—116/B	164,974	164,981	-7
147/B—175/B	154,016	154,015	+1
175/B—B/175	31,317	31,319	-2
B/175—A/175	68,004	68,006	-2

ГЛАВА V

СРЕДНИЕ И МАЛЫЕ (ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ) СВЕТОДАЛЬНОМЕРЫ И ИЗМЕРЕНИЕ ИМИ ЛИНИЙ НА СТРОИТЕЛЬНЫХ ПЛОЩАДКАХ

§ 16. Принцип действия и основные части светодальномеров

При построении геодезической основы на строительных и промышленных площадках, в частности строительных сеток, наиболее сложным и трудоемким является процесс точного измерения линий.

Для измерения базисных сторон триангуляции, сторон трилатерации и полигонометрических ходов, специальной цеховой основы, сторон строительных сеток, сгущения сети все шире применяют светодальномеры. В электронных светодальномерах используют диапазон электромагнитного спектра с длинами волн 10^{-4} см. Средняя квадратическая погрешность определения длины линии такими светодальномерами составляет $m_D = (2 \div 30)$ мм + $2 \times 10^{-6} D$ мм.

В практике инженерной геодезии в строительстве диапазон измеряемых длин линий весьма значителен — от сравнительно коротких линий при монтаже оборудования, сторон строительных сеток до сторон трилатерации или полигонометрии. Для этих целей необходимо расстояние измерять с относительной погрешностью от 1 : 10 000 до 1 : 100 000.

Расстояния до 3—5 км успешно измерялись серией светодальномеров СТ, ТД-2, геодиметром NASM-4B (Швеция), EOS (ГДР). Светодальномеры EOS и ТД-2 применялись и для измерения расстояний, превышающих 5 км, с точностью 1 : 300 000. В настоящее время в геодезической практике их еще применяют, а для измерений малых длин линий основы, в трассировочных и разбивочных работах пользуются выпущенными в небольших количествах светодальномерами КДГ-3, СМ-3, МСД-1 и принципиально им на смеси МСД-1М, 2СМ-2, ЭОК 2000 (ГДР) и др.

Применение светодальномеров способствует повышению производительности труда при измерении базисов в 10 раз, в полигонометрии по сравнению с измерением проволоками в 3—4 раза и короткобазисным параллактическим методом — в 2 раза.

Измеряемое светодальномером при помощи световых сигналов расстояние вычисляется по формуле

$$D = \frac{v}{2} \tau + k, \quad (V.1)$$

где v — скорость распространения световой волны в условиях измерения; τ — время прохождения световым сигналом двойного расстояния — от начальной до конечной точки измеряемой линии и обратно; k — постоянная поправка прибора.

Постоянная k — отрезок длины светового луча, прошедшего оптическую систему прибора ($k_{\text{пр}}$) и отражателя ($k_{\text{отр}}$) — определяется на компараторе (базисе, измеренном проволоками) по формуле

$$k = k_{\text{пр}} + k_{\text{отр}} = D_{\text{баз}} - D_{\text{свет}}. \quad (\text{V.2})$$

Для измерения линии в комплект светодальномера входят приемопередатчик света, устанавливаемый над начальной точкой линии; блок питания прибора и отражатель, устанавливаемый над конечной точкой. Известно, что частота (число колебаний в единицу времени) $f = \frac{1}{T}$, где T — период колебания — время изменения фазы колебания на 2π , а длина волны колебания (расстояние между двумя ближайшими точками волн, колеблющимися в одинаковых фазах) $\lambda = vT$.

Отсюда $\lambda = \frac{v}{f}$, или

$$v = \lambda f. \quad (\text{V.3})$$

В качестве скорости света принимают скорость распространения электромагнитных волн в вакууме $299792,5 \pm 0,4$ км/с. Для определения длин линий в конкретных условиях прохождения светового сигнала пользуются скоростью света v_0 при $t = \pm 20^\circ \text{C}$, $P = 760 \text{ мм рт. ст.}$ и e (давление водяных паров) = 10 мм рт. ст. Эти метеорологические условия являются средними, поэтому их уточняют при измерении и выбирают поправки из специальных таблиц, вводя их в измеренную длину линии:

$$D = D_0 - (\Delta t + \Delta P + \Delta e) D_0 + k, \quad (\text{V.4})$$

где

$$D_0 = \frac{v_0 \tau}{2}.$$

Если представить себе измеряемую линию (рис. 43), начиная от отражателя, разбитой на одинаковые интервалы, число которых зависит от частоты, причем последний интервал у приемопередатчика разбит точной шкалой, то отсчет по такой шкале будет зависеть от этой же частоты. Если изменить частоту, изменятся и величина каждого интервала и отсчет в последнем из них. При известной величине интервала λ_1 (или λ_2 , λ_3) — длине волны — и полученных отсчетах по шкале L_1 , L_2 , L_3 , сравнивая эти отсчеты, определяют число N интервалов и длину линии

$$D = N\lambda + L. \quad (\text{V.5})$$



Рис. 43. Схема измерения линии светодальномером

Остаток определяют при помощи электрической линии задержки в виде отношения $\frac{\Phi}{360^\circ}$, где Φ — фазовый угол. Шкала линии задержки рассчитана на определенном расстоянии. Пользуясь калибровочной кривой, по ней получают отсчеты, переведенные в метры. Оптическая мощность светодальномеров зависит от светового потока, исходящего из передающей системы, поэтому очень важны яркость источника света, качество объективов, конструкция призм отражателей. Во всех современных отражателях применена система трипельпризм, число которых зависит от измеряемого расстояния и видимости. Каждая трипельпризма — правильная трехгранный пирамида, образованная тремя перпендикулярными одна к другой плоскостями. Углы всех боковых граней при вершине пирамиды равны строго 90° . Луч света после тройного отражения выходит из основания призмы строго параллельно падающему лучу при условии, если угол падения вошедшего луча не превышает 30° .

Время прохождения светового сигнала находят косвенным путем. Для этого определяют разность между фазовым углом модулированного высокочастотного светового сигнала перед выходом его из передатчика и после поступления его в приемник. Для измерения разности фаз двух электрических колебаний одной частоты применяется компенсационный способ, при котором фазу одного из колебаний изменяют фазовращателем до получения разности фаз $0,90, 180$ и 270° .

Разность фаз может быть также измерена прямым способом — путем сдвига фаз двух напряжений при помощи фазового детектора (фазометра).

Обозначив через φ' разность фаз φ_1 и φ_2 излучаемого и возвращенного световых сигналов, так как

$$\varphi' = 2\pi f T, \quad (V.6)$$

где f — частота; T — период колебания, то согласно формулам (V.3), (V.5), (V.6) получим

$$D = N \frac{\lambda}{2} + \frac{\lambda}{2} \frac{\varphi'}{360^\circ} + k, \quad (V.7)$$

где N — число волн $\frac{\lambda}{2}$ (фазовых циклов), укладывающихся в D , может быть любым целым числом. Для однозначности определения числа N измерения производят или на нескольких частотах модуляции светового сигнала, или на плавно изменяющихся частотах (светодальномеры серии СТ, ТД-2). В этих видах приборов фаза светового потока регистрируется визуально по минимуму света. Разность фаз в других видах светодальномеров (см. выше) фиксируют или измеряют фотоэлектрической регистрацией. При фотоэлектрической регистрации фазы световая энергия преобразуется в фотоэлектронном приемнике в электрическую. В применяемом

в нем фотоэлектронном умножителе (ФЭУ) меньшая, чем у глаза, инерционная и более высокая разрешающая способность, что дает возможность в 2—3 раза точнее измерять фазы. Кроме того, процесс регистрации в современных моделях светодальномеров автоматизирован.

§ 17. Светодальномеры с визуальной регистрацией светового потока и их применение

Значительную роль в инженерной геодезии при переходе от измерения длин линий обычными методами и инструментами — проволоками, рулетками, лентами — сыграли, начиная с 60-х годов, двухтрубные светодальномеры серии СТ (СТ-61, СТ-62М, СТ-63, СТ-64, СТ-65), разработанные в МИИГАиК (В. Д. Большаковым и А. И. Демушкиным).

Эти приборы были применены автором при построении геодезической основы на ряде крупных строительных и промышленных площадок, в том числе строительных сеток, специальной основы значительных по протяженности цехов, на изысканиях мостовых переходов и др.

Несмотря на простоту схемы, точность измерения светодальномерами СТ линий в диапазоне 100—1000 м днем и до 5000 м ночью достаточно высока и составляет ± 1 см на 1 км и выше 1 км не менее 1 : 100 000 на линию. Средняя квадратическая погрешность измерения линий 200÷700 м по внутренней сходимости оказалась в пределах 8,6÷13,4 мм.

Светодальномеры СТ были применены при разбивке значительного числа строительных сеток по способу четырехугольников без диагоналей.

Для определения точности работ, выполняемых светодальномерами, себестоимости и определения норм выработки была также выполнена экспериментальная разбивка строительной сетки со сторонами 200×200 м с заданной точностью 1 : 10 000 методом классической полигонометрии и методом светодальномерной полигонометрии и четырехугольников без диагоналей с измерением углов на всех пунктах сетки, а линий — по внешнему ее периметру.

Как правило, погрешности координат соседних пунктов сетки не должны быть более $\pm 0,02$ м, поэтому при длине сторон 200—400 м их измеряют с относительной погрешностью 1 : 10 000—1 : 15 000.

Для светодальномерной полигонометрии был разработан оптимальный метод, обеспечивающий получение необходимой точности с минимальными затратами времени и средств при работе с любым из типов топографических светодальномеров. Работы по разбивке экспериментальной сетки выполнялись в такой последовательности:

1. Построение исходной геодезической основы — ходы полигонометрии 4 класса (9,7 км) между пунктами триангуляции и полигонометрии 4 класса. В ходы были включены две смежные стороны внешнего периметра сетки (2 км).

2. Разбивка строительной сетки 1000×1000 м (36 пунктов). Все стороны сетки измерены инварными проволоками (12 км).

3. Измерение длин сторон в исходных ходах полигонометрии сторон по внешнему периметру сетки (4 км) светодальномером.

4. Окончательная камеральная обработка и составление отчета.

В полигонометрических ходах исходной геодезической основы экспериментальной строительной сетки углы измерялись по трехштативной системе теодолитом Theo 010 тремя приемами, а стороны — двумя 24-метровыми инварными проволоками в одном направлении. Длины ходов находились в пределах $0,32 \div 2,7$ км. Уравнивание ходов выполнено методом узлов В. В. Попова раздельно. Точность ходов по невязкам получена: $m_\beta = 0,9''$; абсолютные линейные невязки $\pm 0,013 \div 0,097$ м, относительные $1 : 24\,600 \div 1 : 38\,776$. Разбивка для закладки пунктов строительной сетки выполнена от пунктов исходной полигонометрии методом угловых засечек. После закладки знаков все углы сетки были измерены двумя приемами Theo 010, а стороны — двумя инварными проволоками в одном направлении.

Углы измерены совместно по способу полигонов. Координаты пунктов сетки вычислены по методу узлов В. В. Попова.

Точность сетки-эталона для дальнейших измерений светодальномером: $m_\beta = 3,9''$, $m_s = 12$ мм, $\frac{m_s}{s} = 1 : 67\,000$, $m = 16$ мм, $\frac{1}{T} = 1 : 50\,000$. Стороны сетки измеряли по вышеизказанному контуру светодальномером СТ с установкой прибора через пункт. Температуру и давление измеряли в начале и в конце измеряемых сторон. Такая программа наблюдений по результатам измерений сторон сетки в одном направлении обеспечила следующую фактическую точность.

По внутренней сходимости (на станции) $m_{D=200\text{ м}} = 13$ мм; $\frac{m_D}{D} = 1 : 15\,400$. По разностям длин сторон по сравнению с измеренными проволоками $m_{D_{cp}} = 9$ мм и $\frac{m_{D_{cp}}}{D_{200}} = 1 : 20\,000$ при предельной $m_{D_{np}} = 16$ мм и $\frac{m_{D_{np}}}{D_{np}} = \frac{1}{12\,500}$, что превышает требуемую точность.

Для выбора оптимальной методики измерений были также измерены 13 суммарных интервалов в 400, 600 и 1000 м со средней погрешностью по внутренней сходимости $m_D = 13$ мм. Сопоставление результатов с длиной этих же интервалов, полученной как сумма или разность измерений 200-метровых сторон, показало,

что отклонения длин находятся в пределах от -25 до $+25$ мм, средняя квадратическая погрешность разности $m_{D_{cp}} = 9$ мм.

Внутренние стороны квадратов сетки вычислялись по способу четырехугольников без диагоналей. В длины сторон вводились поправки за базисное условие по формулам, приведенным в главе III. На рис. 44 даны результаты вычислений, а также измерений (в скобках) сторон квадратов проволоками и светодальномером.

Указанная выше программа при точности измерения углов $m_\beta = 5''$ полностью обеспечивает разбивку строительной сетки с требуемой точностью полигонометрии 1 разряда. В зависимости от вида, условий работ и длин линий вводят поправки за центрировку прибора и отражателя, а также за приведение линии на поверхность относимости и за приведение линии на плоскость в проекции Гаусса (выбирается из таблиц).

Светодальнометр ТД-2. По результатам производственного применения прибора № 19, выпущенного в 1969 г., установлено, что при решении различных инженерно-геодезических задач светодальномер может быть применен для полигонометрии 4 класса и измерения базисных сторон триангуляции 4 класса.

	200.018	71/32	199.953	71/34	199.980	71/36	200.138	71/38	199.866	71/40
71/30	[200.012]	[200.022]	[199.945/-5]	[199.949]	[199.949]	[199.949]	[200.147]	[199.857]	[199.857]	[200.048]
	200.032	[200.021]	[199.922]	[200.006/-11]	[200.006/-12]	[200.006/-12]	[200.002/+1]	[199.941/-24]	[199.941/-5]	[200.055/-10]
69/30	200.107.(-2)	[200.089]	[199.907]	[200.010]	[199.979/+3]	[199.979/+3]	[200.018]	[199.917]	[199.941]	[199.917]
69/30	193.307	[199.965]	[199.965]	[199.887/-2]	[199.855/+1]	[199.888]	[199.918/+2]	[199.954/-22]	[199.941]	[199.927]
67/30	200.059.(-4)	[200.051]	[199.876]	[199.887/-2]	[200.067/+15]	[200.054/+6]	[200.036]	[199.917]	[200.109.(-12)]	[199.917]
65/30	200.035.(-5)	[200.020]	[199.965]	[199.965]	[199.965]	[199.954]	[199.948]	[199.930]	[200.089]	[200.018]
65/30	199.963	[199.946]	[199.947/-2]	[199.946]	[199.985/+23]	[199.931/-27]	[199.990/+4]	[199.959]	[199.959]	[199.959]
63/30	199.948.(-7)	[199.932]	[199.946]	[200.051/-3]	[200.084]	[199.934]	[200.009]	[200.027.(-19)]	[199.959]	[200.018]
61/30	200.008	[200.012]	[199.947/-9]	[200.009/-1]	[200.051/-6]	[200.051/-6]	[200.023/+36]	[199.959]	[199.938]	[199.938]
61/30	199.976.(-9)	[199.967]	[200.058/-4]	[200.054]	[199.919/+39]	[199.958]	[200.045]	[199.943/-6]	[199.943/-6]	[200.044]
	6/32	[200.053]	6/34	[199.949]	6/35	[199.957]	[199.957]	[199.957]	[199.957]	6/38

Рис. 44. Экспериментальная строительная сетка (измерение сторон проволоками и светодальномером)

Прибором измерялись линии в пределах 150—5000 м и более обеспечивая точность $m_D = (10 \div 2 \cdot 10^{-6})$ мм визуальным методом, сравнивая световые потоки или определяя минимум света на выходе оптической системы.

Модуляция и демодуляция света, так же как и в СТ, происходят в конденсаторах Керра. При наступлении минимума света в измеряемое расстояние укладывается целое число длин волн модулированного света. В момент минимума

$$D = \frac{vN}{2f} = \frac{1}{2} \lambda N. \quad (\text{V.8})$$

Светодальномером ТД-2 можно измерять линии короче 150 м, но не непосредственно, а как разность двух линий при измерении их способом «на себя». В этом случае погрешность полученной разности составит

$$\Delta_D = \sqrt{\Delta_{D_1}^2 + \Delta_{D_2}^2} = 1,4\Delta_{D_1, D_2}. \quad (\text{V.9})$$

Такой способ в необходимых случаях может быть применен и при работе другими светодальномерами.

В настоящее время светодальномеры с визуальной регистрацией светового потока не изготавливают, но в геодезическом производстве их еще применяют.

§ 18. Светодальномеры с фотоэлектрической регистрацией светового потока (фазы)

В качестве высокоточного прибора, отличающегося значительной дальностью действия в дневное время, в геодезической практике на крупном строительстве нашел применение двухтрубный светодальномер EOS. Длины линий, измеряемые EOS (рис. 45), — днем до 15 км и ночью до 25 км при минимальном расстоянии 20 м, определяются с высокой точностью. Линии менее 200 м определяются с погрешностью ± 1 см, а более 200 м — с точностью $m_D = (5 + 2 \cdot 10^{-6}D)$ мм.

Прицип действия и схема прибора EOS. Прибор дает устойчивые результаты при температурах от -30 до $+45^\circ$ С. Светодальномер определяют целое число N волн и остаток фазы. Расстояние, которое проходит сигнал, определяется формулой

$$D = \frac{\lambda}{2} \left(N \pm \frac{\Phi}{360^\circ} \right),$$

где Φ — фазовый угол, измеряемый светодальномером; $N = 0, 1, 2\dots$

В EOS используют четыре фиксированные частоты модуляции от 54 до 60 мГц, при которых расчетные длины волны, устраниющие многозначность N , определяют масштабные расстояния $b_1 \approx$

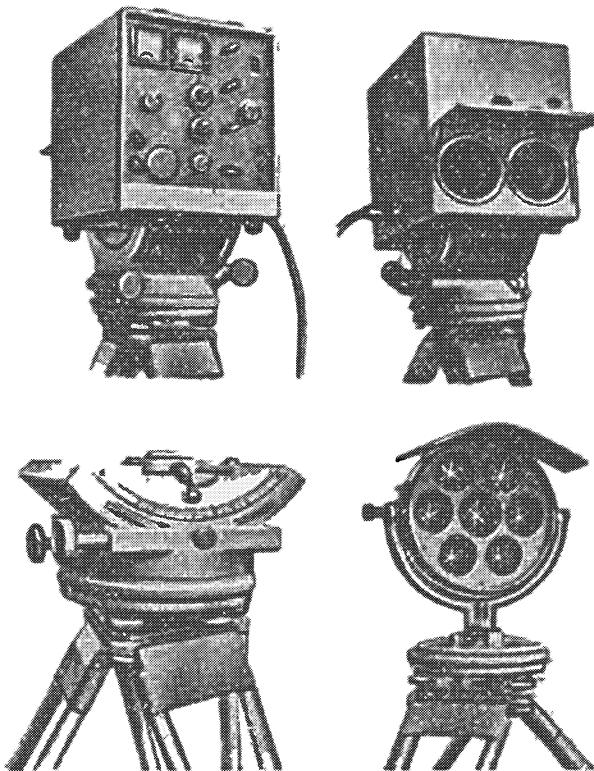


Рис. 45. Светодальпомер EOS

≈ 3000 м, $b_2 \approx 200$ м, $b_3 \approx 25$ м и $b_4 \approx 2,5$ м. Фаза принятого сигнала сравнивается с фазой выходящего сигнала.

Так,

$$2D = \frac{v}{f_1} \left(N_1 - \frac{\varphi_1}{360^\circ} \right) = \lambda_1 \left(N_1 + \frac{\varphi_1}{360^\circ} \right) \quad (\text{V.10})$$

и

$$2D = \frac{v}{f_2} \left(N_2 + \frac{\varphi_2}{360^\circ} \right) = \lambda_2 \left(N_2 + \frac{\varphi_2}{360^\circ} \right). \quad (\text{V.11})$$

Откуда

$$\begin{aligned} D &= \frac{v}{2(f_1 - f_2)} \left[(N_1 - N_2) + \left(\frac{\varphi_1 - \varphi_2}{360^\circ} \right) \right] = \\ &= \frac{v}{\lambda} \left(N + \frac{\varphi_1 - \varphi_2}{360^\circ} \right) \end{aligned} \quad (\text{V.12})$$

или

$$D = b_{1,2} (m_{1,2} + \Delta\varphi_{1,2}), \quad (\text{V.13})$$

где

$$b_{1,2} = \frac{v}{2(f_1 - f_2)}, \quad (\text{V.14})$$

— масштаб, образованный частотами f_1 и f_2 ,

$$\left. \begin{aligned} m_{1,2} &= (N_1 - N_2); \\ \Delta\varphi_{1,2} &= \varphi_1 - \varphi_2, \end{aligned} \right\} \quad (\text{V.15})$$

$m_{1,2}$ — целое число и $\Delta\varphi_{1,2}$ — дробное число.

Сопоставление фаз φ_1 и φ_2 делает известным расстояние с точностью до масштаба, заданного частотой модуляции ($\approx 2,5$ м), соответствующего разности фаз $\approx 360^\circ$. В EOS свет модулируется не конденсатором Керра, а ультразвуковой дифракцией света, картину которой образуют щелевые диафрагмы 0,1 мм. Источник света — нить лампы накаливания 6 В 10 Вт. Свет, проходит через линзу L_1 (рис. 46), диафрагму \mathcal{W}_1 и линзу L_2 , а затем через кристаллы кварцевого модулятора M .

После модулятора световой пучок при помощи светофильтров T делится на два с различной интенсивностью. Первый из них (с большей интенсивностью) направляется через линзу L_3 в диафрагму \mathcal{W}_2 , второй — через линзу L_4 в диафрагму \mathcal{W}_3 .

Пучок света с меньшей интенсивностью попадает после диафрагмы \mathcal{W}_3 на фотоэлектронный умножитель ФЭУ-2. Модулированный свет большой интенсивности проходит через передающую оптику O_1 и возвращается отражателем через приемную оптику O_2 . Здесь, пройдя через сменную диафрагму B и переменный серый клип CK_1 (регулирующий выходное напряжение измерительного канала), свет попадает на фотоумножитель ФЭУ-1. В фотоэлектронных умножителях модулированный свет преобразуется в высокочастотные сигналы, которые усиливаются в селективных усилителях частоты 10 кГц y_1 и y_2 и попадают на дискриминатор D .

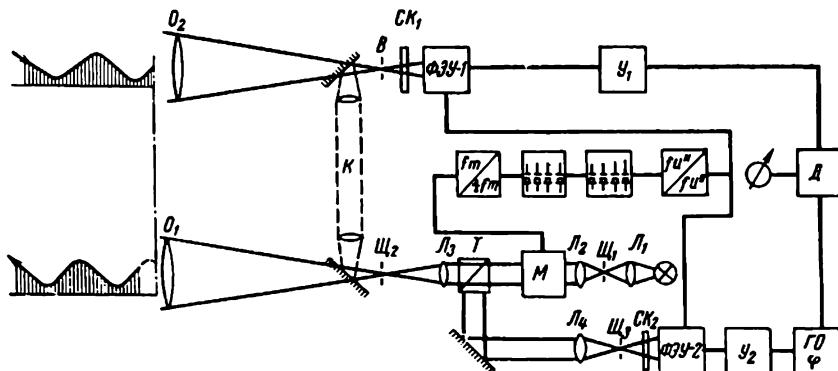


Рис. 46. Блок-схема светодальномера EOS

Положение фазы исходного сигнала, прошедшего усилитель U_2 , — точка отсчета (сравнения) для измерения фазы принятого сигнала, прошедшего через приемную оптику и усилитель U_1 . В усилителе U_2 находится гoniометр с ценой деления 5 мм и точностью отсчета 1 мм, позволяющий изменять фазу исходного сигнала на измеряемую величину. Это делается потому, что дискриминатор регистрирует только разность фаз между сигналами в 90 или 270°. Уравновешивание разности фаз показывает нуль-индикатор O дискриминатора.

Для того чтобы исключить фазовые сдвиги, вызванные зависимостью электрических параметров от температуры, между передающим и приемным объективами в схему хода лучей включен оптический короткозамкнутый контур K (оптический эталонный отрезок). Через этот контур модулированный по интенсивности пучок света направляется на ФЭУ-1.

Наблюдение за работой модулятора ведут по симметричности дифракционной картины, возникающей у диафрагмы передающей системы.

Модуляция света ультразвуком имеет некоторые преимущества по сравнению с модуляцией в конденсаторе Керра. В ультразвуковом модуляторе потеря света незначительная, а при увеличении частоты, приводящей к более точному измерению расстояния, потери света в светодальномерах с конденсатором Керра значительно увеличиваются, в то время как в приборе с ультразвуковым модулятором потери света не так велики. Кроме того, у последнего увеличен диапазон плюсовых и минусовых температур для производства работ. Недостатком ультразвукового модулятора является использование только частоты модуляции, определяемой исчетной гармоникой. Скорость звука в кристалле и частота возбуждения зависят от температуры, поэтому модулятор должен находиться в термостате.

Электропитание светодальномера осуществляется от 12-вольтовой батареи через транзисторный преобразователь. Прибор потребляет мощность 70 Вт. Головка прибора, устанавливается на штативе теодолита Theo 010, позволяет поворачивать прибор по азимуту в пределах 0–360° и работать им с наклоном 20°. Горизонтальный и вертикальный круги головки прибора имеют цену деления 1°. Точную наводку на отражатель выполняют зрительной трубой, имеющей увеличение 16×. Под трубой находится устройство, позволяющее видеть диафрагму \mathcal{D}_1 , изображение которой проецируется на диафрагму \mathcal{D}_2 . Кроме того, в поле зрения трубы видны цветные полосы дифракции во время действия модулятора.

В отражателе прибора смонтированы семь трипельпризм, имеющих угловую точность менее 1''. В комплекте отражателя имеются пять клиньев, которые насаживаются на отражатель для увеличения интенсивности отраженного света. Клины рассчитаны на указанный на них диапазон расстояний.

Для измерения коротких расстояний нужно ориентировать прибор точно на среднюю трипельпризму.

Измерение фазовых углов производят одним из двух способов. Первый из них — способ без средней величины, по фазовым углам только четвертой частоты f_4 . Фазовые углы трех других частот (f_1, f_2 и f_3) служат только для получения целого числа полуволн. Средняя погрешность измерения каждого фазового угла составляет $m_{f_4} \leq 0,0007$, $m_{f_1, f_2, f_3} \leq 0,0021$, что полностью обеспечивает необходимую точность и для коротких линий. Второй способ заключается в определении средней величины фазовых углов четырех частот, по которой определяют расстояние. Средняя точность одного измерения каждого фазового угла при одной частоте $m_{\max} \leq 0,0015$.

Температуру воздуха измеряют до $0,2^\circ$ термометром-вращением на каждом конце линии [погрешность в 1° дает поправку на расстояние $\Delta D = (1,5 \cdot 10^{-6}D)$ мм]. По барометру отсчитывают атмосферное давление P и по средним показаниям определяют по номограмме величину поправки. Если высоты прибора и отражателей примерно одинаковы, то t и P измеряют в одном конце линии. Горизонтальное положение измеренного расстояния получают или по высотам горизонтальной оси вращения прибора и центра отражателя, или по зенитному углу. Измерение линии светодальномером EOS занимает 10—12 мин. В измеренную наклонную линию из таблицы эталонирования вводят поправки за постоянную прибора и за внецентральную установку приемопередатчика и отражателя.

Измерение сторон строительных сеток светодальномером EOS.

Светодальномером EOS измерялись стороны по периметру строительных сеток на ряде заводских площадок. Измерение выполнялось способом определения средней величины четырьмя приемами на четырех частотах.

Измерение линий (одним приемом) производилось по следующей программе:

- 1) отсчет по фазовращателю при частоте f_1 и разности фаз 90° . Свет направлен по короткозамкнутому оптическому контуру T ;
- 2) отсчеты при направлении света на отражатель при той же разности фаз;
- 3) отсчеты при направлении света на отражатель при разности фаз 270° ;
- 4) отсчеты по короткозамкнутому оптическому контуру при разности фаз 270° .

В том же порядке записи производятся при частотах f_2, f_3 ; после чего прием заканчивается.

В начале и конце измерения линии определялись температура и атмосферное давление.

Вычисление длины линии в журнале велось согласно указаниям инструкции, приложенной к прибору.

Предельный разброс по внутренней сходимости измеренных длин не должен для 200-метровых линий превышать 0,020 м. Четвертая часть уклонений длин линий, вычисленных по 1, 2 и 3 частотам от длины линии, полученной по частоте f_4 (здесь отклонение должно равняться 0) дает поправку δ_D к линии D_0 .

Поправку за температуру и давление вычисляют на единицу длины

$$T = 282,1 - \frac{81\,315}{273,15 + t^\circ\text{C}} \frac{P}{760}, \quad (\text{V.16})$$

где $t^\circ\text{C}$ — измеренная температура; P — измеренное давление в мм. рт. ст.; затем вычисляют поправку на всю линию $\delta_A = TD_0 \cdot 10^{-6}$.

Наклонное расстояние вычисляют по формуле

$$s = D_0 + \delta_{D_0} + \delta_A + \sum k_{\text{дальн. отр.}} + \sum e', \quad (\text{V.17})$$

где δ_{D_0} — поправка к линии D_0 за уклонение длин, полученных по 1, 2 и 3-й частотам; $\sum k_{\text{дальн. отр.}}$ — постоянная прибора и отражателя (из паспорта); $\sum e'$ — поправка за центрировку и редукцию (ее определяют при внецентренной установке прибора и отражателя, например при наблюдениях на сигналах).

Горизонтальное проложение получают по известным формулам, затем вычисляют поправки и длину линии на эллипсоиде и при переходе на плоскость.

При измерении четырьмя приемами предельный разброс на пяти сетках не превысил 0,006 м, или 1 : 33 000 длины линии, что значительно превышает необходимую точность измерения сторон строительных сеток. Практика измерения значительного числа сторон сеток показала, что при измерении их светодальномером EOS вполне достаточно ограничиться двумя приемами.

Для сопоставления были измерены линии разными способами и результаты сведены в табл. 29.

Т а б л и ц а 29

Название линии	Длина D , измеренная EOS, м	Длина, определенная короткобазисным параллактическим способом	ΔD_m	$\frac{\Delta D}{D}$
3339—3324	2345,716	2345,690	+0,026	1 : 90 000
3313—3311	1802,215	1802,198	-0,017	1 : 100 000
3313—3324	1137,684	1137,650	-0,034	1 : 33 000
3310—3339	1001,998	1002,015	+0,017	1 : 60 000
3310—3311	1247,942	1247,939	+0,003	1 : 400 000
166—167	1313,424	1313,418	+0,006	1 : 216 000

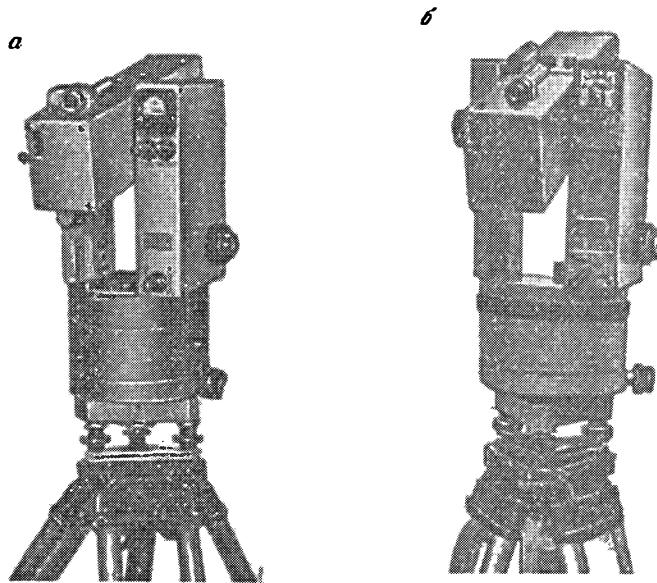


Рис. 47. Светодальномеры:
а — МСД-1; б — МСД-1М

Измерение 120- и 294-метровых линий компаратора инварными проволоками (1 : 250 000) и EOS показало отклонения $\Delta D_{120} = -5,6$ мм (1 : 21 000); $\Delta D_{294} = -2,0$ мм (1 : 147 000).

Малогабаритный светодальномер МСД-1 (рис. 47а, 48). Светодальномер был изготовлен в 1969 г. для измерений коротких линий 1÷300 м с точностью $m_D = (2 + 5 \times 10^{-6} D)$ мм.

Прибор разработан Всесоюзным научно-исследовательским институтом горной механики и маркшейдерского дела (ВНИМИ).

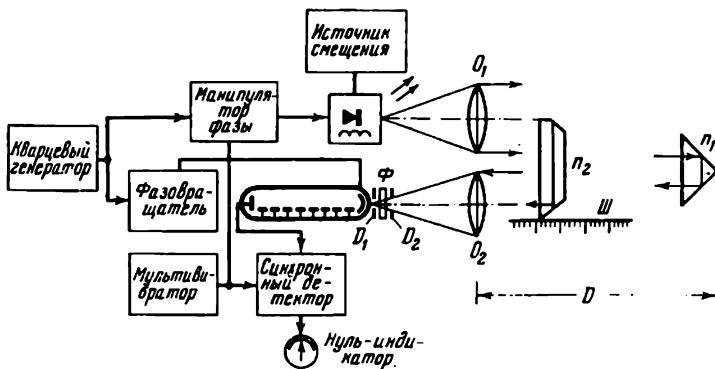


Рис. 48. Блок-схема светодальномера МСД-1

В светодальномере МСД-1 модуляция светового сигнала с фиксированными частотами осуществляется полупроводниковым излучателем-диодом из арсенида галлия, на который непосредственно воздействует модулирующее напряжение. Оптическая система прибора состоит из двух частей, расположенных одна над другой в электрооптическом блоке. Верхняя передает сигнал, нижняя служит для визирования на отражатель и принимает возвращенный световой луч, демодуляция которого осуществляется фазовым детектором на выходе фотоэлектронного умножителя (ФЭУ). При помощи ФЭУ фиксируется разность фаз посланного и принятого сигналов при двух масштабных частотах $f_1 = 149,855$ мГц и $f_2 = 146,858$ мГц, принятых для разрешения многозначности при определении длины линии. В электронном блоке, который находится в боковой стойке прибора, находятся узлы транзисторной электронной схемы (ФЭУ, генератор, индикатор, фазовращатель и др.). Отражатели — однопризменные; в зависимости от длины линии их можно устанавливать вместе.

При измерении эталонных линий $4 \div 180$ м на компараторе при испытаниях светодальномера МСД-1 получена средняя квадратическая погрешность $m_D = 1,4$ мм. Внутренняя сходимость характеризуется средней квадратической погрешностью отклонения от среднего $m_b = 1,4$ мм. Предельная величина погрешности в определении однозначности целого числа циклов (полуволн) N составила $m_y = 0,19$. Проложение ходов с измерением углов двумя приемами теодолитом ТБ-1 выполнено с относительной певязкой $1 : 10\,000 \div 1 : 29\,000$. Температуру и атмосферное давление измели через две станции светодальномера. На отсчеты и измерение линии затрачивали 10 мин.

Светодальномер МСД-1М. С 1973 г. нашел применение в маркшейдерских и инженерно-геодезических работах на строительных площадках светодальномер МСД-1М (см. рис. 47, б), являющийся модификацией модели МСД-1. Необходимость улучшения МСД-1 была вызвана недостаточной дальностью действия этого прибора (до 300 м), особенно при плохой видимости из-за тумана, пыли и других условий в подземных выработках.

Прибор МСД-1М, изготавливаемый во взрывобезопасном исполнении, предназначен для измерения расстояний до 500 м с погрешностью $2 \div 5$ мм при t воздуха $-10 \div 40^\circ$ С, атмосферном давлении $500 \div 900$ мм рт. ст. и относительной влажности до 96% при -20° С. Уравнение регрессии прибора $m_D = (2 \div 5 \cdot 10^{-6} D)$ мм. Для увеличения дальности действия прибора (более чем в 1,5 раза по сравнению с МСД-1) улучшена схема питания полупроводникового излучателя повышенной мощности; светофильтр, уменьшающий фоновые засветки и поглощающий часть полезного сигнала, помещен в светозащитной бленде. При слабой видимости бленду снимают. Для однозначного получения длины измеряемой линии к двум масштабным частотам добавлена третья.

Величина измерительного фазового цикла на первой частоте составляет 0,998084 м, на второй 1,052631 м, на третьей 1 м. Регистрация светового потока фотоэлектрическая, измеряемая линия оптической задержки плавнопеременная.

Принцип действия прибора такой же, как и у МСД-1. Фиксацию фазы возвращенного сигнала и измерение ее при помощи оптической задержки выполняют на всех трех частотах модуляции.

Линии длиной до 300 м измеряют при помощи однопризменного отражателя (трипельпризмы). Для измерения линий от 300 м и более соединяют между собой два-три отражателя. Наклонные линии измеряют прибором в пределах $-45^{\circ} \div +90^{\circ}$.

Небольшие углы наклона (в пределах 3°) измеряют при помощи шкалы на подъемном винте.

Погрешность внешней сходимости при двух отсчетах по шкале оптической линии задержки на каждой частоте для одного измерения стороны компаратора (определялась с $m_{D_{\text{комп}}} = 0,3$ мм) оказалась равной $m_{D_{\text{св}}} = 1,8$ мм, а внутренняя сходимость 1,3 мм [45].

При измерении длин линий МСД-1М в ходах полигонометрии 4 класса средняя относительная погрешность хода после уравновешивания оказалась равной 1 : 62 000, линий — 1 : 80 000; в ходах 1 разряда соответственно 1 : 44 000 и 1 : 51 500, при построении строительных сеток 1 разряда — 1 : 17 000 и 1 : 125 000; 2 разряда — 1 : 12 000 и 1 : 40 000. Двойной запас точности позволяет сгущение строительных сеток из-за крайне незначительных правок координат производить без уравнивания.

Практика показала возможность измерения линий длиной до 800 м двумя приемами на каждой частоте. Отклонение при этом длины линии на каждой из частот допускалось до 10 мм.

Средняя квадратическая погрешность измерения линии СМД-1М, как показал опыт, составляет 3,7 мм, систематическая ее часть 1,4 мм. Основным источником систематической погрешности являются погрешности центрирования прибора и отражателя. Подставку прибора устанавливают над точкой при помощи оптического центрира. Прибор малогабаритен и удобен в работе. Одно расстояние при помощи МСД-1М измеряют за 8 мин.

Светодальномер КДГ-3. Фазовый квантовый светодальномер КДГ-3 (рис. 49) применяют с 1968 г. для измерения линий длиной от 2 до 2000 м при интервале температур $-40 \div +50^{\circ}\text{C}$ в дневное время. Производственное применение прибора подтвердило уравнение регрессии $m_D = (10 \pm 2 \cdot 10^{-6} D)$ мм, т. е. на расстояние до 1 км средняя погрешность равна 12 мм.

Получение модулированного светового потока высокой частоты производится способом внутренней модуляции — воздействием модулирующего сигнала на излучатель до выхода из него светового потока. Этим излучателем является полупроводниковый квантовый диод инфракрасного излучения из арсенида галлия.

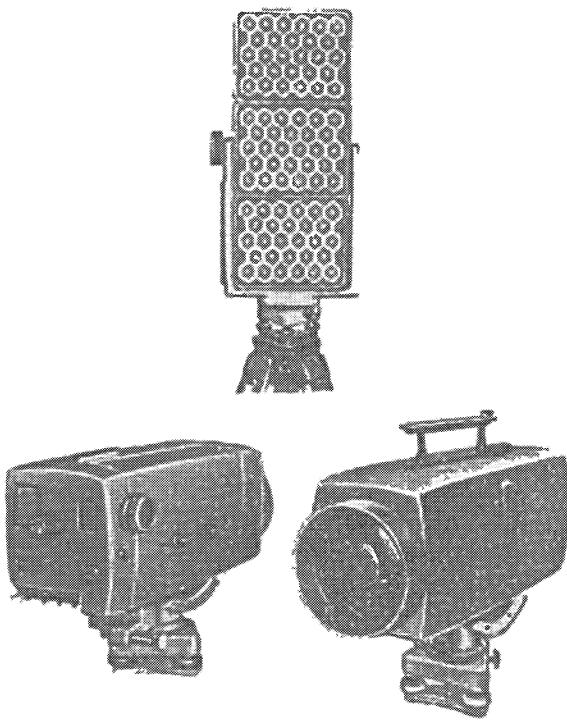


Рис. 49. Светодальнометр КДГ-3

Выполнение электрической схемы на полупроводниках позволило массу прибора довести до 10 кг и потребляемую мощность питания до 5 Вт.

Для исключения многозначности в определении числа волн используют три масштабные частоты модуляции 30, 27 и 29,9 мГц.

Средняя квадратическая погрешность измерения стороны на трех частотах, выведенная по уклонениям от эталонных длин $9,2 \div 495$ м при шести приемах, составила 8,3 мм, при четырех 10,1 мм, а по внутренней сходимости 8,7 мм. Линии более 1 км рекомендуется измерять из середины, устанавливая прибор в створ теодолитом. При этом для повышения точности смещают прибор по линии, измеряют величину смещения рулеткой и сравнивают ее с разностью измеренных светодальномером частей линии. Прибор малогабаритен и достаточно точен для проложения полигонометрических ходов, создания основы на строительных площадках и строительных сеток, разбивки оси заводов и строительства мостовых переходов.

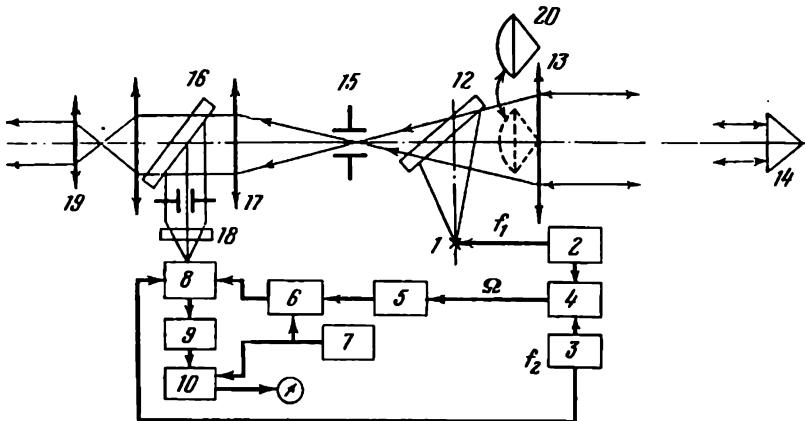


Рис. 50. Блок-схема светодальномера КДГ-3:

1 — излучатель; 2 — генератор; 3 — генератор-гетеродин; 4 — смеситель; 5 — фазовращатель; 6 — фазовый коммутатор; 7 — источник низкочастотного напряжения; 8 — фотоэлектронный умножитель (ФЭУ); 9 — усилитель частоты; 10 — синхронный детектор; 11 — стрелочный индикатор; 12 — светоделительное зеркало; 13 — объектив; 14 — отражатель; 15 — диафрагма; 16 — светоделительное зеркало; 17 — диафрагма; 18 — светофильтр; 19 — окуляр; 20 — призма

К недостаткам прибора следует отнести сложность схемы (рис. 50), имеющей значительное число кристаллов. Каждая из трех генерируемых частот зависит от двух кристаллов (всего в приборе шесть кристаллов, причем каждый необходимо эталонировать).

Принципиальная схема прибора КДГ-3 нашла применение в конструкции малогабаритной съемной светодальномерной насадки ДНК-02.

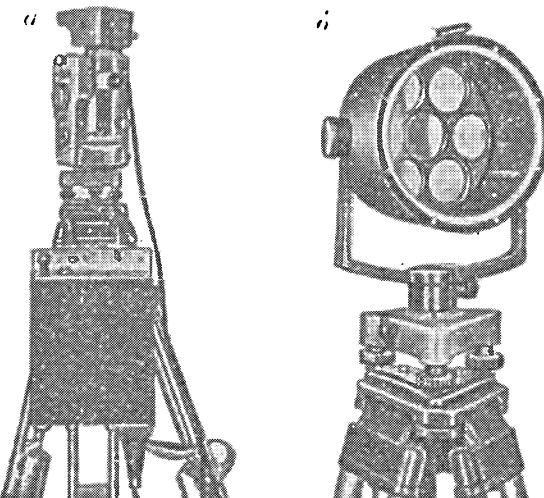


Рис. 51. Светодальномерная насадка ДНК-02

мерной насадки на теодолит ДНК-02 (рис. 51, а) с дальностью действия 500 м и с уравнением регрессии насадки $m_D = -(2 + 2 \cdot 10^{-5} D)$ мм. Оптический блок насадки закрепляется на горизонтальной оси теодолита, а электронный (фазоизмерительный блок) на ножке штатива. Питание прибора осуществляется 12 батареями «Марс». Измерение расстояния производят за 20 мин. В комплекте ДНК-02 два семипризменных отражателя (рис. 51, б).

При полевых испытаниях насадка ДНК-02 показала средние отклонения от эталона длиной 200—220 м

в пределах (от —23 до +38 мм при шести приемах измерения и от —15 до +13 мм по внутренней сходимости. Средняя квадратическая погрешность измерения стороны полигонометрического хода 1 разряда оказалась равной 14 мм.

Для измерения расстояния насадкой применяют фазовый метод сравнения фаз прямого φ_1 и отраженного φ_2 модулированных сигналов

$$2D = N\lambda_1 + \lambda_1 \frac{\varphi_2 - \varphi_1}{2\pi}, \quad (V.18)$$

где N — целое число длин волн в двойном расстоянии, а $\lambda_1 \frac{\varphi_2 - \varphi_1}{2\pi}$ — дробная часть длины волны.

Для разрешения неоднозначности в ДНК-02 используют три фиксированные частоты 30, 27 и 2967 мГц. Здесь частота f_2 отличается от частоты f_1 на 0,1 а f_3 — на 0,01. Известно, что длина волн обратно пропорциональна частоте модуляции, поэтому длина волн $\lambda_{f_1-f_2,3}$, определяемая разностной частотой $f_1 - f_2, 3$, будет соответственно равна $10\lambda_1$ и $100\lambda_1$.

Вычисление измеренных расстояний при работе КДГ-3 и ДНК-02 аналогично.

Светодальномер СМ-3. В 1972 г. вместо КДГ-3 был выпущен фазовый светодальномер СМ-3. При помощи этого прибора измеряют линии от 2 до 1600 м в дневное и ночное время. Измерение линий до 1000 м требует визуальной видимости до 5 км, свыше 1000 м необходима видимость до 10 км, без прямых солнеч-

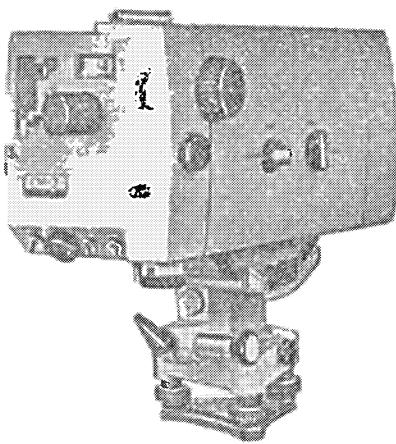


Рис. 52. Светодальномер СМ-3

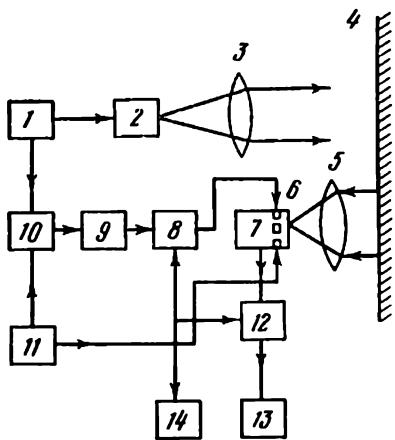


Рис. 53. Блок-схема светодальномера СМ-3:

1 — задающий генератор; 2 — излучатель; 3 — передающая оптика; 4 — отражатель; 5 — приемная оптика; 6 — специальный электрод у фотоумножителя; 7 — фотоумножитель; 8 — коммутатор фазы; 9 — фазовращатель; 10 — смеситель; 11 — гетеродин; 12 — синхронный детектор; 13 — иуль-индикатор; 14 — генератор опорных импульсов

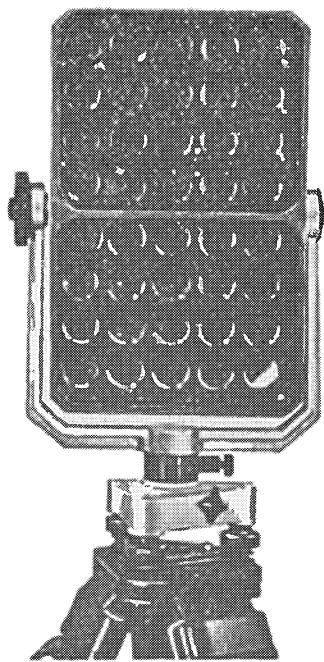


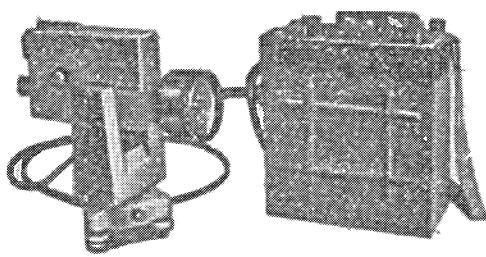
Рис. 54. Отражатель светодальномера СМ-3

ных лучей и влажности воздуха не более 65 %. Средняя квадратическая погрешность измерения расстояния 30 мм. Общий вид светодальномера показан на рис. 52, а блок-схема прибора — на рис. 53.

Отражатель (рис. 54) коллиматорной системы с линзами зеркала Манжена и защитным стеклом с зеркальными кружками смонтированы в одном блоке. Защитное стекло находится в фокальной плоскости; отраженный зеркальными кружками сигнал коллимируется линзами в направлении к прибору. На точность измерения значительно влияют метеоусловия, поэтому температуру воздуха определяют с точностью до 1°, атмосферное давление до 5 мм рт. ст. Постоянная K на протяжении года изменяет свою величину в пределах 30—40 мм, поэтому ее определяют не менее трех раз в году. Внутренняя сходимость на станции при измерении линий в полигонометрии 4 класса составила $m_s = 52$ мм, для 1 разряда $5,3 \div 10,0$ мм; погрешность измерений длин сторон по невязкам ходов (для определения принимались расчетная и фактическая их невязки) в полигонометрии 4 класса составила 1 : 25 000 \div 1 : 100 000, для 1 разряда 1 : 100 000 (в 10% случаев менее 1 : 10 000).

При измерении линий прибором СМ-3 погрешность увеличивается с уменьшением расстояния. Продолжительность измерений линий светодальномером СМ-3 (с вычислениями) 15 мин. Масса самого прибора 12 кг, всего комплекта 75 кг.

Рис. 55. Светодальномер 2СМ-2



Недостаточная дальность действия, высокая средняя квадратическая инструментальная погрешность при измерении линий, малые возможные углы наклона прибора, значительная масса не соответствуют основным параметрам и техническим требованиям ГОСТ 19223—73.

Светодальномер 2СМ-2. С 1976 г. для измерений сторон в диапазоне длин 2÷2000 м в полигонометрических ходах 4 класса, 1 и 2 разрядов, а также для трассировочных работ производится малогабаритный фазовый светодальномер 2СМ-2 (рис. 55). Блок-схема прибора показана на рис. 56.

По данным государственных испытаний прибор отличается высокой стабильностью постоянной поправки и масштабной частоты [1]. Внешняя сходимость по результатам, полученным при измерении прибором шести базисов, оценивается точностью измерений $t_s = 1,7$ мм. Излучателем в приборе является полупроводниковый светодиод из арсенида галлия, в котором амплитудная модуляция тока вызывает амплитудную модуляцию светового потока. Длина волн светового сигнала 0,9 мкм. Фотоэлектронный умножитель (ФЭУ) с внутренним модулятором детектирует воз-

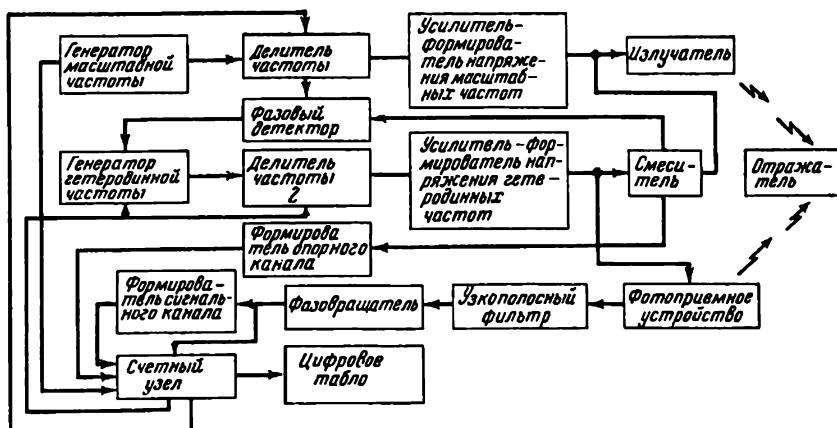


Рис. 56. Блок-схема светодальномера 2СМ-2

вращенный сигнал и преобразует масштабную частоту модуляций в низкую частоту. Фазовая подстройка сигнала, поступающего в счетный узел, автоматическая. В счетном узле измеряется и показывается на цифровом электронном табло разность фаз излучаемого и возвращенного сигналов. Разрешение неоднозначности измерения линии производится автоматически. Для этого используют три масштабные частоты модуляции: $f_1 = 149,85$ кГц, $f_2 = 1498,5$ кГц и $f_3 = 14985$ кГц. Частота f_3 вырабатывается кварцевым генератором, f_1 и f_2 получают в делителе частоты.

Результаты измерения непрерывно индицируются на табло в миллиметрах. Индикация продолжается нарастающим итогом до конца измерения линии, помехи на линии во время измерения до их устранения лишь временно прекращают индицирование.

При измерении сторон полигонометрии 4 класса рекомендуются 6 приемов, для 1 разряда — 4, 2 разряда — 2 приема.

В оптическом блоке прибора оси передающей, приемной и визирной систем совмещены; электронный блок соединен с приемо-передатчиком кабелем.

Подставка прибора позволяет применить трехштативный метод, совмещая измерение линий светодальномером с измерением углов теодолитом. Допустимые углы наклона измеряемых линий $\pm 25^\circ$. Отражатели у прибора трипельпризменные. Измерение линии одним приемом с получением результата длится всего 2 мин. Питание прибора предусмотрено от блока батарей или от автоаккумулятора.

§ 19. Светодальномер ЕОК 2000

Начиная с 1972 г. широкое применение на крупных промышленных площадках нашел малогабаритный транзисторный светодальномер средней точности ЕОК 2000 фирмы «Карл Цейсс, Иена» (ГДР). Общий вид прибора показан на рис. 57, отражатели к нему — на рис. 58. Малые масса (12 кг) и потребляемая мощность (8 Вт) при достаточно высокой точности измерений (± 1 см) и дальности действия 2500 м дают возможность использовать прибор в различных видах геодезических работ.

В практике автора с 1973 г. при помощи светодальномеров ЕОК 2000 на значительном числе объектов выполнялась полигонометрия 4 класса, 1 и 2 разрядов, измерялись выходные стороны в триангуляции 1 и 2 разрядов, производились различные линейные и линейно-угловые засечки, разбивались строительные сетки, мостовая триангуляция, а также крупные промышленные сооружения. Удобство и быстрота работы прибором позволили применять его и при развитии съемочного обоснования, особенно в сложных для измерения линий условиях, при линейных изысканиях, разбивке и привязке геологических скважин. Расстояния в пределах до 2500 м измеряют прибором в дневное время в диапазоне температур $-30 \div 45^\circ$ С. При измерении длин линий до 1000 м обес-

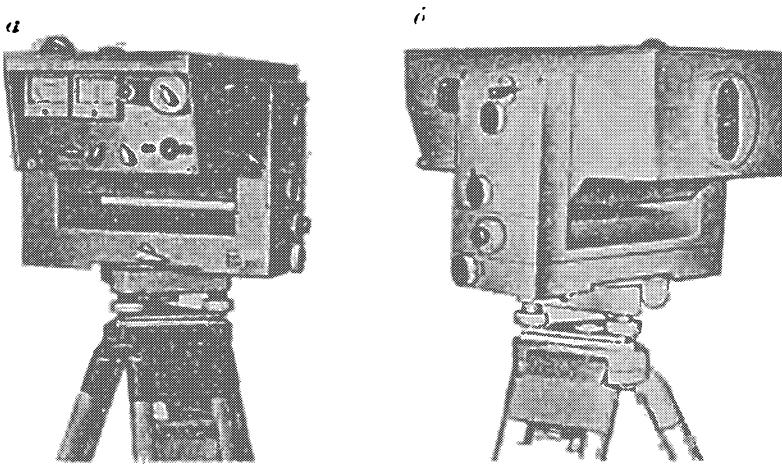


Рис. 57. Светодальномер ЕОК 2000:
а — вид со стороны окуляра; б — вид со стороны объектива

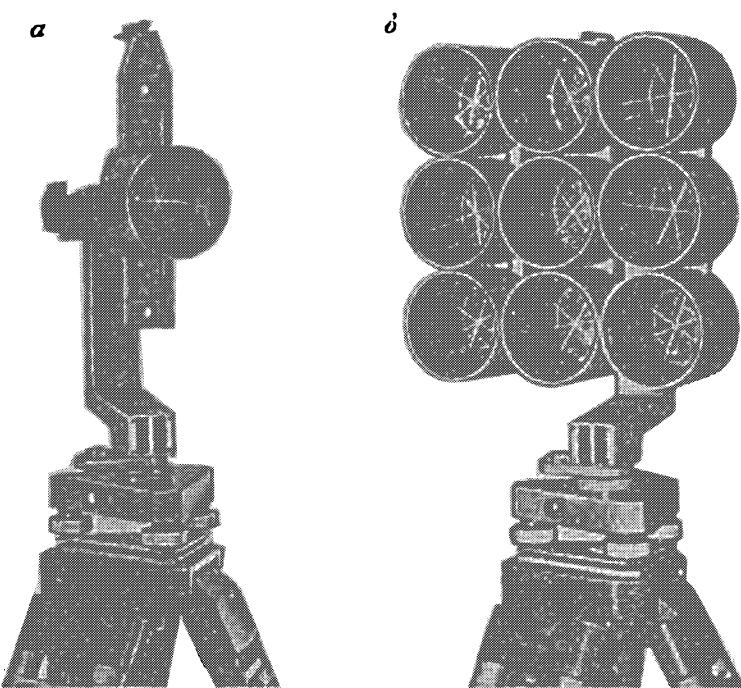


Рис. 58. Отражатель светодальномера ЕОК 2000:
а — из одной трипельпризмы; б — из девяти трипельпризм

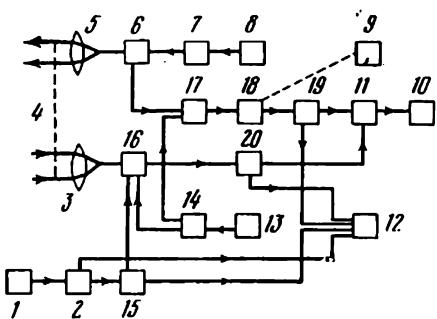


Рис. 59. Блок-схема светодальномера ЕОК 2000:

1 — батарея (12 В); 2 — распределитель; 3 — приемная оптика; 4 — оптический эталонный отрезок; 5 — передающая оптика; 6 — излучатель; 7 — модулятор; 8 — генератор масштабных частот; 9 — цифровой счетчик; 10 — нуль-индикатор; 11 — дискриминатор; 12 — счетный узел; 13 — гетеродин; 14 — преобразователь промежуточной частоты; 15 — преобразователь высокой частоты; 16 — ФЭУ; 17 — смеситель-преборазователь; 18 — гониометр; 19 — усилитель опорного сигнала; 20 — селективный усилитель

печивается допуск $m_s = (5 + \pm 4 \cdot 10^{-6} \text{ с})$ мм. Таким образом, светодальномер ЭОК 2000 соответствует типу СМ-2 по ГОСТ 19223—73.

ЕОК 2000 — полуавтоматический прибор со счетчиком, показывающим измеряемую величину фазового угла в цифровом виде. Единица счетчика ~ 5 мм, а 1000 единиц (360°) — 5,50 и 500 м. Принцип измерения фаз у прибора EOS и ЕОК 2000 аналогичен. В приборе измеряют фазы передаваемого и принимаемого сигналов невидимого инфракрасного излучения, а для наведения на отражатель служит свет прожектора-искателя, одновременно направляемый и принимающий визирной трубой. Блок-схема прибора показана на рис. 59.

Излучателем модулированного света является люминесцентный диод из арсенида галлия. Роль приемника выполняет ФЭУ, где сигнал демодулируется до частоты 7,5 кГц, после чего попадает на фазовый дискриминатор, куда также поступает опорный сигнал из смесительного каскада. При нулевом отсчете по нуль-индикатору разность фаз измерительного и опорного сигналов равна 90° (270°).

Передатчик и приемник находятся в одном приборе, но в отдельных блоках — это исключает помехи от рассеянного света.

Для измерения расстояний применены три масштабные частоты. Частоты $f_2 = 30,3 \text{ мГц}$ и $f_3 = 33 \text{ мГц}$ с масштабами 50 и 500 м служат для грубого определения длины линии, на частоте $f_1 = 30 \text{ мГц}$ с масштабом 5 м расстояние уточняют.

Измерение линий прибором возможно в пределах углов наклона $\pm 45^\circ$. Отражатели в зависимости от расстояния компонуются из одной (до 500 м), из трех (до 1000 м) и из девяти (до 2500 м) трипельпризм. Встроенный оптический центрир дает возможность установить прибор над точкой с точностью $m_u = 0,3 \text{ мм}$, а при помощи самоцентрирующейся вставной цапфы автоматически устанавливается над точкой вместо ЭОК 2000 теодолит (рекомендуются Theo 020A, Theo 010A и др.) или отражатель. Указанные выше виды работ выполнялись во всем диапазоне температур, в различные времена года. Минимальная точность изме-

рения линий $\left(\frac{m_s}{s}\right)$ в полигонометрических ходах 4 класса $1 : 29\,000$; 1 разряда $1 : 15\,000$; 2 разряда — $1 : 10\,000$. Точность измерения большинства линий во всех разрядах $1 : 25\,000 \div 1 : 100\,000$. При измерении на компараторе внешняя сходимость результатов измерений была не ниже ± 10 мм.

По данным работы [34], внутренняя сходимость результатов измерений на станции в полигонометрии 4 класса при трех приемах составила для линий 400 м $m_s = 5,3$ мм, при двух приемах для линий 500 м 5,8 мм; в полигонометрии 1 разряда при двух приемах для линий 300 м 6,0 мм. Для этого прибора $m_s = (6,0 \pm 1,6 \times 10^{-6})$ мм. Два других светодальномера показали лучшую внутреннюю сходимость. По невязкам вытянутых ходов среднее значение средней погрешности измерения длин сторон в ходах $17 \div 23$ мм. Средняя величина из оценки погрешности на станции и по невязкам вытянутых ходов, по мнению авторов, составляет для исследованных приборов 10—14 мм.

При измерении сторон ходов 4 класса центрирование прибора и отражателя может осуществляться с погрешностью не более 1 мм. Рекомендуется измерение линий выполнять тремя приемами в прямом и тремя приемами в обратном направлении. Во втором и третьем приемах измерения выполняют только на частоте f_1 . Большее число приемов не повышает точности измерения. Расхождения между средним значением по частоте f_1 и измеренными значениями не должны превышать по абсолютной величине 2 ЕО (единиц отсчета), т. е.

$$R'_{cp} = p'_i \ll 2,0 \text{ ЕО}, \quad (V.19)$$

а расхождение между прямым и обратным измерениями линии допустимо не более 1,0 см. Следует учитывать то обстоятельство, что смещение светового потока к краю отражателя вызывает на значительных по длине линиях погрешность расстояния в несколько сантиметров, поэтому рекомендуется наводить отражатель на приемопередатчик, пользуясь оптическим визиром. Метеорологические данные достаточно определять на месте станции. Все поправки в измеренное значение вводят согласно инструкции по эксплуатации прибора.

Измерение сторон полигонометрии 1 и 2 разрядов следует выполнять также тремя приемами по указанной схеме, но только в одном направлении. Допуски здесь такие же, как и при измерении линий 4 класса. Измерение линий в строительных сетках рекомендуется производить по схеме, показанной на рис. 60. Этот способ повышает производительность труда на 30%, не снижая точности измерения линий. Измерения при линейных изысканиях и развитии съемочного обоснования достаточно выполнять одним приемом. Поправки K_f , K_g , K_t в результаты измерений вводят только при $s > 2$ км. Следует учитывать то, что с повышением температуры точность измерений понижается, поэтому в солнечные дни прибор следует защищать зонтом.

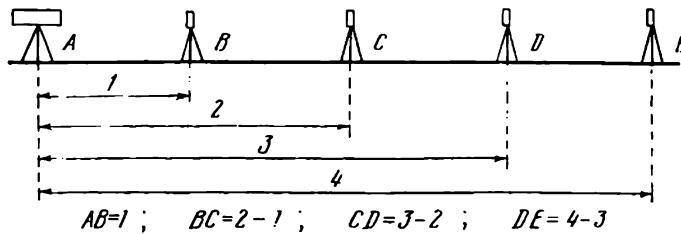


Рис. 60. Схема измерения ЕОК 2000 линий в строительных сетках

Значение постоянной поправки прибора ($K \sim 160$ мм) во времени изменялось в пределах $+10 \div -28$ мм, поэтому определение K с калибровкой фазовращателя рекомендуется производить не менее двух раз в год.

Пример записи измерений длины стороны полигонометрического хода 1 разряда в журнале приведен в табл. 30.

Полевая бригада при работе ЭОК 2000 рекомендуется в составе инженера, двух техников, рабочего третьего разряда и водителя

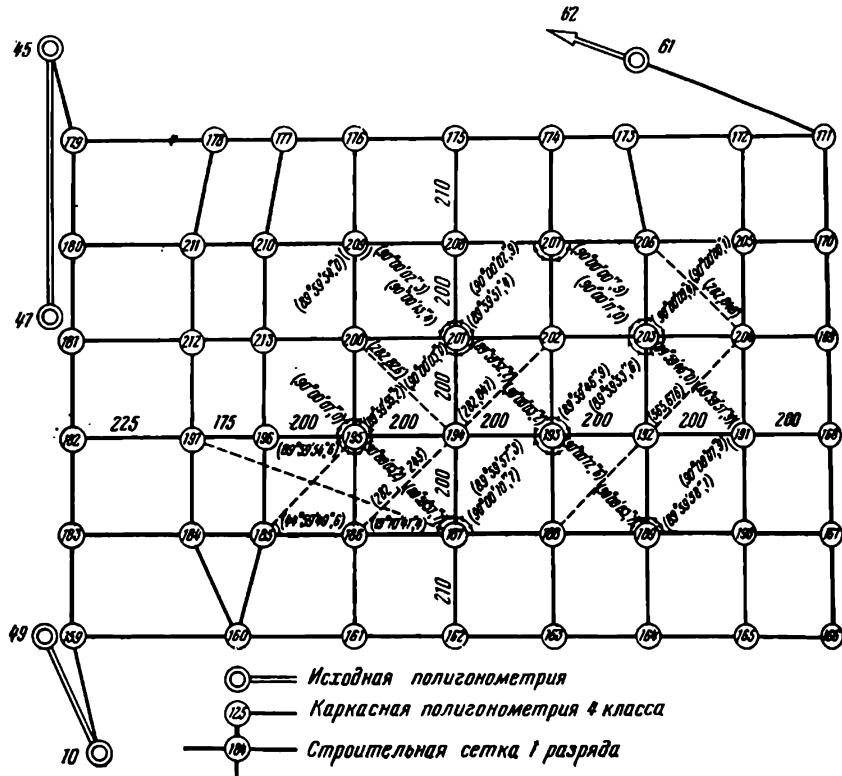


Рис. 61. Строительная сетка, выполненная при помощи светодальномера ЕОК 2000 (в скобках даны результаты контрольных измерений)

Таблица 30

Светодальномер ЭОК 2000
№ 251704
Постоянная прибора +0,161
Постоянная отражателя -0,004
Барометры-анероиды № 278, 279, 246
Термометр-прац № 1837
Оптический центрир № 187453 «Карл Цейсс, Иена»

Вычисления произведены с частотами, полученными эталонированием в лаборатории предприятия 25.08.1974 г.
Журнал проверен 30.10.1974 г.
Ст. инженер Штоколов
Журнал принят в обработку 31.10.1974 г.
Нач. партии Орлов

Дата	30.10.1974 г.		Время	10 ч 15 мин			
Наблюдал	Орлов		Записывал	Савицкий			
Вычислял	Чаленко		Проверил	Штоколов			
$n = \frac{s_{\text{пр}}}{500 \text{ м}}$	0	Внекент. e	H	i			
Точ. стоян.	5513	0	434,77	1,62			
Точ. визир.	п. п. 5375	0	437,30	1,52			
Угол наклона	-	$\sum e$	0	h'	+2,53	Δi	-0,10

Погода Ясно, тихо

R_1 I	2	4	7	0	$t, {}^\circ\text{C}$	-18° C
R_1 II	2	4	8	0	$P \text{ мм рт. ст.}$	746
R_1 III	2	4	8	8	T	-37,4
R_1 сп	2	4	7	9	K_f	+4,4
R_2	0	3	0		$T + K_f$	-33,0
R_3	6	0	5		$(T + K_f) s_0 - K_T$	9,9
$2s_0$	6	0	2	4	K_g	+0,3
s_0	3	0	1	2	K_0	+157,0
$n \cdot 500$		0			$\Delta s_0 = K_T + K_g + K_0 + \sum e$	+147,4
s_0	3	0	1	2	$h = h' + \Delta i$	+2,43
Δs_0	+	0	1	4	$\Delta s'_h$	-0,010
s'	3	0	1	3	$h' = H_{\text{вз}} - H_{\text{ст}}$	
$\Delta s'_h$	-	0	0	1	$\Delta i = i_{\text{вз}} - i_{\text{ст}}$	
s	3	0	1	3	7	7

автомашины типа УАЗ-452, также выполняющего обязанности рабочего.

Производительность труда по сравнению с прибором СМ-3 выше в 1,4 раза.

На рис. 61 показана строительная сетка, разбивка которой осуществлялась при помощи светодальномера ЕОК 2000. Исходной основой для ее построения явилась полигонометрия 4 класса, проложенная между пунктами триангуляции 1 и 2 классов.

Углы измерялись шестью приемами теодолитами Theo 010 и Т-2, а стороны — светодальномером двумя приемами на четырех частотах. Точность работ соответствует действующим инструкциям: средняя квадратическая погрешность измеренного угла $2,26''$, уравненного угла $1,37''$, измеренной стороны 0,010 м, уравненной стороны 0,011 м.

Наибольшие поправки в угол не превышают $4,7''$, в сторону 0,015 м. Относительные погрешности ходов находятся в пределах $1 : 43\,600 \div 1 : 70\,000$.

Отметки пунктов полигонометрии определены нивелированием III класса.

Строительная сетка запроектирована по генеральному плану с целью обеспечить сохранность максимального числа пунктов и в основном образована прямоугольниками со сторонами от 175 до 225 м и квадратами со сторонами 200 м.

Разбивка сетки выполнена в такой последовательности. По внешнему периметру сетки проложена каркасная полигонометрия 4 класса.

Пункты каркасной полигонометрии вынесены в натуру от пунктов основной полигонометрии 4 класса по предварительно вычисленным углам и расстояниям при помощи теодолита Т-2 и прокомпилированной стальной 50-метровой рулетки и закреплены постоянными центрами типа 2 грунт. реп. [22], заложенными на глубину 4 м. По центрам проложена полигонометрия 4 класса. Углы на пунктах полигонометрии измерены шестью приемами теодолитом Theo 010 на визирные марки ПК-4.

Стороны измерены двумя приемами на трех частотах светодальномером ЕОК 2000. Измерение углов и сторон производилось по трехштативной системе.

Установка инструмента, марок и трехпризменных отражателей над центрами пунктов выполнялась при помощи оптического центрира. Постоянная поправка светодальномера равна $+0,161$, отражателей $-0,004$ и $+0,157$ м. Для определения атмосферных поправок использовались барометры-анероиды и термометр-пращик «Гидрометеоприбор». Этalonирование частот прибора выполнено на электронном частотометре ЧЗ в геодезической лаборатории.

Измеренные линии редуцировались на плоскость Гаусса и средний уровень площадки.

После уравнивания каркасной полигонометрии на ЭВМ «Мир-2» * координаты пунктов каркасной полигонометрии перенесены в систему строительной сетки.

Оценка точности каркасной полигонометрии, выполненная на ЭВМ, дала следующие результаты: средняя квадратическая погрешность измеренного угла, вычисленная по результатам уравнивания, $1,05''$, а наибольшая поправка в угол $-2,6''$; средняя квадратическая погрешность уравненной стороны $0,003$ м и наибольшая поправка в измеренную линию — $0,007$ м. Средние квадратические погрешности координат уравненных узловых точек 179: $m_x = 0,020$ м, $m_y = 0,015$ м; 159: $m_x = 0,023$ м, $m_y = 0,010$ м; 171: $m_x = 0,023$ м, $m_y = 0,014$ м. Относительные погрешности уравненных ходов находятся в пределах $1 : 27\ 532 \div 1 : 239\ 463$. Отметки пунктов каркасной полигонометрии определены нивелированием III класса.

После вычисления окончательных координат пунктов каркасной полигонометрии была произведена разбивка заполняющих пунктов сетки. Разбивка выполнена методом угловых засечек при помощи двух теодолитов Т-2, последовательно устанавливаемых на пунктах каркасной полигонометрии, закрепляющих взаимно перпендикулярные линии сетки.

Засечки пунктов, примыкающих к каркасу, производились по углам, предварительно вычисленным из обратных задач между фактическими координатами исходных каркасных пунктов и проектными координатами заполняющих пунктов.

При примыкании к конечному каркасному пункту производилась предварительная увязка пунктов проложенной заполняющей линии. После уточнения проложения пунктов первой заполняющей линии ее пункты использовались в качестве исходных для следующей линии и т. д.

После разбивки и предварительного уточнения всех заполняющих пунктов сетки на них были заложены центры типа 2 грунт. реп. на глубину $3,5\text{--}4,0$ м с пластинками 15×15 см, приваренными к верхнему обрезу трубы.

На пунктах, попадающих на проектируемые строения, заложены центры типа 6 грунт. реп. на глубину $0,6\text{--}1,0$ м.

После закладки центров и предварительного панесения их на пластинку было выполнено измерение углов на всех пунктах каркасной полигонометрии и заполняющих пунктах сетки.

Углы измерялись тремя приемами теодолитами Т-2 на визирные марки ПК-4 по трехштативному методу.

Невязки в образовавшихся четырехугольниках без диагоналей не превышают $8,8''$, средняя квадратическая погрешность измеренного угла, вычисленная по невязкам в четырехугольниках, равна $2,18''$.

* Программа СТУРПОЛСИ, разработанная в Иркутском политехническом институте И. И. Садовским.

Измерения были уравнены на ЭВМ «Минск-22» по программе РИГАС. Одновременно были вычислены поправки для перемещения центров пунктов на проектное положение. После этого были выполнены контрольные измерения углов и линий на пунктах сетки (см. рис. 61).

Максимальное отклонение угла от проектного значения составляет $+14,6''$ при допуске $20''$, стороны — $-0,017$ м при допуске $0,028$ м.

В связи с допустимыми результатами контрольных измерений центры пунктов сетки были окончательно закреплены на пластинах.

§ 20. Светодальномеры с автоматической регистрацией результатов измерений

Геодиметр 6А (рис. 62). Более высокую точность измерения линии ($5 \text{ мм} \pm 1 \text{ мм}/\text{км}$) можно получить при помощи электронного полупроводникового геодиметра 6А фирмы АГА (Швеция). Блок-схема прибора показана на рис. 63. Три масштабные частоты модуляции ($f_1 = 29970,000$ кГц, $f_2 = 30044,920$ кГц и $f_3 = 31468,500$ кГц), позволяют разрешать неоднозначность при измерении линии.

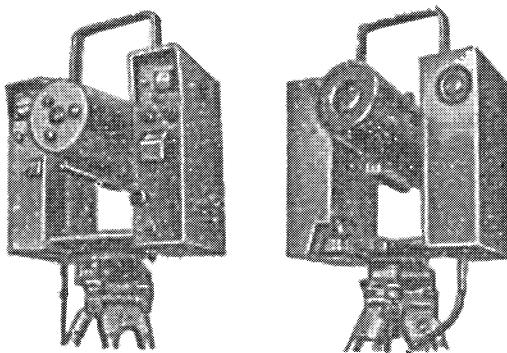
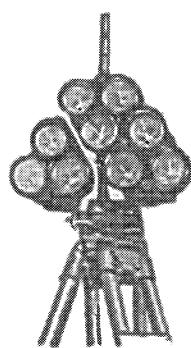


Рис. 62. Геодиметр 6А



Инструментальные погрешности прибора характеризуются следующими величинами:

Погрешность	Величина
Индикации, мм	~2
Нелинейности шкал фазовращателя, мм	~3
Поддержания значения частоты	$0,7 \cdot 10^{-6}$
Определения постоянной K прибора, мм	~2

Поворот прибора относительно линии прибор—отражатель может быть допущен в пределах $\pm 20^\circ$. По вертикали прибор может устанавливаться в пределах наклона от -55 до $+90^\circ$. Наводку геодиметра осуществляют трубой грубой наводки с освещением отражателя прожектором, вмонтированным в корпус прибора. Горизонтальный круг в нижней части геодиметра, похожего на теодолит, помогает направлять прибор на отражатель. Это особенно удобно при измерениях нескольких линий с одной станции.

Геодиметром измеряют длины линий — днем до 5 км, ночью до 15 км. Ртутная лампа 300 Вт/12 В, входящая в комплект геодиметра, дает возможность измерять соответственно линии длиной 10 и 25 км.

Для геодезических работ на строительной площадке, в частности при измерении 200 и 400-метровых сторон сетки, прибор имеет дополнительный диапазон. Наличие диапазонов для измерения малых и больших расстояний дает возможность при проложении полигонометрических ходов измерять и стороны хода и его замыкающую. Для измерения расстояния (до 1000 м) наводят прибор на однопризменный отражатель, причем надежные результаты для длин до 500 м получают и при ухудшенной видимости (дым, пыль и др.).

В комплект прибора входит дополнительный контрольный отражатель, передвигаемый по специальному линейке со шкалой. Линии измеряют при неподвижной установке геодиметра и штатива с контрольным отражателем со средней погрешностью, не превышающей 1 мм. Это дает возможность применять прибор при измерении деформаций

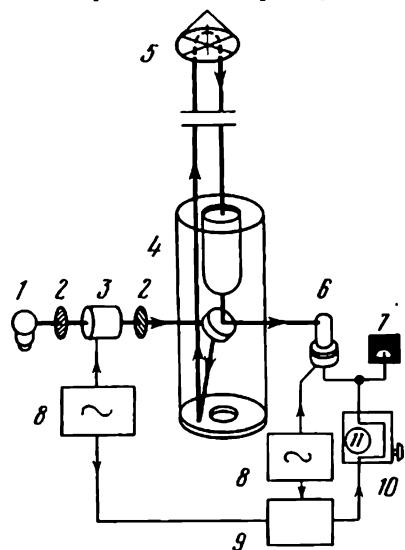


Рис. 63. Блок-схема геодиметра 6 А:
 1 — лампа; 2 — поляроидные фильтры;
 3 — элемент Керра; 4 — коаксиальное
 оптическое устройство; 5 — рефлектор;
 6 — фотодиод; 7 — индикатор нуля;
 8 — генератор, регулируемый кристаллом;
 9 — смеситель; 10 — сумматор (ре-
 шающее устройство); 11 — цифровой инди-
 катор

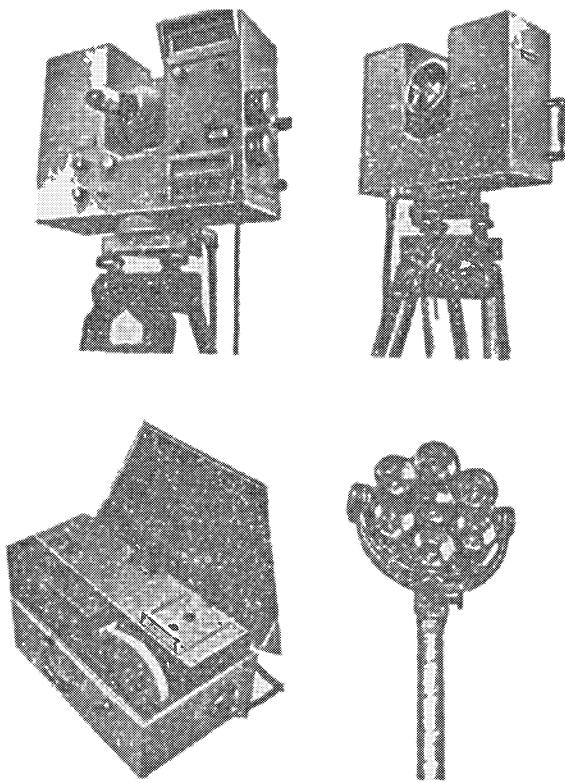


Рис. 64. Электронный тахсометр-автомат Reg Elta-14

сооружений, а также при наблюдениях за смещениями грунтов в условиях повышенной сейсмичности. Измерение расстояния прибором занимает около 5 мин. Масса прибора (без питания) 16 кг. По ГОСТ 19223—73 светодальнометр соответствует типу СМ-2.

Электронный тахеометр-автомат Reg Elta-14 (рис. 64). Этот прибор (фирма «Оптон», ФРГ) предназначен для измерения средних и коротких линий в диапазоне до 2000 м с одинаковой точностью $m = 1$ см независимо от расстояния.

Излучателями инфракрасной световой волны длиной 920 нм в приборе служат люминесцентные диоды. Источником питания являются батареи 12 В, находящиеся в опоре прибора; требуемая мощность при измерении 20 Вт.

Преимуществом Reg Elta-14 является наличие в его конструкции кодированных систем угломеров для определения величины горизонтального направления, измеренного при двух положениях трубы с точностью $m_\beta = 10''$ ($3''$), и зенитного угла, или угла

наклона линии, измеряемого в пределах $\pm 50^\circ$. Такое устройство исключает необходимость установки на штативе (после измерения линии) оптического теодолита. Электронный тахеометр-автомат предназначен для применения при выполнении многих видов работ и, в частности, для использования в инженерно-геодезических работах, связанных со строительством.

Измеренная длина наклонной линии исправляется внутри прибора за температуру и атмосферное давление и выдается на световое табло шестью значащими цифрами.

Вместе с определяемой длиной линии на световое табло по выбору наблюдателя выдаются величины горизонтального направления и угла наклона линии, причем автоматический ход измерения длины линии и углов после наведения прибора на отражатель занимает 30 с, так как времени на прогрев прибора не требуется. На перфоленте со скоростью перфорации 10 знаков в секунду непосредственно на станции регистрируются значения измеряемой длины, горизонтального направления и вертикального угла. Перфолента может быть сразу же введена в счетно-решающее устройство для вычисления координат или высот.

Однотрубная коаксиальная оптическая система приемодатчика с отверстием объектива 120 мм и $f = 400$ мм благодаря одной общей оптической оси приспособлена также для визирования при измерении углов, поэтому определение всех трех величин — наклонной длины линии, направления и вертикального угла — происходит при одном визировании. Труба с $25\times$ увеличением переводится через зенит и дает прямое изображение.

Масса прибора 16,5 кг. Отражатель светового сигнала вмещает в держателях от 1 до 7 и до 19 трипельпризм. Для измерения расстояния до 500 м достаточно 1 призмы, до 1200 м — 7 призм. Отражатель служит также визирной целью при измерении углов.

§ 21. Светодальномерные приставки к теодолитам

Дальнейшая разработка фазовых светодальномеров автоматического действия для измерений линии привела к производству удобных для использования теодолитных приставок: AGA-12 (Швеция) и Eldi2 («Оптои», ФРГ).

Геодиметр AGA-12. Этот прибор (рис. 65) с диапазоном действия от 0,2 до 1700 м обеспечивает точность измерения линий $m_D = (5 + 10^{-5}D)$ мм. Излучателем инфракрасного света с длиной волны 910 нм в приборе служит иридиево-галлиевый диод. Грубое наведение на отражатель производится трубой теодолита, если же прибор устанавливают непосредственно на штативе, то трубой специальной наклоняющей головки. Точная наводка (для получения наиболее точного результата измерений) определяется по наибольшему звучанию звукового устройства, соответствующему максимуму света, при этом стрелка контрольного прибора максимально отклоняется вправо. На световое табло выдаются шесть значащих цифр.

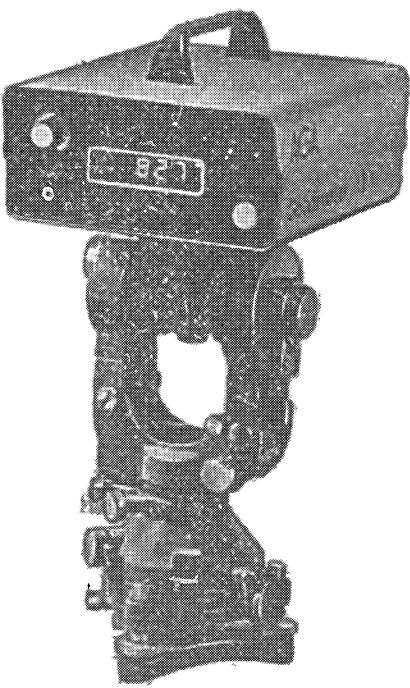


Рис. 65. Геодиметр АГА-12

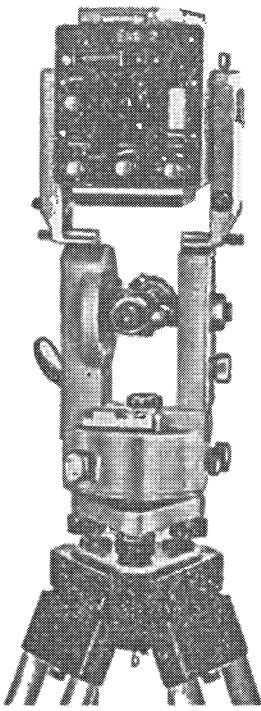


Рис. 66. Светодальномерная приставка Eldi 2

При длине линии свыше 999,999 м результат получается полуавтоматически. Значение атмосферных поправок, взятое по таблице-шкале, вводится в прибор и автоматически прибавляется к отсчету. Для получения высокой точности наклонную линию измеряют трижды. Отражатель монтируется из одной (для расстояний до 700 м) и трех (до 1700 м) трипельпризм. Для установки прибора на теодолиты изготавливаются специальные приспособления Theo010A, Вильд Т-2 и др. Положение приспособления, прикрепляемого к теодолиту, перед установкой геодиметра выверяется в горизонтальной и вертикальной плоскостях.

Правильное положение геодиметра на выверенном приспособлении проверяется максимальным отклонением стрелки контрольного устройства при наведении перекрестья нитей на цель. Кроме того, проверка может быть осуществлена наблюдением за исчезновением сигнала при одинаковых сдвигах сетки нитей в горизонтальной и вертикальной плоскостях.

При помощи прибора в следящем режиме может быть произведена разбивка точек на линии. Для этого по линии светового сигнала движется рабочий с отражателем и на табло указывается

расстояние с точностью $m_D = (20 \pm 10^{-5} \cdot D)$ мм. Положение отражателя в створе сигнала в этом случае контролируется наличием сигнала. После остановки рабочего с отражателем в нужном месте расстояние уточняется обычным измерением в автоматическом режиме.

При расстояниях до 100 м наведение на отражатель должно быть выполнено в пределах $\pm 2^\circ$.

Указанная выше точность измерения обеспечивается при температурах воздуха $-20 \div -50^\circ\text{C}$. Электропитание прибора осуществляется кабелем от батарен 6 В, потребляемая мощность 17 Вт. Прибор портативен — его размеры $220 \times 190 \times 87$ мм, а масса 2,8 кг.

Электрооптический дальномер Eldi 2 (рис. 66). При помощи портативной (размеры $135 \times 120 \times 155$ мм, масса 3,5 кг вместе с кассетой батарей) светодальномерной приставки Eldi 2 измеряют наклонные длины сторон в полигонометрии 4 класса, 1 и 2 разрядов, трилатерации, линейных изысканиях, разбивочных работах и в фототопографии с точностью 5 мм до 3000 м и 20 мм до 5000 м.

Расстояния от 1000 до 5900 м измеряют при помощи добавочного телекомбинированного объектива (отверстие 120 мм), причем удобной для практики инженерных работ является возможность переключать прибор с измерения коротких линий на длинные.

Отражатель может быть смонтирован из семи трипельпризм, причем для измерения линий до 1000 м с обычным объективом и до 1500 м с телекомбинированным достаточно одной призмы.

Излучателем инфракрасной световой волны является арсениевогаллиевый люминесцентный диод. Приемником-демодулятором служит фотодиод. Приемо-передающая оптика и труба-искатель ($18\times$) коаксиальны.

Полностью автоматизированный процесс измерения линии с поправкой на сдвиг нуля фазометра, переключением частот и выдачей на табло шестизначного результата (в мм) длится около 5 с (в это время не входят установка, наведение и включение прибора). Как и в геодиметре AGA-12, при перерыве измерений из-за препятствия на линии фазовый счетчик отключается, уже полученный результат «запоминается» и, когда препятствия освобождают линию визирования, измерения автоматически продолжаются и результаты выдаются на табло нарастающим итогом. Прибор может быть применен в полигонометрических ходах

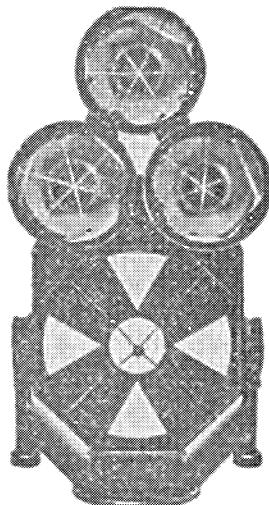


Рис. 67. Отражатель, смонтированный с визирной целью

в сочетании с теодолитами, не нарушая их точности. Кроме того, прибор может быть установлен непосредственно на штативе. Для этого осуществляется автоматическое центрирование при помощи стыковочной цапфы. Для одновременного измерения углов теодолитом и длин линий светодальномером служат комбинированные визирные марки, смонтированные с призмодержателем (рис. 67). Высота центра марки над штативом равна высоте оси вращения трубы теодолита, а высота призмодержателя равна высоте Eldi 2, посаженного на теодолит. Электроснабжение светодальномера осуществляется от сухих батарей в кассете внутри прибора или заряжаемых никель-кадмиевых аккумуляторов. При потребляемой мощности 4 Вт набор батарей рассчитан на 500—1000 измерений.

Малогабаритный светодальнометр СМ5 (СССР). Светодальномерная приставка СМ5 к теодолиту, предназначенная для использования в полигонометрии 2 разряда при развитии рабочего обоснования топосъемок и в линейных изысканиях, была разработана в 1977 г. Этот светодальномер, имеющий при массе 4,7 кг совмещенную приемо-передающую оптическую систему и унифицированную съемную подставку для автономной работы, прибором, показал при заводских испытаниях среднюю точность измерения базисных линий $25 \div 500$ м одним приемом $m_D = 16 \div 19$ мм при формуле регрессии $(1,2 + 2 \cdot 10^{-6} \cdot D)$ см [44]. Процесс измерений длин линий автоматизирован и результат индицируется на пятизначном световом табло. Дальность работы прибором $2 \div 700$ м. Максимальную длину линий измеряют при помощи трехтрипельпризменного отражателя за 5 мин по полной программе. Помехи, появляющиеся на измеряемой линии, не вносят искажений в индицируемый результат.

ГЛАВА VI

ОСОБЕННОСТИ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ КРУПНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

§ 22. Проектирование и закрепление разбивочных осей

Плановая геодезическая (разбивочная) основа на большой промышленной площадке (как правило, в качестве такой основы в настоящее время принята строительная сетка) служит для переноса в натуру разбивочных осей сооружений. Разбивочную основу следует привязывать к пунктам государственной сети или сети сгущения. Если на площадке несколько строительных сеток, то их проектируют таким образом, чтобы каждая заключала в себе

самостоятельные участки заводского комплекса — цехи завода, агрегаты которых технологически связаны в один объект (см. § 3). К проекту геоосновы должны быть приложены расчет точности, чертежи знаков, ведомости координат и высот (высоты заложения знаков геоосновы проектируют, увязывая с планировочными высотами), пояснительная записка. При проектировании строительных работ участки, занятые знаками, должны быть особо выделены. Развитием проекта геодезической разбивочной основы является проектирование разбивочных осей объектов. После ознакомления со строительными и технологическими чертежами объекта положение разбивочных осей увязывают с габаритами котлованов, фундаментов, стен, каркаса и фундаментов под оборудование; по чертежам подземных коммуникаций учитывают занятые ими участки. Для удобства выполнения геодезических работ при возведении сооружений широко применяют параллельно-смещенные разбивочные оси (по отношению к осям колонн, стен и др.).

На проект разбивочной основы, пользуясь проектом организации производства строительных работ, наносят контуры временных сооружений и коммуникаций.

Схемы закрепления разбивочных осей. Продольные оси сооружений являются главными разбивочными осями. На их основе намечают параллельные разбивочные оси. В зависимости от характера сооружения разбивочные оси могут совпадать со строительными или с осями протяженных механизмов или они могут быть параллельно-смещенными.

Основываясь на опыте геодезических работ при строительстве металлургических заводов, можно рекомендовать следующие схемы проектирования и закрепления разбивочных осей (рис. 68):

1. Для группы сооружений без кранов, с ленточными фундаментами (рис. 68, а).

2. При сплошных фундаментах с закрытыми при возведении сооружения осями (рис. 68, б).

3. Для крупного промышленного сооружения с железобетонными или металлическими колоннами на отдельных фундаментах (рис. 68, в). При этом закрепляют знаками все параллельно смещенные продольные оси колонн; поперечные оси закрепляют через 4—5 рядов колонн, но не реже чем через 60 м.

4. Закрепление разбивочных осей, совмещенных с осями механизмов, практикуется для цехов, имеющих протяженные механизмы и требующих точной соосности (рис. 68, г). Для закрепления осей используют стропильные фермы и внутренние грани стен цеха.

При закреплении разбивочных осей тоннелей, эстакад, подпорных стен, имеющих значительную длину, на продольных осях устанавливают промежуточные знаки.

Перенесение в натуре продольных и поперечных разбивочных осей необходимо контролировать измерениями по параллельным сторонам строительной сетки.

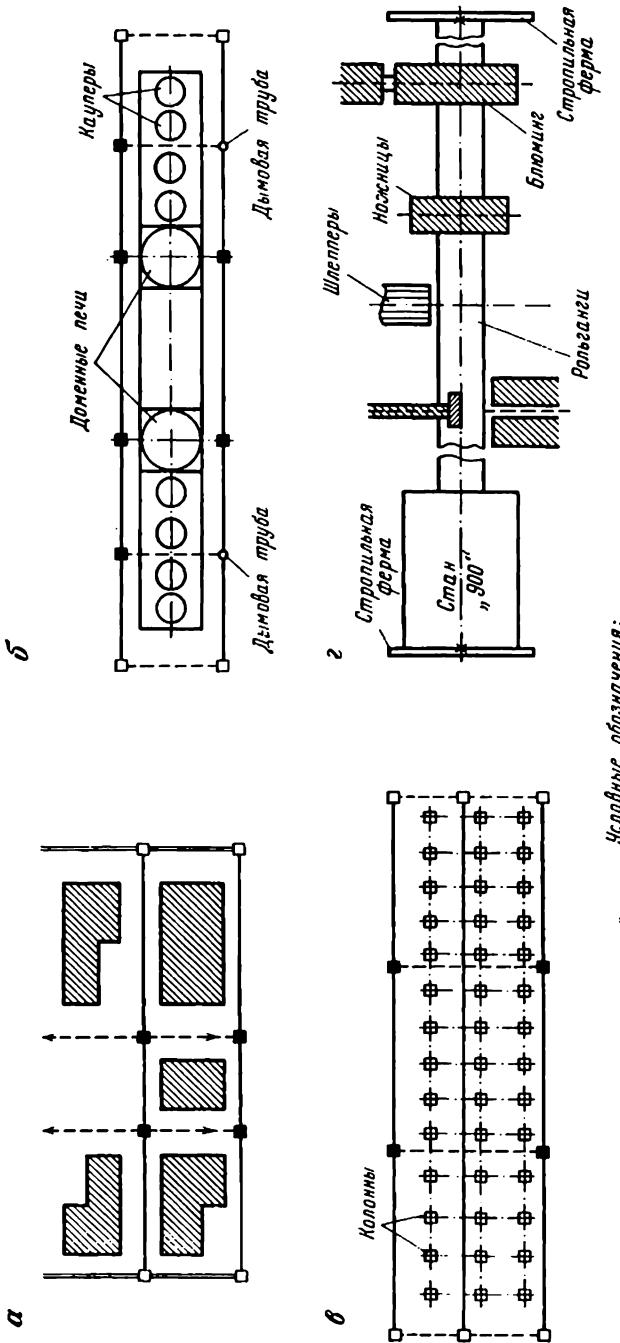


Рис. 68. Схемы закрепления разбивочных осей

Размещение наружных знаков продольных и поперечных разбивочных осей увязывают с проектом организации земляных, строительных и монтажных работ. Опыт показал, что располагать осевые наружные знаки ближе 12 м от обрезов стен не следует.

Указанные схемы закрепления разбивочных осей наиболее употребительны, однако не исчерпывают всех случаев, встречающихся в промышленном строительстве. Необходимым условием независимо от характера сооружений является рациональное размещение знаков разбивочных осей с обязательным обеспечением удобства визирования и измерения линий.

Во время производства строительных работ видимость между знаками может быть нарушена, а сами знаки закрыты. Существенную пользу при разбивках приносит закрепление разбивочных осей сооружения на стенах или фундаментах соседнего здания.

Знаки, закрепляющие оси сооружений. Выбор типов знаков для этой цели производят согласно Руководству [42]. Осевые грунтовые знаки закладывают в удобных местах и защищают оградами. Закрепление разбивочных осей наружными (вне контура здания) знаками обеспечивает производство разбивок только до возведения стен здания или тепляков.

Для бесперебойной работы на всех стадиях строительства и монтажа необходимо своевременно в условиях прямой видимости переносить разбивочные оси в зону строящегося сооружения. Перенесенные оси закрепляют на фундаментах колонн и оборудования, для удобства визирования оси выносят на балки и другие капитальные конструкции, на внутренние грани стен, на специально прибываемые 5-сантиметровые доски к стойкам тепляков. Выноски осей на доски при разбивках следует контролировать, так как их устойчивость может оказаться нарушенной.

Оси на фундаментах для центрирования теодолита и визирной цели фиксируют деревянной пробкой с гвоздем или керном на металлической пластине. Если поверхность фундамента не подливается бетоном и устанавливаемое оборудование не закрывает точек крепления, то разбивочные оси закрепляют на фундаменте четырьмя пробками у краев фундамента. Если верхняя плоскость фундамента (башмак) закрывается базой колонн или оборудованием и заливается бетоном, закрепляют параллельно смещенную ось пробками, помещенными на боковых стенках фундамента (башмака).

За состоянием знаков осевой основы необходимо постоянно следить и при необходимости уничтожения осевых центров своевременно переносить ось в безопасные места.

Разбивка осей сооружений производится согласно табл. 5 ГОСТ 21779—76. Для получения 1 класса точности необходимо измерять линии компарированными рулетками с соответствующим центрированием оптических теодолитов и визирных целей. Положение центров осевых знаков проверяют измерением на них прямых или створных углов.

§ 23. Основные способы разбивочных работ

Виды разбивок. Для удобства пользования при разбивках на светокопии общего плана в масштабе 1 : 200—1 : 500 показывают расстояния между разбивочными осями и центрами, их координаты и высоты, а также привязку к строительным осям сооружения.

По назначению и характеру исполнения разбивочные работы делятся на группы *.

1. Разбивки для земляных работ, объединяющие контурные или осевые разбивки котлованов под фундаменты стен, колонн и оборудования, траншей для подземных коммуникаций и т. д. Точность построений $m_{cp} = 1'$. Предельная погрешность линейных измерений 1 : 2000, а абсолютная невязка измерений с учетом двухсторонней привязки 5 см. Точность определения высот $m_{H_{cp}} = 1$ см.

2. Разбивки для строительных работ, объединяющие разбивки осей фундаментов, монолитных железобетонных каркасов, эстакад, подпорных стен, деревянных, кирпичных и других не сборных конструкций. Допустимая погрешность измерений для этой группы разбивок 1 : 3000—1 : 5000, средняя точность построений 20"; средняя квадратическая погрешность определения высот 5 мм.

3. Разбивки для монтажа металлических и сборных железобетонных конструкций каркаса сооружения производятся с допустимой погрешностью 1 : 5000—1 : 10 000 при абсолютной невязке 2 см; точность построения 8", средняя квадратическая погрешность определения высот относительно исходных реперов 2 мм.

4. Разбивки для монтажа оборудования и механизмов: кранов, рольгангов, транспортеров, наклонных мостов, различных машин и др. Допустимые погрешности измерений в плане и по высоте для таких разбивок определяются техническими условиями на монтаж каждого вида механизмов и оборудования. Точность производства исполнительных съемок такая же, как и разбивочных работ.

Необходимая точность измерений при разбивках определяет выбор инструментов и методов измерений. Наиболее распространенные элементы геодезических работ при разбивках — построение углов и выстраивание точек в створе.

Рекомендуемые приборы. Для первой группы разбивок рекомендуются теодолит Т30, нивелир Н-10, стальная 20-метровая рулетка РЗ 3 класса точности (ГОСТ 7502—69) и

* Термины «земляные» и «строительные» работы здесь условны, так как и земляные работы являются строительными. Разделение вызвано характером разбивок.

50-метровая рулетка РК, рейки РН-10 (с сантиметровыми делениями).

Для второй группы разбивок рекомендуются теодолиты Т15, стальная 20-метровая рулетка с сантиметровыми делениями РЗ 3 класса точности и РЛ, нивелир Н-10, рейки РН-10.

Для третьей группы разбивок рекомендуются теодолиты Т5 (с оптическим центриром), нивелиры Н-3, рейки РН-3 (двухсторонние), стальная 20-метровая рулетка с миллиметровыми делениями РЗ 2 класса точности, динамометр и термометр.

Для четвертой группы разбивок рекомендуются теодолиты Т5, Т2, нивелиры Н-3, Н-05, штиховые инварные рейки РН-05, рулетки различной длины с миллиметровыми делениями РЗ 1 класса точности, динамометр и термометр. Для особо точных разбивок требуются специальные приборы (см. главу XVI).

В практике разбивочных работ часто применяется проектирование точек наклонным визированием в вертикальной плоскости. Поэтому при проверках теодолита особое внимание следует уделять условию перпендикулярности визирной оси к горизонтальной оси вращения трубы и перпендикулярности последней к основной оси вращения прибора.

В условиях строительных работ производить нивелирование из середины, обеспечивая равенство плеч, зачастую невозможно. При проверках нивелира следует тщательно установить параллельность оси уровня визирной оси трубы. Рекомендуется для разбивок и для контрольных работ пользоваться разными рулетками и компарировать их не реже одного раза в месяц на полевом компараторе. Для сличения должна служить специальная контрольная рулетка, длина которой определена на стационарном компараторе. В практике разбивок линии измеряют на плоскости и со свободным провесом. Поэтому компарировать рулетки и инварные ленты следует при тех и других условиях. Натяжение рулетки с силой более 5 кг влечет за собой возрастающие остаточные деформации. Рекомендуется 20-метровые рулетки натягивать при помощи одного динамометра с силой 5 кг. Для рулеток этой длины поправка за провес при таком натяжении составит 3 мм, что нужно учитывать.

Полевое компарирование рулеток. Для сравнения рабочих рулеток с контрольной удобен упрощенный съемный компаратор из нескольких хорошо остроганных и подогнанных в торцах досок. Настил длиной около 22 м и шириной 15—20 см устраивают на прочных деревянных или металлических кронштейнах, прикрепленных через 3 м к капитальной стене или специально поставленным столбам. В 50 см от начала первой доски врезают два ролика или блока для сличения рулеток при свободно подвешенных на струнах грузах. При помощи лупы сличают всю длину рулеток, отдельные меры и дециметры, измеряют температуру и приводят полученные данные к температуре компарирования контрольной рулетки.

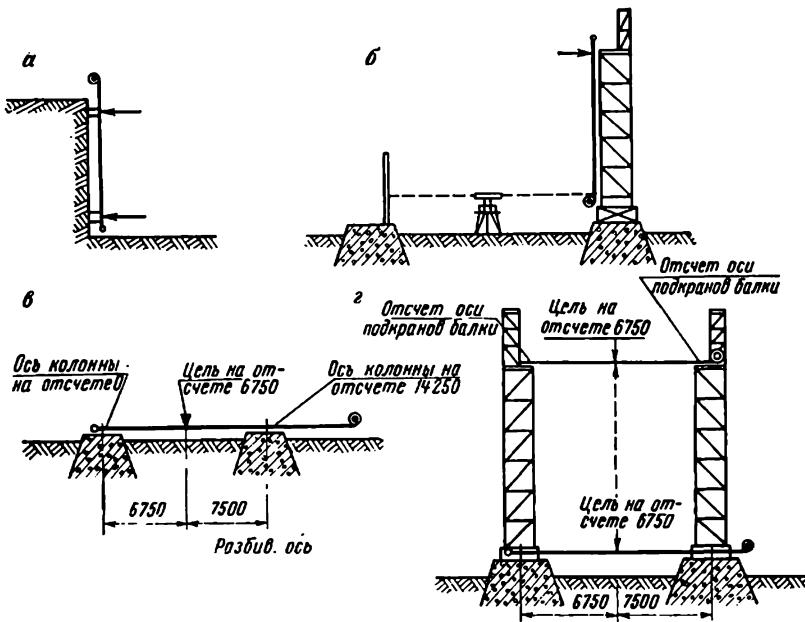


Рис. 69. Определение длин линий в вертикальной плоскости и на разных горизонтах

Измерение линии. При разбивках измерение и откладывание длин линий производятся отложением рулетки с отметкой карандашом по кольям, бетону, рельсам и т. д.

При измерениях для монтажных и контрольных работ вводят поправки за компарирование, температуру и наклон линии. Уклонение от створа измеряемой линии конца рулетки допускают до 5 см.

Длины линий в вертикальной плоскости измеряют или путем непосредственного откладывания рулетки по отвесной линии или, если необходимо сравнивать две высоты, нивелированием с заменой одной рейки рулеткой (рис. 69, а, б). При расстоянии между нивелиром и рулеткой не более 30—50 м и нивелировании из середины точность измерения составит около 1,5 мм на станцию.

Способ отсчетов по рулетке с помощью теодолита применяют при измерении или откладывании коротких отрезков, особенно на разных горизонтах. На рис. 69, в показано откладывание по рулетке от заданного отсчета, совмещенного с линией визирования по разбивочной оси, нужных отрезков до осей колонн.

На рис. 69, г показан перенос наклонным визированием в вертикальной плоскости разбивочной оси с нижнего горизонта на уровень подкрановых балок и откладывание нужных отрезков до осей балок.

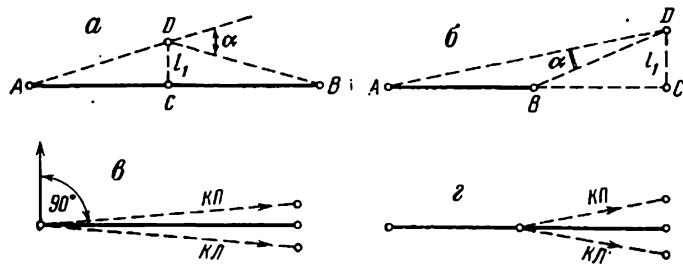


Рис. 70. Установка в створе и построение углов

Построение углов и установка пунктов в створе линии. Измерение углов на строительной площадке имеет место при разбивке кривых для железных и автомобильных дорог, ломанных контуров подземных коммуникаций и т. д. При разбивке промышленных сооружений угломерными работами являются построение прямых углов и установка в створе между двумя точками, а в отдельных случаях по продолжению линии.

Для установки теодолита D в створной точке C (рис. 70, a) следует примерно определить угол α и, разделив его пополам, вычислить величину смещения $l_1 = DC$. Для быстрого вычисления l_1 следует запомнить, что на 100 м при $\alpha = 1''$ $l_1 = 0,5$ мм, при $\alpha = 1'$ $l_1 = 3$ см и при $\alpha = 1^\circ$ $l_1 = 1,7$ м. Так, если $AC \approx BC \approx 70$ м и $\alpha = 1^\circ 21'$, то $\angle DAC = \frac{\alpha}{2} = 40'$, а $l_1 = 40 \cdot 3 \cdot 0,7 = 84$ см. При установке в створ на продолжении линии AB (см. рис. 70, b), определив примерную величину угла α , вычисляют, пользуясь его полным значением, смещение l_1 . После смещения теодолита на величину l_1 может понадобиться вторичная поправка l_2 .

Построение проектных углов, вешение и установку в створе производят теодолитом при двух кругах и полученную погрешность делят пополам (см. рис. 70, c , d).

При построении угла визируют на начальную точку при совмещенных нулях алидады с одним из округленных делений лимба, удобным для вычисления отсчета проектного угла (например, с 0, 90, 180, 270°).

При построении углов, створов и измерении углов в разбивочных работах встречаются, как правило, короткие стороны, поэтому редукция цели не должна превышать для разбивок земляных и строительных работ ± 3 — 5 мм, а для монтажных ± 1 — 2 мм. Центрирование теодолита при разбивках для строительных работ производят с погрешностью не более 2 мм, а для монтажных работ при помощи оптического центрира 0,5—1 мм. Контрольное измерение построенных углов производят одним полным приемом.

Перенос точек наклонным визированием в вертикальной плоскости также производят при двух кругах теодолита.

Нивелирование при разбивочных работах. Определение высот при разбивках для земляных работ производят при одном горизонте нивелира с увязкой хода между реперами или замыканием полигона. Нивелирование для строительных работ обычно сводится к передаче проектных высот при одном горизонте инструмента с проверкой зафиксированных высот при втором горизонте или по обратной стороне рейки. Определение в натуре проектных отметок рекомендуется производить при помощи ленточной рейки (см. главу VII).

Передачу проектных высот для монтажных работ выполняют аналогично, но с большей тщательностью их фиксации и контрольной нивелировкой. Отсчеты по рейке производят с точностью до 0,5 мм. После контрольной проверки заданных высот разность не должна превышать 1—2 мм.

При разбивочных работах, в частности для определения отклонения колонн от вертикали, часто применяют боковую нивелировку при помощи теодолита и горизонтально устанавливаемой рейки. Применяя этот способ, нужно следить за горизонтальностью рейки (см. главу XI) и производить отсчеты при правом и левом кругах теодолита.

Для определения длин линий, которые непосредственно измерить невозможно, что часто бывает при разбивках коммуникаций, пересекающих траншеи и котлованы, рационально использовать (особенно в местах со сложным рельефом) редукционный дальномер Редта 002 (средняя квадратическая погрешность 1 : 5000), дальномерные оптические насадки двойного изображения на теодолиты типа ДН-04 (1 : 2500), ДНР-06 (1 : 1500), ДН-08 (1 : 1250). Предельные расстояния, определяемые с указанной точностью при помощи Редта 002, равны 180 м, ДН-04 125 м, ДНР-06 200 м, ДН-08 200 м.

§ 24. Разбивки для земляных работ

В практике земляных работ разбивки производят по контуру котлованов или по осям сооружения. Контурную разбивку в промышленном строительстве выполняют для выемки простых и сложных котлованов под сплошные фундаментные плиты, фундаменты колонн, оборудования и т. д. Разбивку по осям сооружения осуществляют для траншей подземных коммуникаций.

До разбивки котлована устанавливают размер запаса контура нижнего обреза фундамента. Этот запас необходим для предохранения от обвала откоса котлована и для установки опалубки; величина запаса зависит от глубины котлована. Обычно для средней глубины котлована 2—3 м запас принимают в 20 см. При составлении разбивочной схемы на плане фундаментов вычерчивают контур котлована с учетом принятого запаса и заложения откоса. Особенно тщательно следует отнести к переходу от строительных размеров фундаментов к разбивочным по контуру котлованов при состав-

лении схем сложных (фигурных) котлованов под оборудование и механизмы. Одновременно на схеме показывают данные привязки к ближайшим пунктам планово-высотной основы.

При разбивке коммуникаций выносят в натуру ось траншеи, закрепляя ее на земле кольями, и после проходки траншеи — на поперечных обносках. Такие обноски устанавливают по всей трассе и обязательно в углах поворота оси траншеи. Кроме оси коммуникации по специальному разбивочному чертежу производят разбивку смотровых колодцев, вводов в здания и др.

Вокруг ленточных фундаментов устанавливают или сплошную (в одну доску на кольях по всему периметру), или створные обноски. На эти обноски выносят, закрепляя гвоздями, оси фундаментов и контур котлована.

В процессе земляных работ обноски часто сбивают, поэтому оправдывает себя практика закреплять контурные оси дополнительно на земле в 4—5 м от обноски.

Разбивка больших котлованов для монолитных плитных фундаментов предшествует вынесение в натуру основных осей такого фундамента. От этих осей под прямыми углами откладывают в обе стороны заданные отрезки, концы которых определяют контур котлована. Разбивку контролируют измерением полученных углов или диагоналей.

Разбивка контуров отдельных котлованов фундаментов металлических или железобетонных колонн может выполняться засечками с продольных и поперечных осей. Контуры котлованов ряда фундаментов колонн разбивают переносом в натуру параллельных продольной оси колонн линий, на которых находятся углы котлованов. При значительной длине рядов колонн после промеров по параллельно-продольным линиям через 50—60 м проверяют прямой угол по направлению с одной параллели на соответствующую точку, закрепленную на второй параллели. При одновременной разбивке двух рядов котлованов фундаментов колонн и небольшом расстоянии между ними достаточно ограничиться двумя параллельными внешними линиями и разбивать углы котлованов, находящиеся между ними, промером рулеткой по поперечным створам.

Исходными линиями для разбивки сложных контуров котлованов под фундаменты механизмов служат основные оси механизмов или оси колонн, закрепленные в процессе построения осевой цеховой основы. В нужных местах эту осевую основу сгущают разбивкой дополнительных поперечных осей.

На разбивочной схеме проектируют систему перпендикуляров, опущенных на точки контура котлована исходя из координат осевых центров и размеров контурных сторон котлована. После разбивки контрольное измерение сторон по контуру котлована не должно давать отклонение от проекта более чем на 0,5 см.

Для отдельных механизмов котлованы могут иметь ступенчатый профиль. Разбивку контуров ступеней для таких котлованов можно производить любым из двух способов.

1. Линии периметров ступеней зачпляют на обноске, устроенной вне контура верхней ступени при разбивке. По мере понижения высоты земляных работ до соответствующих горизонтов углы контуров внутренних котлованов проектируют при помощи натянутых в двух направлениях пролок и отвесов, опущенных с мест их пересечений. Этот способ применим для небольших котлованов.

2. Для ступенчатых котлованов значительных размеров практикуют последовательную разбивку контуров на дне каждого горизонта. Разбивку нижнего и верхнего контуров котлованов относительно основных осей сооружения выполняют со средней квадратической погрешностью 5 см.

Проверку выемки грунта производят от отметок, вынесенных на колья, забитые в стенки котлованов на небольшом расстоянии от подошвы и фиксирующих один горизонт.

§ 25. Разбивки для строительных работ

О п а л у б к а . Устройство опалубки для монолитных фундаментов требует разбивки их осей точностью, указанной для 2 группы разбивок в § 23. До начала установки опалубки в ленточных котлованах или перед укладкой труб в траншеях проверяют оси и отметки, вынесенные на обноси. Высоты на поперечных обносках переносят на визирки, прибитые к обноске по оси траншеи. Разбивочные оси для устройства опалубки фундамента закрепляют гвоздями на кольях, отступив на 0,5—1 м от обреза фундамента. Высота колышев должна обеспечить свободное натяжение проволоки.

Для установки опалубки значительных размеров кроме основных осей разбивают параллельные им оси так, чтобы отмеры от разбивочных осей до углов опалубки, производимые строителями, не превышали 10 м. В отдельных случаях для более надежной фиксации осевых линий служат специальные высокие обноски.

Разбивки при возведении опалубки для имеющих сложный контур фундаментов под механизмы производят от системы продольных и поперечных осей механизмов или колонн зданий. Основные и дополнительные оси можно выносить на стены и каркас цеха. После возведения до заливки бетоном такую опалубку необходимо проверить по периметру.

В промышленном строительстве случаи возведения многоугольных фундаментов с небольшим периметром (например, для дымовых труб). Котлованы для таких фундаментов обычно закладывают четырехугольные. От пересечения вынесенных в наружу продольной и поперечной осей с контуром опалубки засечками разбивают все остальные точки многогранного фундамента.

Установленную опалубку выборочно проверяют промерами от осей и по контуру, руководствуясь СНиП III—15—76, после чего передают на внутренние ее грани проектную отметку верха бетона.

Строительный запас на подливку верха фундамента цементным раствором под колонны обычно составляет не менее 5 см, поэтому при передаче отметки верха бетона до заливки опалубки вычитается эта величина. При больших и фигурных контурах опалубки отметки передают не реже чем через 5 м по контуру и в каждый поворот.

Анкерные болты для колонн и оборудования. В зависимости от тяжести и динамических усилий в конструкциях от работающих на них механизмов анкерные болты или непосредственно заливают бетоном вместе со всем фундаментом или помещают в колодцы, устанавливаемые в опалубке до заливки ее бетоном. Низ анкерных болтов заводят под металлические стержни — якоря.

Исходными для установки болтов являются разбивочные оси фундамента, вынесенные на контур опалубки. Для разбивки болтов к верхнему борту опалубки прибивают доски. Так, например, в фундамент под колонну обычно забивают четыре болта; две доски располагают параллельно осям ряда на заданных расстояниях от нее и на каждой из досок от вынесенных осей размечают места болтов. Установка болтов, главным образом для оборудования, может быть произведена при помощи кондуктора — металлической рамы с отверстиями для болтов. Кондуктор ориентируют строго по продольной и поперечной осям фундамента.

В каждой группе болтов под механизм на месте каждого ряда приваривают металлическую полосу и места болтов разбивают на этой полосе по координатам, взятым с проектного чертежа.

Болты, устанавливаемые по окружности, разбивают засечками от осей фундамента или полярным способом. Во втором случае разбиваемые точки 1, 2, ... (рис. 71) строят от центра С, находящегося на диаметре АВ, полярным способом по формулам

$$l = 2R \sin \frac{\Phi}{2}; \quad \beta_0 = 90^\circ - \frac{\Phi}{2}; \quad \beta = 180^\circ - \varphi. \quad (\text{VI.1})$$

Для удобства разбивки кроме болтовых полос, размещаемых по контуру многогранника, внутри приваривают полосы по продольной и поперечной осям. После разбивки центров болтов проверяют расстояния между ними, створность рядов, выборочно проверяют привязку к осям.

Строители просверливают отверстия в полосах и устанавливают болты. Отметки болтов определяют от высот, вынесенных для верха бетона. Перед заливкой бетона планово-высотное положение установленных болтов необходимо проверить, так как после заливки погрешность трудно исправить. Исправление отклонений от

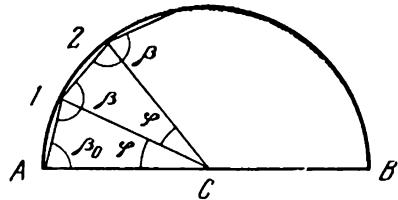


Рис. 71. Разбивка точек по окружности

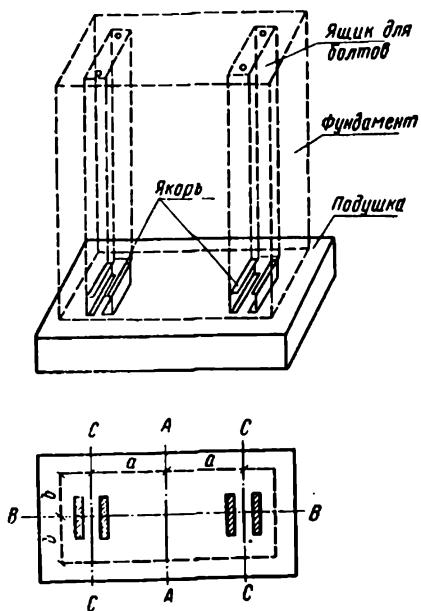


Рис. 72. Разбивка якорей анкерных болтов

ными якорями устраивают ящики для болтов и опалубку фундамента заливают бетоном.

Стаканы. Для установки железобетонных колонн сборного каркаса производят разбивку стаканов (гнезд) в фундаментах. На опалубку фундамента выносят оси колонн и от этих осей устанавливают опалубку стакана. После проверки в плане и по высоте (расхождение фактического положения стакана с проектом допускается в пределах 10 мм) опалубку фундамента заливают бетоном.

Вынесение осей на поверхность бетона см. § 22.

§ 26. Разбивки для монтажных работ

Для начала монтажа нивелируют верх бетона, устанавливая рейку в трех-четырех точках на поверхности фундамента, а на больших фундаментах через 4—5 м. Нивелирование производят при одном горизонте инструмента, но с привязкой к реперам. Отклонения отметки верха бетона от проектной допускают в пределах 10 мм, а дна стаканов фундаментов — 20 мм.

Сооружения с мостовыми кранами. В зависимости от массы конструкции базу металлических колонн устанавливают на фундаментах тремя способами:

а) непосредственно на бетон с регулировкой прокладками (швеллерами);

проекта в плане и по высоте более 5 мм должно быть произведено под наблюдением геодезиста.

При разбивке анкерных болтов проверяют планово-высотное положение якорей, уложенных до заливки бетоном фундамента на его подушке (рис. 72). В котлован на подушку фундамента проектируют продольную *АА* и поперечную *ВВ* оси колонны и непосредственным визированием или при помощи отвесов, опущенных с натянутой проволоки. От этих осей по размерам *a* разбивают оси якорей *СС*, закрепляя их рисками на бетоне за габаритами *b* якорей. Верх якорей нивелируют и исправления производят при помощи металлических подкладок. Отклонения в положении якорей от проекта не должны превышать 5 мм. Над выверен-

б) на подкладки из кусков фасонного металла обычно двутаврового сечения, жестко скрепленные с прокладками, образующими отверстия для анкерных болтов;

в) при помощи опорных плит (см. главу VII).

Поверхность бетона перед установкой подкладки или опорной плиты тщательно нивелируют.

Знаки осевых центров на фундаменте не должны закрываться базой колонны или подкладкой и в то же время находиться не ближе 5—6 см от обреза фундамента. При закрытых основных разбивочных осях осевые знаки устанавливают на фундаменте промерами от параллельно смещенных линий и контролируют расстояния между ними и их створность. Отклонение осевых центров от проектного положения не должно быть более 5 мм.

Подкладку укладывают симметрично осям, закрепленным на фундаменте, и определяют ее горизонтальность. Выравнивание поверхности подкладки (с допуском 3 мм) металлическими клиньями производят с помощью нивелира.

Установку колонны по высоте производят от отметки низа колонны, зафиксированной зубилом на боковой поверхности болтов. Задача геодезиста при установке и проверке положения смонтированных колонн — получение надежных данных по взаимной увязке системы внутри и между рядами колонн (рамная увязка).

Легкие колонны в небольших группах рекомендуется устанавливать при помощи двух теодолитов, находящихся на параллельно смещенных продольной и поперечной осях с расстоянием от колонны от h до $3h$ (h — высота колонны).

Исходными точками на колоннах для измерений служат:

а) накернованные осевые центры на верхней поверхности базы колонны;

б) точки, закрепляющие смещенные осевые линии, на горизонте верхней плоскости подкрановой балки. Эти точки для удобства измерений выносят на детали контура колонн.

Базу колонны устанавливают на оси, визируя двумя теодолитами по параллельно смещенным линиям на горизонтальные рееки, прикладываемые нуль-пунктом к осевым кернам на ближней и дальней сторонах базы. Смещение и разворот базы монтажники сразу же устраняют. После установки базы проверяют вертикальность колонны (также с двух сторон) отсчетами по горизонтальным реекам, прикладываемым к параллельно смещенным осям на уровне верха подкрановой балки. Монтажники выпрямляют колонну по указаниям геодезиста, наблюдающего за ее движением, до получения требуемых отсчетов по реекам. После этого базу закрепляют.

Устанавливая группу колонн целого ряда, теодолитами проверяют положение колонн через 50—60 м. Положение промежуточных колонн определяют непосредственными промерами между осевыми центрами баз и колонн на верхнем, контролируемом горизонте.

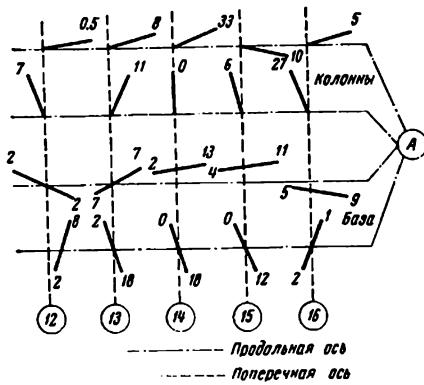


Рис. 73. Отклонение колонн от вертикали и смещение баз колонн по ряду (оси) А

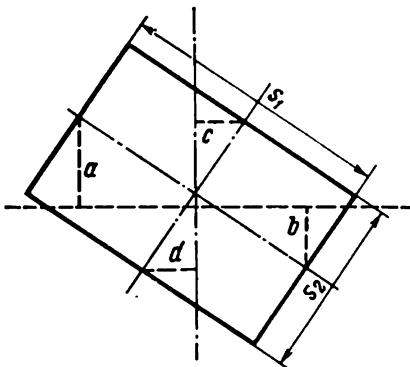


Рис. 74. Отклонение осей базы колонн

Согласно СНиП III—16—73 смещение осей колонны и осей базы допустимо в нижнем сечении 5 мм, отклонение оси колонны от вертикали в верхнем сечении при высоте колонн h до 15 м допускается 15 мм, более 15 м до $0,001h$, но не более 35 мм. Отклонение опорной поверхности колонн по высоте — до 5 мм.

После исправления положения колонн составляют исполнительную схему (рис. 73), на которой показывают отклонения баз и верха ряда колонн от проектного положения в плане.

Рамная увязка каркаса. Для рамной увязки данные исполнительной съемки должны соответствовать следующим требованиям:

а) средние отклонения фактических осей базы — продольной и поперечной — от проектных должны иметь общий знак (плюс для отклонения по ходу часовой стрелки и минус в обратном направлении);

б) алгебраическая полусумма отклонений осей базы от продольной оси должна относиться к полусумме отклонений от поперечной оси, как соответствующие стороны базы (рис. 74)

$$\frac{a+b}{2} : \frac{c+d}{2} = \frac{s_1}{s_2}. \quad (\text{VI.2})$$

Убедившись в отсутствии ошибок в исполнительных данных, производят рамную увязку системы.

На рис. 75 приведены данные, необходимые для увязки пролета: c — расстояние между центрами пробок, закрепляющих продольные оси рядов; l_1 и l_2 — расстояния, измеренные между смещенными осями колонн в верхней плоскости подкрановых балок d и f ; k, e — отклонения колонн от вертикального положения относительно продольной оси; m_1, n_1, m_2, n_2 — отклонения осей баз колонн от проектной продольной оси ряда с одной и с другой сторон базы.

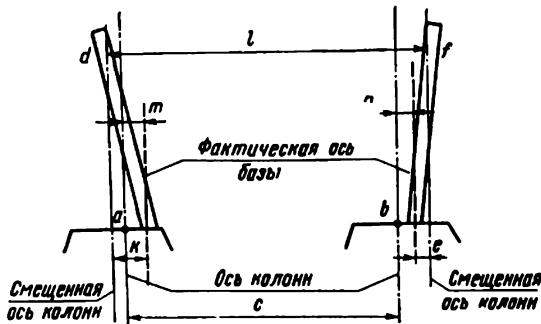


Рис. 75. Определение невязки в пролете

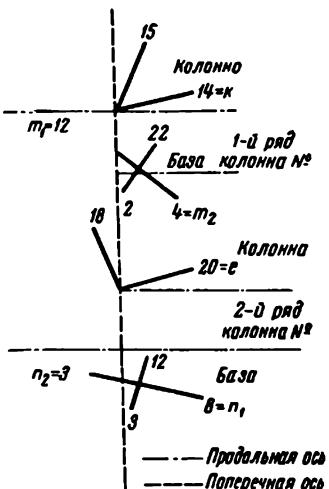


Рис. 76. Исполнительные данные рамной проверки

Невязка по пролету составит

$$\Delta C = \frac{l_1 + l_2}{2} + \frac{m_1 + m_2}{2} + \frac{n_1 + n_2}{2} + k + e - c + 2\Delta l, \quad (\text{VI.3})$$

где Δl — величина смещения оси колонны в верхней плоскости каждой из двух подкрановых балок.

При отклонении оси колонны и базы внутрь проектного пролета величины k , e , m , n , Δl имеют знак плюс, при отклонении во внешнюю сторону пролета — знак минус.

Покажем определение невязки по пролету на примере применительно к данным исполнительной съемки (рис. 76).

Расстояние $c = 16,410$ м; $\Delta l = +0,400$ м; $l_1 = 15,605$ м; $l_2 = 15,615$ м.

По формуле (VI.3) найдем

$$\Delta C = \frac{15,605 + 15,615}{2} + \frac{-12 + 4}{2} + \frac{-8 - 3}{2} - 14 + 20 - \\ - 16,410 + 2 \cdot 0,400 = -0,004 \text{ м.}$$

Допустимая невязка в пролете $\Delta c_{\text{пред}} = 10$ мм. При получении большей величины исполнительную съемку повторяют. Определение невязки в рамной проверке пролета вдоль ряда колонн выполняют аналогично.

Для наглядности и удобства вычислений рамных невязок схему отклонений (см. рис. 76) двух увязываемых рядов располагают на одном листе.

После окончательной установки выполняют нивелирование баз колонн.

Подкрановые балки и рельсы, их установка и выверка. Для окончательной установки подкрановых балок по продольной оси проектную ось подкранового

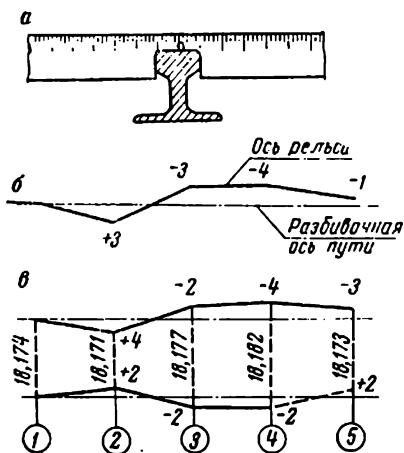


Рис. 77. Положение подкрановых рельсов в плане

100 м. После контроля створности от осевого створа закрепляют ось на колоннах не реже чем через 25 м.

Вынесенные и закрепленные оси проверяют непосредственным промером подкранового пролета. Для контроля указанные работы выполняют в две руки. Для лучшей увязки по высоте рельсов в пролете отметки рекомендуется выносить на уровень балки первого ряда, затем через 60 м — на второй ряд, через 60 м снова на первый и т. д. Установку балок проверяют постановкой реек на верхней поверхности балок у стыков, на плече колонны и в промежутках через 5—7 м.

Основные отметки должны быть переданы с нижнего горизонта с точностью $m_{cp} = 2$ мм. После исправления положения балок по высоте (допустимая величина составляет 5 мм) производят контрольную нивелировку.

При тяжелых конструкциях балки укладывают не непосредственно на плечо колонны, а на специальные балансиры, которые нивелируют перед укладкой балок.

На выверенные балки по осям, вынесенным на кронштейны, или по смещенным осям, закрепленным на боковой поверхности колонн, укладывают рельсы. После укладки положение рельсовых путей окончательно проверяют в плане и по высоте.

Плановую выверку производят, устанавливая теодолит на подкрановой плоскости в створе осевых креплений. Ось установленного подкранового рельса привязывают к этому створу, визируя в теодолите на специальную рейку-шаблон (рис. 77, а). Эту рейку накладывают на головку рельса, ее нуль-пункт совмещают с осью рельса. Отсчеты по рейке вертикальной нитью сетки теодолита производят через 5—10 м длины пути, определяя смещение рельса от осевого

рельса, совпадающую с осью балки, выносят на специальные кронштейны, привариваемые над балками, или смещают ось на боковую поверхность колонны на уровне головки рельса. При установке подкрановых путей смещение оси рельса с осью балки допустимо в пределах 15 мм, а отклонение от проекта расстояния между осями подкрановых рельсов в пролете ± 10 мм. Выноска и закрепление осевых точек балок и рельсов должны быть произведены не менее чем в трех местах на равных расстояниях; при длинном подкрановом пути выноску оси производят через

закрепленных осевых точек от

на кронштейнах или смещенную

створа. По полученным данным составляют график смещений оси рельса (рис. 77, б). Для графика выбирают масштабы: горизонтальный 1 : 500 и вертикальный 1 : 1.

Одновременно измеряют расстояние между осями подкрановых рельсов также через 20—40 м по длине пути. Результаты контрольных измерений показывают на сводном графике положения путей (рис. 77, в). Головку рельсов нивелируют, устанавливая рейку в местах опорных поверхностей колонн и на середине балки между колоннами. Исполнительный профиль пути составляют в масштабах: горизонтальный 1 : 500 и вертикальный 1 : 1. Разность отметок головок подкрановых рельсов в одном разрезе пролета зданий на плечах колонн допускается 15 мм, а в пролете — 20 мм. Разность отметок подкрановых рельсов на соседних колоннах при расстоянии между колоннами l допускается $\frac{l}{1000}$; при $l < 10$ м можно допустить 10 мм.

Для периодических наблюдений за состоянием подкрановых путей в процессе эксплуатации цеха от наблюденные точки (1) — (5) (см. рис. 77, в) закрепляют кернами и закраской на нижней части рельса. Дальнейшие наблюдения отклонений производят указанным выше способом с привязкой в плане и по высоте одних и тех же точек.

Геодезические работы, выполняемые при строительстве и эксплуатации подкрановых путей другими методами, подробно изложены в [6].

Методика и точность работы по разбивкам подкрановых путей на железобетонных балках аналогичны разбивкам для металлоконструкций, но для выноски оси пути кронштейны в этом случае не применяют. Параллельно смещенную ось пути закрепляют на боковой поверхности колонн и от нее устанавливают балки и рельсы. Установку теодолита в створе при контрольной съемке производят по точкам оси на балке или рельсе, полученным обратным отмером от параллельно смещенной оси.

Сборные и комбинированные конструкции. При подготовке фундаментов для монтажа сборных железобетонных и комбинированных колонн кроме закрепления продольных и поперечных осей на боковую стенку каждого стакана выносят проектную высоту подошвы колонны.

До подъема колонны на ней закрашивают продольные и поперечные оси, которые при монтаже инструментально устанавливают на проектные (разбивочные) оси. Установку колонн производят при помощи двух теодолитов, находящихся на расстоянии $h \div 2h$ от колонны (h — ее высота) на продольной и поперечной осях или на параллельно смещенных осевых линиях. Вначале на осевой створ устанавливают нижнюю осевую метку на колонне, затем по верхним меткам колонну приводят в вертикальное положение. Проверяют установку при втором круге теодолита. Колонна движется при помощи крана, а окончательное ее положение в стакане

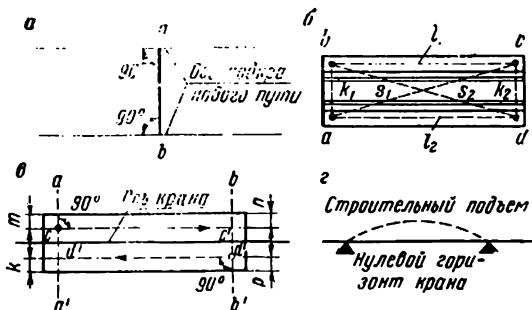


Рис. 78. Проверка монтажа крана

и выносят проектную высоту их подошвы и базы. Разбивку болтов производят от проектных осей, перенесенных вверх, и дальнейшие геодезические работы производят на горизонте базы малых колонн. После установки малых колонн их вертикальность проверяют указанными выше способами.

Разбивку болтов и нивелировку для таких колонн достаточно производить с точностью, установленной для строительных работ. Здесь отклонение расстояний между осями соседних ферм по их верхнему поясу допускается 15 мм, отклонения высот опорных узлов ферм и ригелей 20 мм.

Мостовые краины. Геодезическая выверка. К монтажу кранов предъявляется требование строгой перпендикулярности продольной оси крана к осям подкрановых путей. Если краину монтируют на рельсах, его продольную ось под углом 90° к оси подкранового пути разбивают теодолитом, установленным на точке *a* (рис. 78, *a*). Правильность разбивки оси крана (ее закрепляют керном и закраской на нижней части рельсов) проверяют с противоположной стороны, устанавливая теодолит на осевой точке *b*.

В процессе монтажа крана для окончательного скрепления его частей необходимо проверить прямоугольность основного контура крана по большим фермам.

Проверку производят непосредственным измерением рулеткой с миллиметровыми делениями расстояний k_1, l_1, k_2, l_2 (рис. 78, *b*) между точками *a, b, c, d*, симметрично накернованными относительно контура крана, и для контроля по диагоналям s_1 и s_2 . Предельная погрешность зависит от величины периметра крана, но не должна превышать 10 мм. Кроме измерений по контуру и диагоналям целесообразно произвести проверку диаметрально противоположных углов. Величину их отклонения от прямого угла увязывают с данными линейных измерений.

При отсутствии закрепленной продольной оси крана необходимо проверить перпендикулярность фактической оси крана к оси подкранового пути (проверка забега скатов) следующим способом.

Теодолит устанавливают по оси подкранового пути *aa'* (рис. 78, *c*)

закрепляют подбивкой клиньев, после чего нижнюю выверенную колонну заливают бетоном.

При комбинированных конструкциях железобетонные колонны надстраивают малыми металлическими колоннами, несущими стропильные фермы. Для установки этих колонн разбивают места болтов

над произвольной точкой с на поверхности крана и задают прямой угол по направлению на c' , отмечая полученную точку карандашом. Разность отрезков m и n (от точек c и c' до обреза фермы) дает величину забега левого конца крана. Аналогичные измерения для определения забега правого конца крана производят с другой его стороны, выбрав для построения прямого угла в створе оси подкранового пути bb' точку d и измерив отрезки k и p .

Большие козловые краны сконструированы на специальных ногах, одна из которых может шарнирно соединяться с мостом или обладать значительной подвижностью в направлении, перпендикулярном к подкрановым путям. Длина пролетов таких кранов, выпускаемых отечественной промышленностью, достигает 45 м, а грузоподъемность — 50 т. Краны с гибкими опорами менее чувствительны к неточности укладки рельсовых путей. Монтаж козловых кранов может вестись с прочных лесов. До их возведения разбивают продольную ось крана с закреплением ее на соседних сооружениях или на специально заложенных грунтовых знаках. Эту ось переносят на леса. В процессе монтажа крана перенесенную ось из-за недостаточной устойчивости лесов систематически проверяют. Главным условием разбивки оси крана и в этом случае является строгая перпендикулярность ее к осям подкрановых путей. До установки крана на монтажный горизонт передают проектные отметки и фиксируют их на лесах.

Краны монтируют с учетом строительного подъема. Разбивку кривой строительного подъема (рис. 78, 2) по направлению продольной оси выполняют при помощи технического нивелирования. Опорные точки моста принимают за нулевой горизонт крана, проектные высоты подъема закрепляют через 5-метровые интервалы. Практикуется передача высот и одного горизонта, от которого строители откладывают соответствующий подъем.

После окончания монтажа тяжелых козловых кранов проверяют:

1. Перпендикулярность ног крана к его горизонтальной плоскости; для этого определяют отклонение ног крана от вертикальной линии и сопоставляют полученные результаты с данными нивелировки его поверхности.

2. Амплитуду качания ноги крана при пробеге груженой тележки в прямом и обратном направлениях (рис. 79, а, б).

Теодолит устанавливают на оси подкранового пути и вертикальной нитью отсчитывают по линейке, прикладываемой нуль-пунктом к точке O . В момент максимального отклонения ноги от вертикальной линии в каждую сторону производят пять отсчетов по рееке.

Сумма двух средних отклонений определяет величину амплитуды качания ноги крана.

3. Забег ног (неперпендикулярность оси крана к осям подкрановых путей). Для этой проверки вблизи каждой остановки крана при пяти его пробных пробегах выносят и закрепляют на рельсах вспомогательную линию, перпендикулярную к осям подкрановых

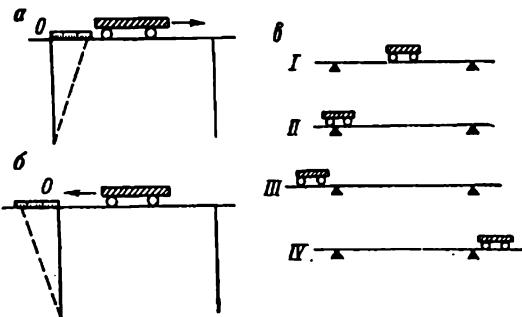


Рис. 79. Проверка амплитуды качания и стрелы прогиба у больших козловых кранов

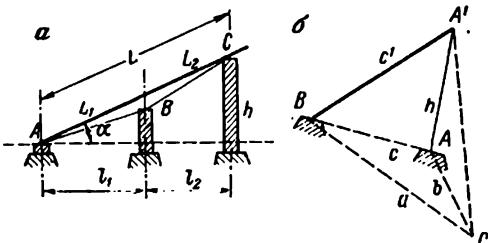


Рис. 80. Разбивка наклонного моста

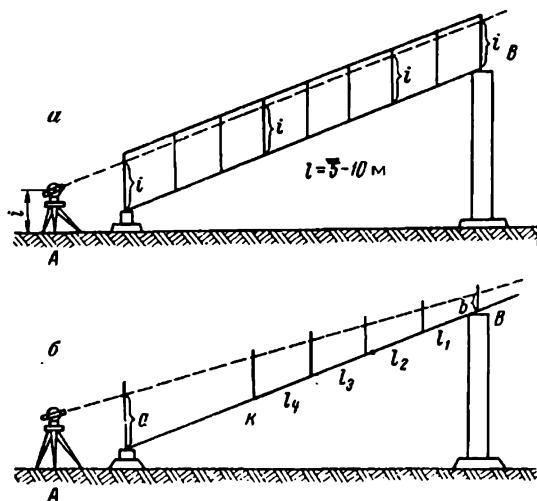


Рис. 81. Передача проектных высот для монтажа наклонного моста

рошка коксового цеха и других целей должны быть точно увязаны в плане и по высоте с различными механизмами, технологически связанными с мостами.

путей. Измерение расстояний от этой линии до симметрично расположенных относительно оси крана точек на скатах колес дает возможность судить о величине забега ног.

4. Стрелку прогиба при различных положениях груза (*I*, *II*, *III* и *IV* на рис. 79, *в*). Среднюю точку пролета нивелируют до нагрузки, после ее максимальной величины и после снятия нагрузки. Полученные высоты определяют остаточную деформацию. Высоту опор крана принимают за нулевую. Для малых мостовых кранов стрелку прогиба определяют при положении груза *I*.

Наклонные мосты. При эксплуатации промышленных сооружений широко применяется конвейерный способ транспортировки материалов, причем часто практикуются разбивки наклонных мостов для движения по ним транспортеров, скреперов (загрузочных ковшей) и т. д. Иногда протяженность таких мостов достигает сотен метров.

Разбивки наклонных мостов для доменных печей для транспортировки угольного по-

На участке сооружения наклонных мостов необходимо иметь плановую и высотную геодезическую основу. Опорными точками наклонного моста служат или обслуживаемые ими агрегаты или специальные устои — металлические колонны. К разбивке наклонного моста предъявляются следующие требования:

1) продольные и вертикальные оси опор A , B и C (рис. 80, а) должны находиться в одной вертикальной плоскости;

2) при интервалах по наклонной линии между опорами L_i , угол наклона моста α горизонтальное проложение расстояния между любыми опорами моста должно удовлетворять равенству $l_i = L_i \cos \alpha$, а противном случае линия AC окажется ломаной;

3) превышение h верхней концевой опоры над нижней должно быть

$$h = (l_1 + l_2) \operatorname{tg} \alpha. \quad (\text{VI.4})$$

Способами, изложенными ранее, с точностью измерений для монтажных работ направление оси моста, продольные и поперечные оси опор разбивают от ближайших пунктов цеховой плановой основы (с двухсторонней привязкой) и переносят проектные высоты.

Оси закрепляют керном, пробками или закрасками (при вынесении направления оси моста на прочные сооружения, находящиеся в створе). Расстояния между вынесенными поперечными осями опор контролируют непосредственным измерением, после чего устанавливают мост.

При отсутствии надежной цеховой основы или из-за препятствий между концевыми опорами, не дающих возможности определить расстояние между ними, измеряют вспомогательные линии, особенно при значительной протяженности моста. Применительно к рис. 80, б для контроля полученного при разбивке опор A' и B расстояния c' , недоступного для непосредственного измерения, разбивают базис BC длиной a , равной c , и измеряют оптическим теодолитом Т5 по возможности все три угла треугольника ABC . Расстояние c , являющееся горизонтальным проложением длины наклонного моста c' , вычисляют по формуле

$$c = \frac{a \sin C}{\sin A}. \quad (\text{VI.5})$$

Одновременно, измерив после сооружения опоры расстояние b и угол ACA' , определяют размер AA' и контролируют передачу нивелиром высоты h . После установки опор и монтажа на них моста проверяют его положение в плане и по высоте. По данным проверки мост окончательно закрепляют.

Устанавливая теодолит в створе знаков, закрепляющих ось моста, рекомендуется закрепить ее на нижних поперечных связях моста визированием при двух кругах теодолита. От закрепленной оси монтируют пути движущихся механизмов — рельсы для сколов и ролики для транспортеров.

Передачу проектных высот для монтажа производят двумя способами.

1. На рейке, поставленной у верхнего конца моста (рис. 81, а), отмечают отсчет, равный высоте i теодолита (горизонтальной оси вращения), установленного у нижнего конца моста A .

При закрепленном вертикальном круге визируют через интервалы 5—10 м на рейку, поставленную на наклонной поверхности моста. Приводя зафиксированный отсчет i по рейке на линию визирования, рабочий отмечает подошву рейки. Положение отмеченных на мосту высот так же, как и оси на деталях, должно быть удобным для пользования при монтаже механизмов.

Одновременно с выноской высот определяют прогиб, устанавливая рейки в тех же интервалах по нижнему поясу моста. Отклонения промежуточных отсчетов от крайних определяют величину прогиба моста.

2. При невозможности обеспечить параллельность линии визирования наклонной плоскости моста (створ оси закрыт) теодолит устанавливают в удобном месте и визируют на рейку в точке B при произвольном угле наклона трубы теодолита (рис. 81, б). Угол наклона трубы выбирают так, чтобы при закрепленном вертикальном круге можно было производить отсчеты по рейке, устанавливаемой по всей длине моста на одной наклонной плоскости с измеренными, желательно равными интервалами. Места установки рейки (пронивелированные точки) отмечают карандашом. Поправки за непараллельность линии визирования оси моста (наклонной плоскости) для точки k вычисляют по формуле

$$\Delta h_k = \frac{(a - b) \sum l_k}{nl}, \quad (VI.6)$$

где (приимнителько к рис. 81, б) a — отсчет по нижней рейке; b — отсчет по верхней рейке; n — число равных интервалов l по всей длине моста (интервалы могут быть и не равные);

$$\sum l_k = l_1 + l_2 + l_3 + l_4.$$

Поправки Δh_k вычитают из соответствующего отсчета по рейке $h_k - \Delta h_k = h_i$, (VI.7)

после чего величину h_i откладывают по малой реечке, прикладываемой нуль-пунктом к пронивелированной точке, и кернуют полученную высоту. Для контроля эту же работу повторяют при втором круге теодолита, изменив отсчет по рейке в точке B .

Этот способ удобен тем, что не ограничивает геодезиста необходимостью устанавливать теодолит в створе оси моста, которая, как правило, не бывает при монтаже свободна от деталей, и, кроме того, величина прогиба моста определяется по разностям величин h_i .

При монтаже особо сложных механизмов, движущихся по мосту и требующих высокой точности разбивки, рекомендуется контроль

всех этапов производить второму исполнителю, по возможности с применением других способов измерений.

Цилиндрические и конические сооружения. Развивка дымовых труб, силосных башен, скрубберов и других высоких цилиндрических и конических сооружений на промышленной площадке заключается в точном закреплении центра сооружения и проектных или параллельно смещенных осей вне контура сооружения с последующим их переносом и закреплением геодезическими знаками на фундаменте.

По мере возведения сооружения до заранее заданных высот производят проверку его вертикальности одним из двух следующих способов (при отсутствии прибора вертикального визирования, см. главу X):

1. На осях сооружения или возле них в пределах отстояния от h до $3h$ (h — высота сооружения) устанавливают теодолит. При закрепленном лимбе и вертикальном круге отсчитывают направления с точки A (рис. 82, а) по касательным к контуру сооружения a , b на высоте 0,5 м от его основания (горизонт fg , рис. 82, б).

Алидаду устанавливают на отсчет $\frac{a+b}{2}$ и отмечают на горизонтальной рееке с миллиметровыми делениями направление среднего отсчета точкой k .

Визируя по касательным c и d к верхней возвешенной части сооружения на горизонте mn , среднее направление проектируют вниз, на ту же рееку (точка e). Отрезок $ke = \Delta_1$ определяет величину отклонения фактического центра сооружения на горизонте mn от вертикальной плоскости AC , проходящей через центр нижней части сооружения. Указанные выше действия контролируют при втором положении вертикального круга.

Теодолит переносят в точку B и производят наблюдения в той же последовательности, получая отклонение Δ_2 верхнего центра по отношению к вертикальной плоскости BD , проходящей через центр нижней части сооружения. Полученные результаты фикси-

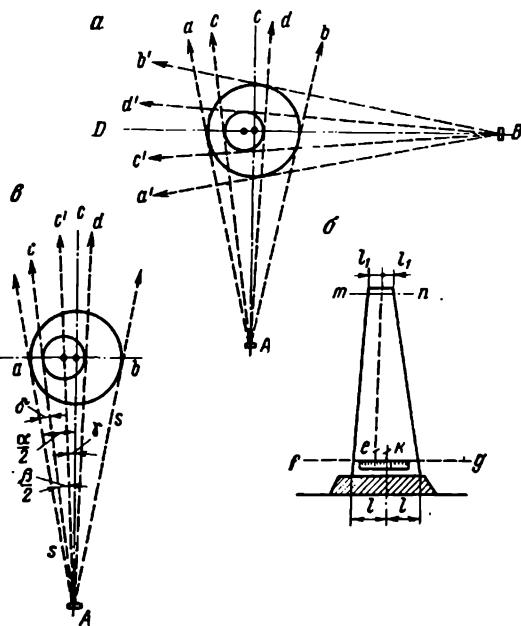


Рис. 82. Определение крена высоких сооружений

рут на исполнительной схеме, передаваемой строителям. Общий крен сооружения определяют по диагонали фигуры, образованной двумя измеренными векторами Δ_1 и Δ_2 .

2. Если непосредственное проектирование биссектрис углов вертикальной плоскостью и измерение расстояния между ними затруднительно, применяют способ посредственного определения смещения центров.

Расположение станций теодолита такое же, как при первом способе, лимб закреплен до окончания наблюдений на станции. Нитяным дальномером теодолита измеряют (с точностью до 2 м) расстояния $Aa \approx Ab = s$ (рис. 82, б). В результате измерения углов получим $\angle aAb = \alpha$; $\angle cAd = \beta$; $\angle aAc = \delta$.

Отсюда

$$\left. \begin{aligned} \gamma &= \frac{\alpha}{2} - \frac{\beta}{2} - \delta; \\ \Delta &= \overline{ke} = \frac{sy''}{\rho'}. \end{aligned} \right\} \quad (\text{VI.8})$$

Точность определения отклонения должна обеспечиваться в пределах 5 мм. Для этого применяют оптический теодолит Т5 и измеряют углы одним приемом.

Вертикальность высоких сооружений при их возведении проверяют через 3—4 м высоты; для дымовых труб достаточно ограничиться наблюдениями через интервалы 15—20 м.

ГЛАВА VII

ГЕОДЕЗИЧЕСКОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ УСТАНОВКИ КОНСТРУКЦИЙ БЕЗ МОНТАЖНОЙ ВЫВЕРКИ

§ 27. Сущность установки конструкций и подготовка фундамента

Установка металлических и железобетонных конструкций, подкрановых балок и путей подвесного транспорта без монтажной выверки является современным прогрессивным методом монтажа каркасов промышленных зданий.

Этот метод требует особенно тщательного геодезического обеспечения и контроля каждой стадии монтажа каркаса с составлением исполнительных схем.

При обычном способе монтажа колонна своим башмаком опирается или непосредственно на тщательно выровненный фундамент или на металлические подкладки, бетонные балки с подливкой башмаков цементным раствором. После установки колонны геодезисты определяют ее положение, а затем монтажники производят выверку при помощи клиньев или тросов и винтовых натяжных устройств.

Установка конструкций без монтажной выверки. Сущность способа состоит в том, что колонну устанавливают на заранее выверенную опорную плиту. Торцы колонн фрезеруют, неперпендикулярность их к оси колонн (угол наклона торца) должна быть не более $1 : 1500$.

Опорные плиты имеют верхнюю строганую или фрезерованную поверхность с чистотой обра-

ботки определяемой знаком 

(ГОСТ 2789—73). Установка на таких тщательно уложенных плитах точно изготовленных колонн не требует монтажной выверки.

Опорные плиты укладываются на забетонированные в фундаменте анкерные болты или между ними, если последние по проекту входят в анкерные траверсы колонны. При сборке зданий цехов, как правило, применяют плиты, которые могут быть смонтированы при помощи кондукторов разных конструкций с регулировочными болтами (рис. 83) или же выверочных клиновых домкратов (рис. 84).

Подготовка фундаментов. До начала такого монтажа геодезисты производят планово-высотную съемку самого фундамента и планового положения анкерных болтов. Эта съемка выполняется от разбивочных осей, вынесенных на фундамент. Отметка верха фундамента должна быть меньше проектной отметки поверхности плиты на суммарную величину толщины плиты и 50—70 мм зазора для подливки плиты цементным раствором.

Верх бетона нивелируют, устанавливая рейку на углах поверхности фундамента и на пересечении диагоналей. Нивелирование производят

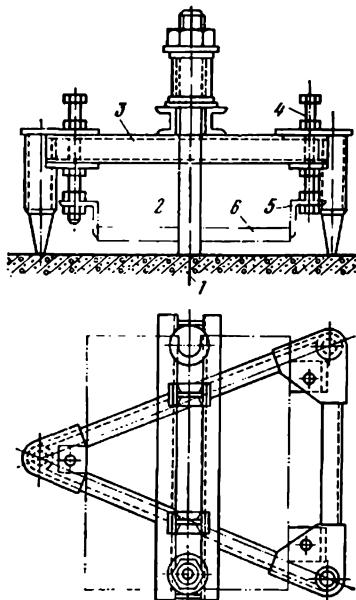


Рис. 83. Кондуктор с регулировочными болтами:

1 — фундамент; 2 — анкерный болт; 3 — кондуктор; 4 — регулировочные болты; 5 — ушки плиты; 6 — опорная плита

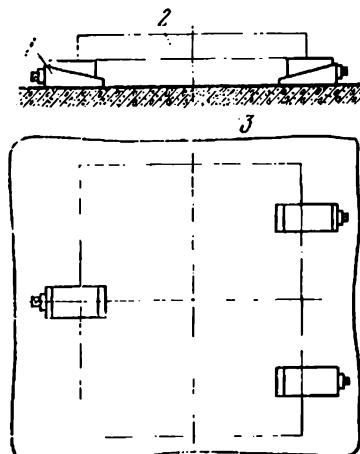


Рис. 84. Выверочные клиновые домкраты:

1 — клиновой домкрат; 2 — плита; 3 — поверхность фундамента

с привязкой к реперам. Соответствие поверхности фундамента проекту актируют, и исполнительную схему, на которой показывают отклонения каждой точки от проектного положения, прилагают к акту.

Продольную и поперечную разбивочные оси выносят на поверхность каждого фундамента и закрепляют на зацементированных металлических пластинках или скобах вне контура плиты, но не ближе 5—6 см от обреза фундамента. Расстояния между центрами на знаках и створность их проверяют. Допускаемые отклонения размеров между центрами осевых знаков от проектных могут быть не более 2 мм при интервалах до 9 м (ГОСТ 21779—76), для пролетов цехов 18—24 м — 4 мм, для пролетов 30—36 м — 5 мм.

На анкерные болты или специально закладываемые (несколько ниже поверхности бетона) стержни со сферической головкой, закрываемые отрезком трубы с крышкой, выносят отметки с точностью, установленной для нивелирования III класса. На боковой поверхности анкерных болтов ниже резьбы наносят зубилом проектную отметку низа колонны.

§ 28. Монтаж опорных плит

При укладке опорных плит отклонения расстояний между их центрами от проекта должны быть выдержаны в пределах указанных допусков, а расхождение между проектной и фактической высотой центра плиты — не более 1,0 мм. Поворот плиты относительно разбивочных осей не должен превышать 0,001 ее соответствующего размера.

Таким образом, отклонение от проектного положения продольной или поперечной оси, вынесенной на плиту, не должно превышать 1 мм. После укладки плиты уклон ее поверхности по СНиП III—18—75 должен быть в пределах $\frac{1}{1500}$.

Следует обратить внимание на то, что изготовление плит не всегда бывает тщательным: в размерах сторон плиты нередки отклонения до 5 мм, в заводском кернении осей такие же неточности.

При монтаже плит (особенно при обычном) часто применяют совмещенный способ контроля по осям и высоте. При этом на взаимно перпендикулярных осях устанавливают два теодолита и осевые заводские керны плиты вводят в створы продольной и поперечной разбивочных осей, одновременно определяя центр плиты по высоте при помощи технического нивелира. Этот способ требует значительной затраты времени и геодезистов и монтажников, так как после установки по одной из осей плита выходит из створа во время регулировки по другой оси и изменяет свою высоту.

При установке плиты по нивелиру выверка регулировочными болтами также выводит керны на ней из осевых створов, и для получения нужных результатов приходится неоднократно повторять один и те же операции.

Между тем расчеты показывают, что распределение нагрузок существенно не изменяется, если фактические оси плиты не совпадают с осью колонны и, следовательно, с проектными осями в пределах 10 мм. Поэтому рекомендуется применение расчлененного способа установки плит. При этом способе осевые керны плиты сначала вводят в створы разбивочных осей в пределах 10 мм, а затем плиту точно устанавливают по нивелиру.

После подливки плиты цементным раствором геодезисты точно выносят разбивочные (проектные) оси и закрепляют их на поверхности плиты кернами. Заводские керны при несовпадении с разбивочными осями зачеканивают. Ориентировочные створы для такой установки по ним плиты выносят теодолитом Т30 и закрепляют рисками 1 (рис. 85) на поверхности фундамента. Если ось закрыта анкерными болтами, то закрепляют параллельно смещенный створ. Затем для контроля нивелируют поверхность бетона на местах плит для того, чтобы обеспечить нужный зазор 2 для подливки цементным раствором. После подготовки поверхности бетона монтажники опускают плиту на анкерные болты или между ними и по осевым рискам на бетоне устанавливают заводские керны 3 плиты с точностью 3 мм от осевого створа. Плиту кладут на нижние гайки выверочных болтов или на домкраты, предварительно выверенные при помощи технического нивелира или же непосредственно от высотных рисок на анкерных болтах. После установки плиты тем же нивелиром геодезисты определяют ее отметки в трех точках. Разность между фактической и проектной отметками выписывают мелом возле ушек 4 плиты. Установив рядом с опорной плитой линейку 5 с миллиметровыми делениями и заметив по ней размер от бетона до верха плиты, монтажники выверочными болтами кондуктора или клиновыми домкратами исправляют положение плиты по высоте с точностью 2—3 мм на величину, написанную мелом. Одновременно следят за тем, чтобы створ кернов 3, нанесенных на плите, не сместился с рисками на бетоне. Окончательную установку плит по высоте в пределах допуска для центра 1,0 мм выполняют посредством нивелира Н2 и штиховой рейки с инварной лентой.

Для того чтобы выдержать уклон плиты не более 0,0006, нужно обеспечить разность высот центра и любого из ее углов при размере 1×1 м в пределах 0,4 мм, а при $0,70 \times 0,70$ м — в пределах 0,3 мм. После подливки цементного раствора плита несколько изменяет свое положение, поэтому установка ее до схватывания раствора выполняется с большей точностью. Отсюда средняя погрешность отсчета по рейке допускается не более 0,1 мм.

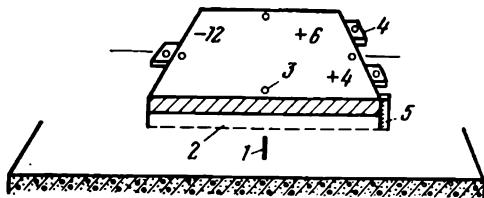


Рис. 85. Предварительная установка плиты в плане и по высоте

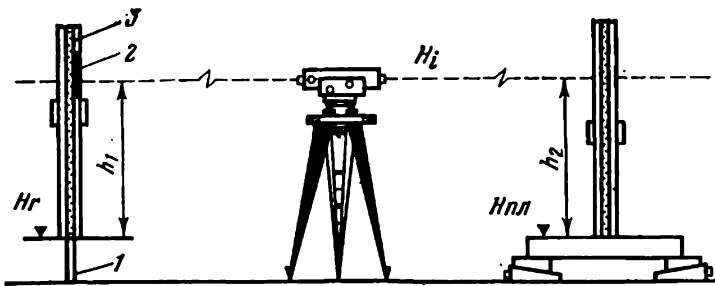


Рис. 86. Отсчеты по рейке с приспособлением для точной установки плит

Автор предложил и применил способ, исключающий обычные вычисления при высокоточном нивелировании. К рейке 3 с 5-миллиметровыми делениями (рис. 86) и боковым уровнем прикрепляют металлическую линейку 2 с миллиметровыми делениями. Если высоту ближайшего репера 1 обозначить H_r , отсчет по рейке 3 на репере — h_1 , а отсчет по рейке на плите — h_2 , то горизонт инструмента будет

$$H_i = H_r + h_1 = H_{пл} + h_2. \quad (\text{VII.1})$$

Следовательно,

$$h_2 - h_1 = H_r - H_{пл} \quad (\text{VII.2})$$

или

$$H_{пл} = H_r - (h_2 - h_1). \quad (\text{VII.3})$$

Пусть $H_r = 181,235$ м. Отсчет 0,235 по линейке совмещают с горизонтом инструмента и закрепляют линейку, после чего отсчет при постановке рейки на любую точку даст высоту этой точки.

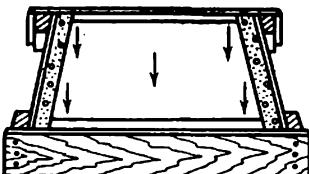
Аналогично сказанному обозначим при том же горизонте инструмента такое положение линейки (0,235) — h_r , а при отсчете по ней 0,159 (при установке рейки на плите) — $h_{пл}$, тогда высота плиты $H_{пл}$ будет на величину $h_2 - h_{пл} = 0,235 - 0,159 = 0,076$ м меньше высоты репера H_r , т. е. $H_{пл} = 181,235 - 0,076 = 181,159$ м. При $h_{пл} = 0,390$ м (отсчет по установленной линейке) высота определяемой точки на плите будет

$$H_{пл} = 181,235 - (0,235 - 0,390) = 181,390 \text{ м}$$

и т. д.

Установить линейку по высоте репера можно при помощи наводящего винта специального приспособления, прикрепленного к линейке и надеваемого на рейку. Рейку с установленной на нужный отсчет линейкой переносят с репера на плиту. Если проектная высота плиты, например, 181,265 м, то монтажники регулировочными болтами передвигают плиту по высоте до тех пор, пока отсчет по рейке станет 0,265 при постановке ее у каждого из трех болтов.

Рис. 87. Места контрольной нивелировки плиты



Точность отсчета по линейке с миллиметровыми делениями составит 0,1 мм при небольших расстояниях от нивелира до рейки, что необходимо для соблюдения допуска по уклону поверхности плиты.

Подсчитаем, на каком предельном расстоянии от рейки может находиться нивелир Н2, имеющий увеличение 40 ×.

При работе точными нивелирами погрешность наведения будет

$$m_{\text{нав}} = \left(a + b \frac{t}{v} s \right)^*, \quad (\text{VII.4})$$

где v — увеличение трубы; t — толщина штриха на инварной ленте, мм; s — расстояние от рейки до нивелира, м; a , b — коэффициенты, равные соответственно 0,092 и 0,0218 [4].

Отсюда расстояние от рейки до нивелира составит

$$s = \frac{(m_{\text{нав}} - a) v}{b t}. \quad (\text{VII.5})$$

В нашем случае при $m_{\text{нав}} = 0,1$ мм и $t = 1$ мм получим расстояние

$$s = \frac{(0,1 - 0,092) \cdot 40}{0,0218 \cdot 1} = 14,5 \text{ мм.}$$

Предварительная установка плит по высоте с точностью в пределах 2—3 мм упрощает работу геодезиста, так как отсчеты по линейке на рейке при точной установке плит будут находиться в небольшом интервале.

При монтаже двухветвевых колонн этот способ дополняется тем, что при предварительной установке вторые плиты каждой ветви можно устанавливать от первых по металлической линейке с уровнем или посредством технического нивелира. Окончательная выверка вторых плит аналогична выверке первых.

Монтаж плит наиболее целесообразно производить при помощи автокрана или трубоукладчика звену из двух монтажников под руководством геодезиста.

После подливки и затвердения раствора выполняется контрольная нивелировка плиты в пяти точках (рис. 87). На исполнительной геодезической схеме (рис. 88) показаны фактические и проектные отметки каждой плиты, а у углов плит — уклон центра в деся-

* Формула (VII.4) несколько устарела. Однако для предварительных расчетов она может быть использована.

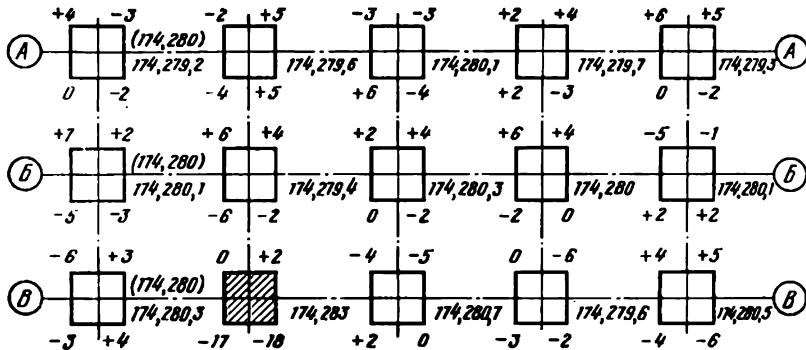


Рис. 88. Исполнительная схема установки плит

тысячных с соответствующим знаком. Если после подливки или из-за недостаточной затяжки шайб на выверочных болтах отметка плиты или уклоны оказались выше допуска, установка плиты повторяется. Весьма эффективным при создании высотной основы на монтажном горизонте и при точной установке опорных плит по высоте является нивелир Ni 002 фирмы «Карл Цейсс, Иена» (ГДР). Главным преимуществом этого прибора (рис. 89) является отсутствие необходимости соблюдать равенство плеч при визировании на рейки. Постоянство линии визирования ($i'' = 0$) дает воз-

можность определять высоты группы опорных плит, находящихся на разных расстояниях от нивелира с необходимой точностью. Прибор не требует юстировки визирной линии, в нем исключены погрешности за мертвый ход окуляра при фокусировке благодаря применению объектив-микрометра, работающего по принципу компаратора Аббе.

На плиты, предварительно установленные с отклонением в плане в пределах 5—7 мм и точно по высоте, выносят точные продольную и поперечную оси. Основой для переноса служат осевые геодезические центры на заложенных в бетонную поверхность фундаментов металлических пластинках или на скобах. Над такими пунктами центрируют оптические теодолиты, а на противоположных осевых знаках (если непосред-

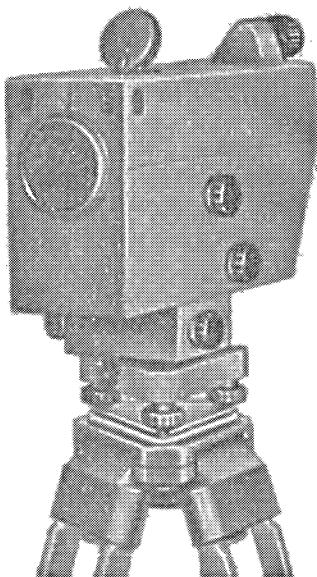


Рис. 89. Нивелир Ni002

ственное визирование на керн знака невозможна) — визирную цель с такой же точностью.

В створе осевой визирной линии на опорных плитах кернуют продольную и поперечную оси. Для установки колонн двутаврового сечения на плите кернуют точки a_1, a, b, b_1, b_2, b_3 (рис. 90) и прочерчивают линии aa_1 и b_2b_3 . Эти линии при установке колонны совмещают с рисками, нанесенными на грани колонны у нижнего ее торца и закрепляющими геометрические оси граней (a', a'_1, b'_2, b'_3). Закрепление осей металлической колонны квадратного или прямоугольного сечения показано на рис. 91.

Исполнительную съемку установленных на плиты колонн производят способом бокового нивелирования при помощи теодолитов, устанавливаемых на параллельно смешенных продольных и поперечных осях колонн.

Рассмотрим, при каком отклонении от вертикали колонна не нуждается в монтажной выверке.

На отклонение колонны от вертикали влияют: наклон плоскости плиты (допуск 0,0006) и неперпендикулярность нижнего торца к оси колонны (допуск 0,0006).

Как это видно на рис. 92, отклонение колонны из-за наклона поверхности плиты составляет

$$x = \frac{2lm}{\kappa}, \quad (\text{VII.6})$$

где l — длина колонны, м; κ — ширина колонны, м; m — отклонение половины нижнего торца от горизонтали, мм.

Так как

$$m = \frac{\kappa}{2} \cdot 0,0006, \quad (\text{VII.7})$$

то из формул (VII.6) и (VII.7) следует, что

$$x = 0,0006l. \quad (\text{VII.8})$$

Обычно при монтаже цехов длина колонны принята $l = 30$ м, и отклонение ее от вертикального положения из-за наклона плиты составит 18 мм.

Отклонение колонны от вертикали может произойти также из-за того, что верхний торец колонны будет отклонен от вертикали из-за

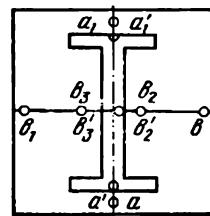


Рис. 90. Закрепление осей на плите для двутавровой колонны

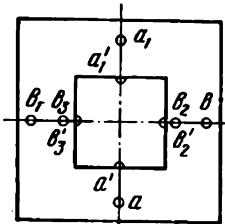


Рис. 91. Закрепление осей колонны на плите квадратного сечения

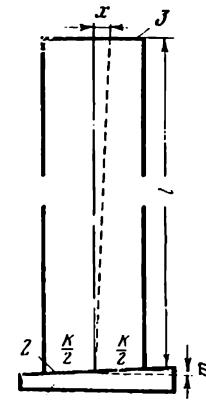


Рис. 92. Отклонение колонны из-за наклона поверхности плиты:
1 — плита; 2 — нижний торец колонны; 3 — верхний торец колонны

	<i>Г</i>	<i>Д</i>	<i>Е</i>	<i>Ж</i>	<i>З</i>
119	-8 +6 +4	+7 +4 +3	+5 +2 +1	+1 +3 0	+2 -3 -7
120	-6 +2 -1	+3 +1 -1	+5 0 -4	+1 -8 +4	-7
121	-4 +9	+7 -4	+4 +3	-3 +7	-10 -2
122	-11 +10	+1 -6	+6 0	+5 -10	-13 +2
123	-8 +9 +6	+4 -2	+8 -10	+7 +7	-10 +5
124	-6 +9	+3 +10	+10 +1	+5 +5	-4
	3400	3400	3400	3400	3400

Рис. 93. Исполнительная схема подкранового пути

допустимой неперпендикулярности нижнего (0,0006) также на 18 мм.

При самых неблагоприятных условиях (противоположных направлениях уклонов плиты и торца колонны) отклонение колонны от вертикали составит 36 мм.

В СНиП III—В.5—62 (см. табл. 11) допускается отклонение от вертикали в верхнем сечении на 0,001 высоты колонны (при ее высоте более 15 м), но не свыше 35 мм.

Для колонны высотой 30 м согласно этим требованиям можно допустить наклон в 30 мм, поэтому перпендикулярность торца к оси колонны и установка плиты должны быть выполнены с большой точностью.

При безвыверочном методе монтажа высоту колонны от фрезерованного торца до опоры подкрановой балки обеспечивают заводским изготовлением с отклонением от проекта в пределах ± 2 мм, а расстояния между отверстиями в опоре подкрановой балки выдерживают с точностью 1 мм.

Установленные на точно выверенные плиты такие колонны не только не требуют монтажной выверки и обеспечивают монтаж подкрановых балок в допусках СНиП, но с обязательной геодезической выверкой в плане и по высоте.

Исполнительная геодезическая съемка уложенных подкрановых путей может быть выполнена по методике, изложенной в § 27. На рис. 93 показана исполнительная схема рельсового пути, установленного по подкрановым балкам одного из крупных цехов, смонтированным без монтажной выверки по высоте и в плане. На схеме видно, что полученные отклонения рельсов от проекта по высоте и величине пролета крана не превышают допусков, установленных СНиП.

§ 29. Монтаж путей подвесного транспорта

Подвесной внутрицеховой транспорт все шире применяется в промышленности, и в ряде отраслей (автомобильной, легкой, пищевой и др.) вытесняет мостовые краны. Обычный монтаж

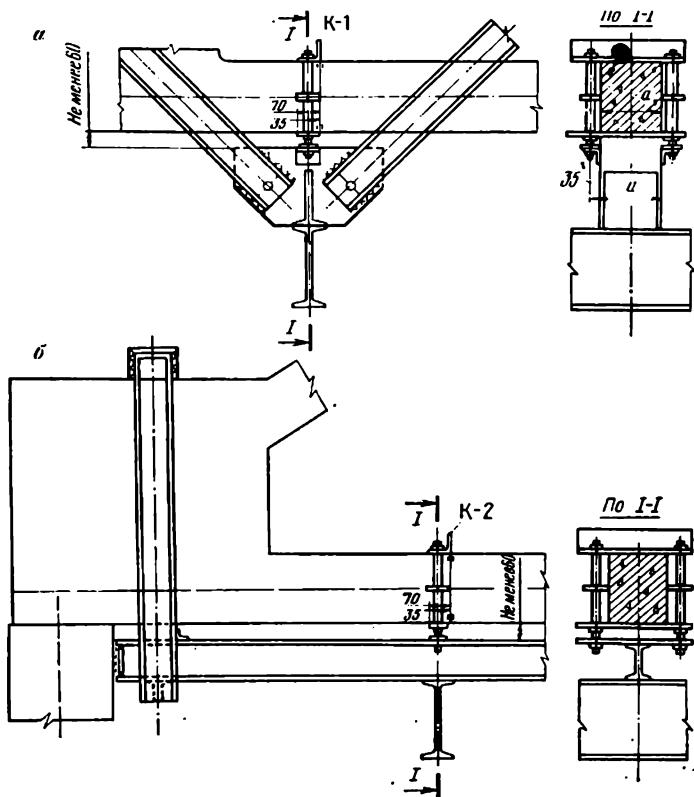
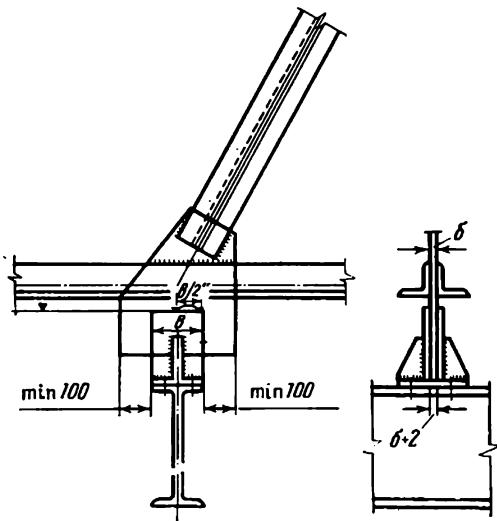


Рис. 94. Схема монтажа подвесных путей по железобетонным фермам:
а — на стержневых подвесках; б — на перекидных балках

Рис. 95. Схема монтажа подвесных путей по металлическим фермам



путей подвесного транспорта довольно сложен и требует монтажных выверок, занимающих по трудоемкости около половины времени, затрачиваемого на весь монтаж путей. Дело в том, что подвесные пути должны устанавливаться с допускаемым отклонением в плане ± 6 мм, а по вертикали в пределах 1 : 1500 длины пролета балки; кроме того, опорные узлы путей позволяют при выверке конструкции перемещать путевые балки не более чем на 30 мм в плане и по высоте. Практически при существующей точности монтажа конструкций каркаса здания такие перемещения в плане достигают 60—80 мм, из-за чего переделывают опорные столики и подгоняют их по месту.

Современный монтаж путей подвесного транспорта позволяет производить их установку в проектное положение без последующей монтажной выверки. Геодезическое обеспечение этого вида монтажных работ заключается в определении положения по высоте нижних поясов строительных ферм (при монтаже путей по железобетонным фермам рис. 94) и проверке нанесенных на них привязочных рисок. Специальные приспособления К-1 (рис. 94, а) устанавливают на нижний пояс фермы, совмещая с привязочными рисками, а при варианте с перекидными балками (рис. 94, б) последние устанавливают на проектную высоту их верха, пользуясь данными геодезической вертикальной съемки ферм. После монтажа столика или перекидной балки с временным креплением к приспособлению К-1 положение их верха проверяют по высоте. При подтверждении исполнительной съемкой правильности положения столиков (перекидных балок), устанавливают постоянные подвески, снимают приспособление К-1 и монтируют балки подвесных путей, их положение также проверяется с составлением исполнительной схемы, данные которой сверяют с допусками СНиП. При монтаже подвесных путей по стальным фермам (рис. 95), как и в первом случае, нивелируют и фиксируют точки на нижнем поясе фермы, проверяют привязочные риски, совмещают с ними грани каждого устанавливаемого столика, после чего монтируют балки подвесных путей. Съемка планово-высотного положения балок и составление исполнительной схемы с показанными на ней отклонениями от проекта являются обязательными для приемки смонтированных подвесных путей.

РАЗДЕЛ II

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

ГЛАВА VIII

РАЗБИВКА КОТЛОВАНОВ И ФУНДАМЕНТОВ ВЫСОТНОГО ЗДАНИЯ

§ 30. Разбивка и закрепление основных осей здания

Решение генерального плана всех сооружений комплекса высотного здания в условной прямоугольной системе главных его осей (см. главу I) и развитие этой системы в натуре упрощают все виды разбивок на площадке.

При отсутствии такой сети и строительстве отдельно стоящих высотных зданий, пользуясь пунктами проектной линии или проложенным теодолитным ходом, выносят в натуре одну из крайних продольных осей здания. Для этого точки пересечения этой оси с крайними поперечными осями определяют по плану масштаба 1 : 500, корректируя координаты одной из этих двух точек проектным расстоянием между ними. После измерения полученной в натуре линии ее длину s сравнивают с проектной. Если расхождение превышает $\frac{s}{7000}$, то одну из находящихся на этой линии контурных точек принимают за исходную, а вторую смещают до получения нужного проектного размера. На концах отложенной линии строят прямые углы и, откладывая проектные длины между крайними продольными осями, получают разбитый в натуре осевой контур здания.

Для контроля построения измеряют прямые углы в контурных точках второй продольной оси или диагонали прямоугольника.

Точность измерений линий при разбивке основных осей высотных панельных и каркасно-панельных зданий должна быть не менее 1 : 7000—1 : 10 000, а средняя квадратическая погрешность измерения углов 3". Указанный выше способ построения контура более прост и менее трудоемок, чем обычно применяемый вынос в натуре от теодолитных ходов каждой из четырех точек, образующих углы здания.

Крайние и одну из средних поперечных осей здания (последнюю разбивают, откладывая по продольным осям нужный размер) закрепляют грунтовыми знаками. При строительстве видимость по осям закрыта панелями или колоннами, поэтому для удобства выполнения геодезических работ грунтовые знаки, закрепляющие оси, смещают внутрь контура на величину до 1 м (параллельная ось).

При строительстве уникальных высотных зданий выносят в натуру и закрепляют знаками кроме контурных главные оси (оси симметрии) здания. Если участок строительства высотного здания достаточно велик, целесообразно закреплять параллельно смещенные линии продольных и поперечных осей не одним, а двумя знаками с каждой стороны здания. Одни из двух таких знаков размещают не ближе 5—10 м к зданию, второй — на расстоянии от первого, примерно равном высоте здания.

Для высотных крупнопанельных зданий (выше 16 этажей) после разбивки контура все измерения для закрепления параллельно смещенных продольных и поперечных осей выполняют с точностью полигонометрии I разряда. Необходимые исправления производят на пластинке знака.

После получения правильного прямоугольника на его сторонах откладывают проектные расстояния для закрепления промежуточных параллельно смещенных продольных и поперечных осей здания. Для обеспечения монтажа высотными данными рекомендуется с двух сторон расположить три рабочих репера. Их отметки определяют с точностью нивелирования IV класса от ближайших реперов городского нивелирования замкнутым ходом.

§ 31. Геодезические работы при выемке глубоких котлованов

Исходные положения. Значительные размеры фундаментов высотных зданий, подвальные этажи, техническое подполье вызывают необходимость проходки котлованов на большую глубину. В ряде случаев общий контур дна котлована содержит в себе несколько частных контуров, каждый из которых имеет свою проектную отметку.

Если линия общего контура бровки котлована разбивается от пунктов основы и включена в ход, то абсолютная невязка измерений при расстоянии между знаками основы 100 м не должна превышать 5 см (1 : 2000). Для разбивок котлована в плане применяют теодолит Т30. Линии измеряют стальной 20-метровой рулеткой, сличаемой с контрольной. Допустимые погрешности земляных работ по высоте ± 3 см обеспечивают нивелированием IV класса.

Элементы разбивочных работ. Основные способы при углермных разбивочных работах — установка теодолита в створ и построение прямых углов. Следует избегать построения длинной стороны под заданным углом от короткой стороны.

Действительно, пусть $\Delta\alpha''$ — погрешность построения прямого угла от короткой стороны OA , равной a_1 (рис. 96). Тогда отклонение точки C на линии перпендикуляра к OA будет $I_1 = \frac{a_1 \Delta\alpha''}{p''}$ и отклонение конца заданной линии $I_2 = -\frac{a_2 \Delta\alpha''}{p''}$.

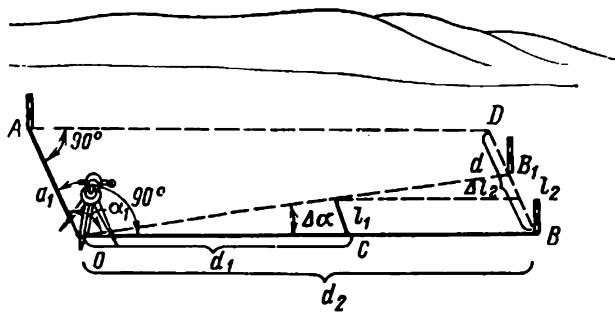


Рис. 96. Построение прямого угла на короткой стороне

Разность отклонений $l_2 - l_1 = \Delta l = (d_2 - d_1) \frac{\Delta\alpha''}{\rho''}$. Отсюда, чем больше разность между задаваемой и исходной линиями, тем больше удаляется от перпендикуляра к OA , конечная разбиваемая точка B , а сторона DB , полученная построением прямых углов к линии OA , больше искажается d . При $d_1 = 20$ м, $d_2 = 60$ м и $\Delta\alpha = 1'$ отклонение $\Delta l = 12$ мм, а суммарное отклонение $l_2 = BB' = 24$ мм. Строить под заданным углом линию, более чем в 2 раза длиннее исходной, не рекомендуется.

Измерение длины. Задаваемые проектом расстояния при разбивках для земляных работ откладывают стальной рулеткой, закрепляя точки кольями или металлическими штырями. Измерение углов наклона при откладывании или измерении линий по откосу котлована, въезду в него и другим наклонным плоскостям не применяют и измеряют линию способом уступов. Конец горизонтально натянутой рулетки проектируется отвесом на наклонную плоскость. При необходимости в нее вводят поправки за компарирование и температуру. Допускаемое отклонение рулетки от створа линии определяют по формуле

$$a = l \sqrt{\frac{1}{24T}}. \quad (\text{VIII.1})$$

При $l = 20$ м, T — для земляных работ равен 2000 (значиматель относительной точности хода), $a = 9$ см.

При откладывании расстояний в пределах одной рулетки между точками, лежащими на разных горизонтах, можно применить способ бокового нивелирования, откладывая нужное расстояние по рулетке с помощью теодолита.

Разбивка контура котлована. Рабочие чертежи определяют контур котлована по габаритам нижнего обреза фундамента с учетом запаса до низа откоса (при устройстве бетонной подготовки под фундаментом).

Разбивка контура дна котлована может быть (в зависимости от размеров здания) выполнена тремя способами.

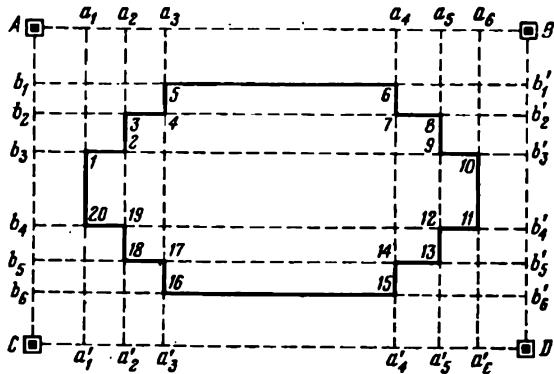


Рис. 97. Разбивка контура котлована на линиях геодезической основы

1. Для многоэтажных (9—16-этажных) зданий с небольшим прямоугольным котлованом на створные (несплошные) обноски визированием при двух кругах теодолита переносят продольные и поперечные оси, закрепляют их гвоздями и проверяют полученные расстояния.

От осевых креплений на обноске разбивают контур котлована; при этом в ряде случаев используют проволоку, натянутую по соответствующим осям.

2. При наличии на площадке высотного здания плановой основы, построенной в виде строительной сетки, на ее линиях проектируют разбивку контура котлована. На рис. 97 контур котлована спроектирован на линиях основы AB , AC , CD и BD . На разбивочной схеме указывают вычисленные расстояния Aa_1 , a_1a_2 , ..., a_6B ; Ab_1 , b_1b_2 , ..., b_6C и т. д. и промерами по линиям основы закрепляют точки a_1 , ..., a_6 , b_1 , ..., b_6 , a'_1 , ..., a'_6 и b'_1 , ..., b'_6 .

Дальнейшими створными засечками (визированием двумя теодолитами) с точки a_1 на a'_1 и с b_3 на b'_3 разбивают точки контура 1, ... и т. д. Для контроля разбивки измеряют длины 1—2, ..., 20—1.

3. Разбивка контура котлована может быть выполнена от главной продольной оси здания способом перпендикуляров. От знаков внешней основы створной засечкой разбивают и закрепляют точку O (рис. 98) — пересечение главных осей здания. Теодолит устанавливают над точкой O и по створу OA отмеряют заданные проектом расстояния $O—1$, $1—2$, $2—3$, $3—4$ и измеряют для контроля расстояние $4—A$.

Аналогично откладывают отрезки $O—5$, $5—6$, $6—7$, $7—8$ и измеряют контрольное расстояние $8—A'$. Точки 1, ..., 8 закрепляют штырями, устанавливают на них последовательно теодолит, задают под прямыми углами к продольной оси направления на точки 9, ..., 28 и откладывают проектные размеры; после разбивки контура измеряют расстояния между найденными точками.

Рядом со штырями по периметру устанавливают вехи, наглядно оконтуривающие котлован. Разбивка котлована фиксируется

исполнительной схемой. Граница выемки грунта не совпадает с нижним контуром основания фундамента. Такой границей является верхняя бровка котлована. Расстояние (в плане) между основанием фундамента и верхней бровкой котлована вычисляют по проектной отметке дна котлована, заданной крутизне откоса и фактическим отметкам поверхности до начала земляных работ.

Если перед выемкой котлована не произведена планировка участка, линия верхнего контура котлована получается ломаной, и чем больше абсолютная высота точки верхней бровки котлована, тем дальше эта точка расположена от разбивочной линии основания фундамента.

Пусть A_1 и A_2 (рис. 99) — контурная сторона основания фундамента, колья b , b_1 , b_2 и b_3 закрепляют разбивку нижнего контура котлована до выемки грунта, а B_1 и B_2 — точки пересечения линий откоса A_1B_1 и A_2B_2 с поверхностью земли. Обозначив H — проектную высоту дна котлована, H_1 — фактическую высоту точки B_1 , H_2 — высоту точки B_2 , получим $h_1 = H_1 - H$; $h_2 = H_2 - H$;

$$\frac{h_1}{a_1} = \frac{1}{m} = \frac{h_2}{a_2}.$$

Отсюда $a_1 = h_1 m$, $a_2 = h_2 m$,
где a_1, a_2 — соответственно рас-
стояния между точками A_1 и B_1
и A_2 и B_2 ; m — крутизна откоса.

и A_2 и B_2 , и кривизна скоса. Как показано на рис. 99, $h_2 > h_1$, поэтому $a_2 > a_1$. Верхнюю бровку котлована разбивают от точек, закрепляющих нижний его контур. После

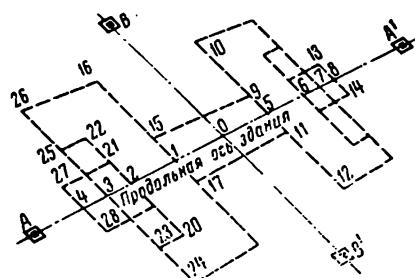


Рис. 98. Развивка контура котлована от продольной оси здания

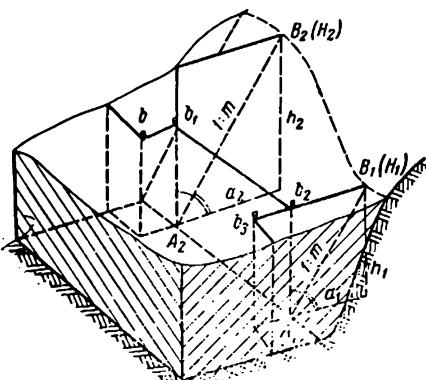


Рис. 99. Разбивка верхней бровки котлована

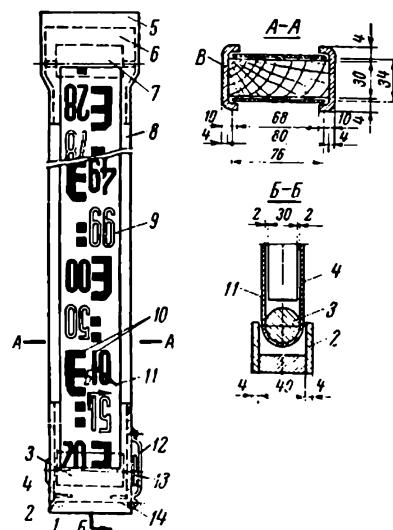


Рис. 100. Ленточная рейка

выемки грунта на дне котлована повторяют разбивку контура основания фундамента.

Все высоты для земляных работ по котловану определяют нивелированием IV класса с точностью $m_h = 1$ см.

Подсчет объема земляных работ. Для контрольного подсчета объемов вынутого грунта до начала работ внутри контура верхней бровки нивелируют поверхность по сетке квадратов 10×10 м, разбивающей параллельно продольной и поперечной осям здания. За пределами контура котлована поперечники через 10 м закрепляют столбами. Данные нивелирования на день замера наносят на вычерченные поперечные профили. Планиметром определяют площадь, образуемую на профиле линией поверхности до начала работ и линией выемки грунта при замере. Вынутые объемы подсчитывают по известным формулам с учетом разрыхления грунта.

Для зачистки дна котлована под бетонную подготовку следят за недобором грунта на 10—20 см. Оставшийся слой выбирают по кольям-маякам, устанавливаемым через 10—20 м в ямках на проектную отметку по нивелиру от двух рабочих реперов, спущенных в котлован двойным ходом IV класса. Между маяками производят зачистку по трем одинаковым по высоте визиркам. После зачистки дна котлована контур основания разбивают на дне от осей, переносимых в котлован от знаков внешней основы или от осевых креплений на обноске теодолитом при двух положениях круга. Дно котлована нивелируют по квадратам и составляют исполнительную схему — один из документов скрытых работ. По данным этой схемы определяют окончательный объем грунта, вынутого из котлована.

Ленточная рейка. Для того чтобы свести к минимуму вычисления при определении высот в котловане для планировки или укладки бетона, рекомендуется ленточная рейка С. М. Рязанова. Рейку (рис. 100) изготавливают размерами $2400 \times 80 \times 30$ мм. В алюминиевых направляющих 8 перемещается непрерывная лента 11 длиной 5 м, толщиной 0,15 мм с черными сантиметровыми делениями 10. Возле черных цифр наносят красные 9, различающиеся от черных на 5 м. Для передвижения ленты в металлических оправах 2 и 5 устанавливают ролики 3 и 7. На оси нижнего ролика 3 находится барабанчик 13, при помощи которого ленту можно установить в требуемое положение по отношению к пятке 1. Барабанчик закрывается защитной крышкой 12 и имеет зажим для закрепления ленты. Подшипники верхнего ролика 7, соединенные с двумя спиральными пружинами, дающими ленте натяжение 25 кг, помещены в верхней полой части рейки 6. К одной из боковых граней рейки привинчивается съемный круглый уровень, а к обеим граням — металлические ручки. В нижней оправе рейки делают два отверстия для стока воды 14 с защитными диафрагмами 4 над ними для защиты от случайных повреждений. Металлические оправы на той стороне рейки, где деления возрастают сверху вниз,

окрашивают в белый цвет, а с другой стороны, где деления возрастают снизу вверх, — в красный. Длина рейки с оправой 2600 мм, расстояние между осями роликов 2446 мм, длина ленты 5000 мм.

Ленточную рейку ставят на репер с известной высотой (пусть 183,75 м), белой стороной к нивелиру. Реечник передвигает ленту до совпадения отсчета 3,75 м с горизонтальной нитью сетки трубы. На белой стороне рейки деления возрастают сверху вниз (в поле зрения трубы наоборот), поэтому отсчет по рейке (например 2,12) на нивелируемой точке дает высоту этой точки H_1 простым сложением $180,00 + 2,12 = 182,12$ м.

Действительно, так как при отсчете 2,12 м рейка стоит ниже, чем при отсчете 3,75 м на 1,63 м, то $H_1 = H - 1,63 = 183,75 - 1,63 = 182,12$ м. Таким образом, отпадают вычисления и горизонта инструмента и последующие вычитания из него отсчетов по рейке. Полученную сразу же высоту записывают на рабочую схему. Если на сторожке указана глубина выемки 1,55 м, то ленту на белой стороне рейки, поставленной на сторожок, ставят на отсчет по горизонтальной нити сетки трубы 1,55 м. Отсчет по рейке, поставленной в любом месте дна выемки, будет равен пулю, если проектная высота дна выдержана. Любой другой отсчет сразу же показывает величину недобора грунта. Красную сторону рейки применяют для выноски проектных отметок. Так, если задана проектная отметка 182,75 м, то после установки ленты по тому же реперу на отсчет 3,75 м рейку перемещают по вертикали до отсчета 2,75 м, после чего пятка рейки будет находиться на проектной высоте. При отсутствии ленточной рейки можно приспособить и обычную рейку. Для этого к ней прикрепляют стальную рулетку нулем вверх после установки по горизонтальной нити трубы соответствующего высоте репера отсчета по рулетке. После этого определяют высоты нивелируемых точек так же, как и при работе с ленточной рейкой. Трудность отсчитывания по рулетке уменьшает расстояния между нивелиром и рейкой до 30 м.

§ 32. Определение подъема дна котлована при снятии бытового давления

При разработке глубоких котлованов под фундаменты высотных зданий удаляют грунт массой в тысячи тонн. Давление этого грунта на проектной отметке дна котлована называется бытовым давлением. После выемки грунта дно котлована, не испытывая бытового давления, повышает свою абсолютную отметку. Такой подъем основания фундамента при росте нагрузок от сооружаемого здания постепенно погашается. Для анализа хода осадки сооружения определяют величину подъема основания. До начала земляных работ в нескольких местах в скважины Ø 108—219 мм на 0,5 м ниже проектной отметки основания закладывают глубинные марки (рис. 101) и нивелируют их до и после выемки грунта.

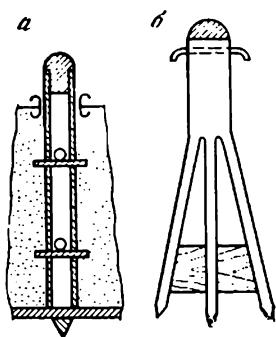


Рис. 101. Типы глубинных марок

Для сухих грунтов применяют марку П. И. Брайта (рис. 101, а), а для водонасыщенных, без крупногравелистых включений — марку В. П. Бомбчинского (рис. 101, б). Марки изготавливают из 50-сантиметровых отрезков газовой трубы Ø 50 мм с приваренной полусферической головкой из неокисляющегося металла. К низу трубы у марки первого типа приваривают крестовину с диском, заканчивающимся конусом. На забой скважины опускают цементный раствор и вдавливают в него марку буровой желонкой.

У марок второго типа к низу трубы приваривают пять металлических перьев, помещая между ними деревянный конус. Марку забивают в грунт желонкой, и конус расклинивает перья. Запроектированные места закладки глубинных марок разбивают от осевых знаков. Глубину, на которой устанавливают глубинную марку, определяют по формуле

$$H = h_1 - (h_2 - 0,50) \text{ м}, \quad (\text{VIII.2})$$

где h_1 — высота устья скважины; h_2 — проектная высота дна котлована, ($h_2 - 0,50$) — отметка забоя скважины.

После установки марки в скважину опускают компарированную стальную рулетку с 5-килограммовой гирей на конце; рулетку подвешивают у устья скважины через блок с противовесом. По рулетке нивелиром производят отсчет с точностью $m_{\text{отс}} = 1$ мм с одновременной привязкой к реперу (точность определения высоты марки ± 2 мм). Нивелирование можно также производить по штанге из свинченных труб диаметром 5 см. Штангу измеряют, на ее верх устанавливают рейку (погрешность высоты марки $m_n = 5 \div 7$ мм). После бурения обсадные трубы извлекают.

При выемке котлована необходимо проследить за тем, чтобы не нарушилось положение марок. На дне котлована по данным привязок отыскивают места расположения глубинных марок, осторожно выбирают грунт и вновь нивелируют головку. Разность высот марки до и после выемки грунта определяет подъем дна котлована в месте ее закладки.

Лучше всего закладывать глубинные марки в местах пересечения осей здания — это облегчает их разыскивание.

Подъем дна котлована высотных зданий достигает в сухих грунтах 5—7 см, в водонасыщенных — 15 см. Подъем дна котлована здания МГУ на Ленинских горах определялся автором и оказался равным 3—7 см (крылья и высотная часть здания).

§ 33. Разбивочные работы при сооружении фундаментов

В зависимости от конструкции здания, величины нагрузок и несущей способности грунтов основания для высотных зданий применяют ленточные, плитные, полые коробчатые и свайные фундаменты.

Фундаменты для сборных зданий высотой до 16 этажей в группах с высоким нормативным сопротивлением 3—3,5 кгс/см² обычно решают в виде сборных лент из железобетонных блоков, укладываемых вначале по средней оси здания, затем по поперечным осям.

Фундаменты из плит используют в зданиях выше 16 этажей при больших нагрузках на колонны или в тех случаях, когда грунты не обладают высокой несущей способностью. Фундаменты этого типа могут быть в виде ребристой монолитной плиты (рис. 102) или плоской безбалочной плиты (рис. 103). В коробчатой конструкции фундамента (рис. 104) плиты соединены перекрестными стенами (ребрами). Для многоэтажных зданий в грунтах с ограниченной несущей способностью, подстилаемых более прочными грунтами, применяют свайные фундаменты (рис. 105). Свайные фундаменты предотвращают неравномерные осадки и появление волосяных трещин в стыках между панелями каркасно-панельных зданий.

Разбивки для плитных фундаментов. По техническим условиям железобетонные фундаменты разбивают

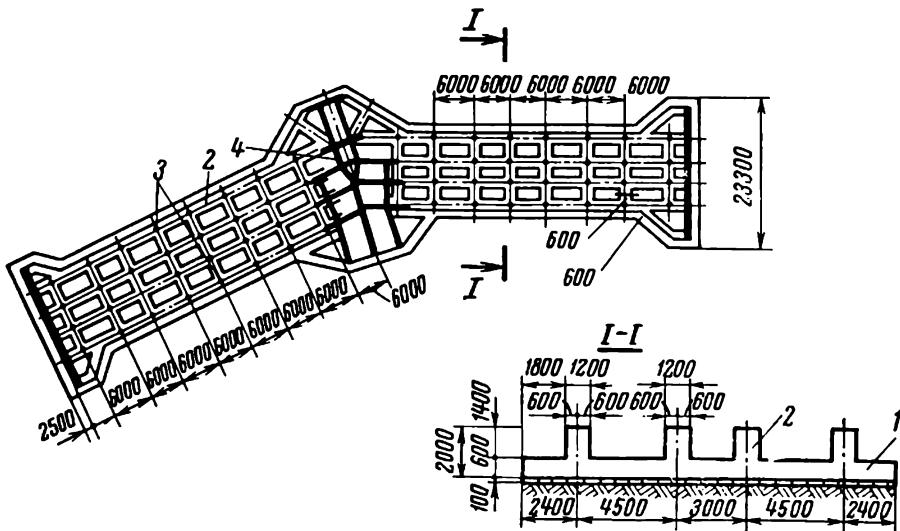


Рис. 102. Конструкция фундамента в виде ребристой монолитной плиты 25-этажного дома:

1 — нижняя плита; 2 — перекрестные ребра; 3 — колонны каркаса; 4 — связевые диаграммы

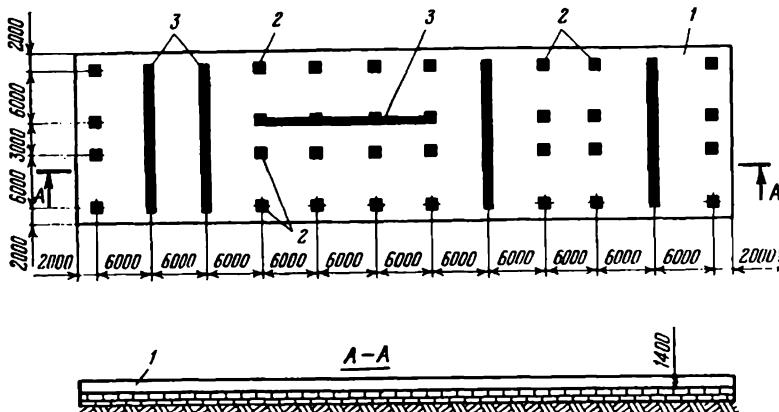


Рис. 103. Конструкция фундамента в виде плоской плиты:
1 — плоская илита; 2 — колонны каркаса; 3 — связевые днафрагмы

с отклонением размеров l между осями от заданных проектом в пределах $1 : 5000$, а промежуточные оси — с точностью $m_l = 5$ мм.

Каждую строительную ось переносят на створные обноски. Контур бетонной подготовки, укладывающейся под монолитной плитой фундамента, задают проволоками, натянутыми на контурных осях здания, и отмечают кольями с вбитыми в них гвоздями. По разбитому контуру устраивают опалубку, на которую, как на обноску, выносят строительные оси, закрепляемые гвозд-

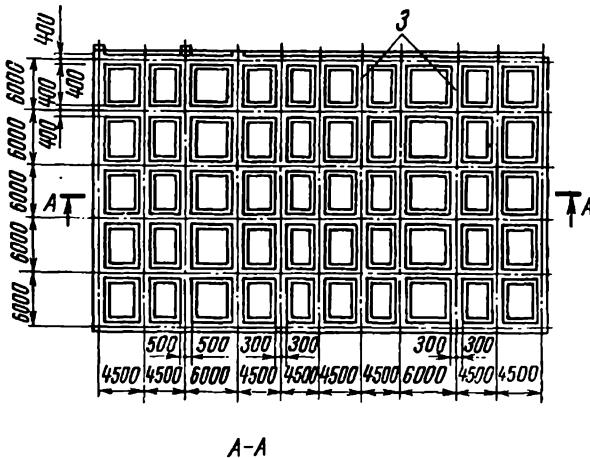
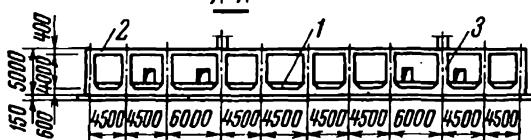


Рис. 104. Конструкция фундамента в виде полой железобетонной коробки здания института «Гидро-проект»:
1 — нижняя плита; 2 — верхняя плита, 3 — ребро



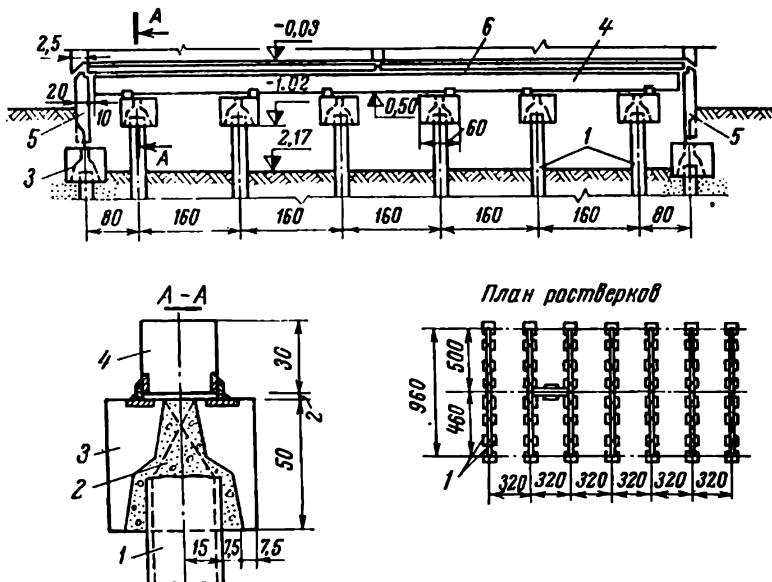


Рис. 105. Сваи со сборным железобетонным ростверком:
1 — сваи; 2 — бетон; 3 — сборный железобетонный оголовок; 4 — ростверк; 5 — панели; 6 — перекрытия

дями и краской. Верхний обрез опалубки определяет проектную высоту поверхности бетонной подготовки, поэтому его устанавливают при помощи нивелира. Проектные высоты верха подготовки, вынесенные от одного рабочего репера, проверяют по второму реперу. При выносе отметок нужно учитывать неодинаковые расстояния от нивелира до выносимых по опалубке высот, уменьшая угол i'' . Бетонируют подготовку и бетонную стяжку при помощи деревянных направляющих, верх которых устанавливают нивелиром.

После контрольного нивелирования подготовки на ней разбивают основные строительные оси здания и фиксируют их на металлических пластинках, заделываемых в бетон. От осевых знаков на подготовке, если фундаментная плита ребристая, задают оси и грани опалубки для установки арматуры и бетонирования ребер и производят исполнительную съемку.

Поверхность стяжки может быть уложена с допуском ± 3 см по высоте, поэтому первый ряд стержней горизонтальной арматуры плиты укладывают на проектную высоту по нивелиру. Верхний ряд нивелируют и результаты сличают с проектом. Правильность установки опалубки ребер проверяют исполнительной съемкой.

Разбивки ленточных фундаментов. Монтаж фундаментов из сборных железобетонных блоков, а затем и всего здания производят при помощи башенных кранов. Для подкрано-

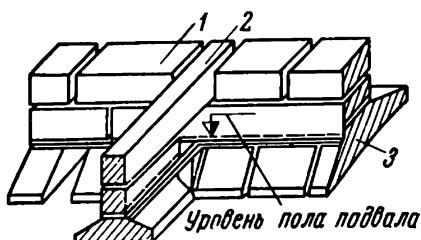


Рис. 106. Блоки сборного железобетонного фундамента:

1 — блок наружной стены; 2 — блок внутренней стены; 3 — подушка

волоке, натянутой на осевых гвоздях, устанавливают угловые, затем между ними маячные фундаментные блоки на расстоянии 12—15 м один от другого. Для монтажа фундаментных блоков и панелей подземной части здания удобно закрепить на обноске параллельно смещенные оси. Смещение должно превышать половину ширины блока. Обычно оси смещают на 500 м. Для предотвращения погрешностей при монтаже такие смещения следует производить в одном и том же направлении. По проволоке, натянутой вдоль грани маячных блоков, пользуясь отвесами, укладывают промежуточные блоки фундамента. При укладке верх блоков нивелируют в двух точках у торцов. От проволок, натянутых по осям, разбивают места вводов подземных коммуникаций и нивелированием определяют отметки вводов.

Геодезическая проверка сборного железобетонного фундамента (рис. 106) заключается в исполнительной съемке положения осей уложенных блоков по отношению к продольным и поперечным разбивочным осям (допуск отклонения 5 мм). Исполнительная съемка в плане может быть выполнена способом бокового нивелирования. Трубу теодолита, установленного на знаке или над осевым гвоздем на обноске, наводят на знак или гвоздь на противоположной стороне обноски и производят отсчеты по линейке, прикладываемой к фактической оси блока перпендикулярно к линии визирования. Положение осей блоков можно определить и от отвесов, опускаемых с проволоки, натянутой на гвоздях обноски по разбивочной оси. Исключением в этом случае являются угловые и маячные блоки — их положение проверяют по теодолиту.

Коробчатые фундаменты. Для уникальных высотных сооружений применяют железобетонный коробчатый фундамент, состоящий из нижней плиты, стен и верхней плиты.

Под нижней плитой укладывают бетонную подготовку, разбивку контура которой удобно производить от главных осей,

вого рельсового пути (при его укладке) установлены допуски предельного уклона и возвышения одного рельса над другим.

Подкрановый путь следует нивелировать не реже одного раза в месяц, а весной, в период оттаивания грунта, не реже одного раза в пять дней, а также сразу после ливневых дождей.

До укладки фундаментных блоков производят нивелировку зачищенного дна котлована и бетонной подготовки. По про-

перенесенных с наружных знаков в котлован. Геодезическое обеспечение устройства подготовки и нижней плиты такого фундамента аналогично разбивкам подготовки и плитного фундамента (см. выше). Для установки вертикальной арматуры и опалубки стен, разбивки проемов в стенах на верхние стержни горизонтальной сетки арматуры от внешних грунтовых знаков выносят основные строительные оси (или параллельно смещенные оси) и закрепляют их насечками и окраской. От этих осевых креплений проверяют положение низа вертикальной арматуры и опалубки стен.

Отклонения опалубки от вертикали допускаются 1,5—2 см на высоту 5—8 м, поэтому пользуются отвесом. Положение опалубки стен до бетонирования оформляют исполнительной схемой, показывают на ней привязку к осям низа опалубки на уровне нижней плиты и положение верха опалубки на уровне низа верхней плиты фундамента. На верх опалубки выносят абсолютные высоты, от которых намечают границы бетонирования, и устанавливают в арматуре деревянные короба или трубы для коммуникаций. Положение таких закладных частей в плане определяют промером от грани проверенной опалубки и после исполнительной съемки фиксируют на схеме.

Для разбивки верхней плиты фундамента после бетонирования стен до проектной отметки к выпускам вертикальной арматуры приваривают горизонтальные стержни и выносят на них продольные и поперечные оси. На выпуски вертикальной арматуры высоты выносят с помощью нивелира. По вынесенным на стержни осям и высотам укладывают каркас верхней плиты — горизонтальную арматуру с вертикально устанавливаемыми анкерными болтами, на которых после бетонирования верхней плиты монтируют опорные плиты колонн каркаса здания. По этим же осям устанавливают и опалубку верхней плиты фундамента. После предварительной установки анкерных болтов производят уточненную разбивку их осей. По техническим условиям допускаемые отклонения осей болтов от разбивочных осей находятся в пределах 5 мм. Разбивку осей болтов выполняют на верхних горизонтальных стержнях арматуры. По разбитым осям окончательно устанавливают болты с последующей приваркой их к арматуре. Перед бетонированием выполняют исполнительную съемку положения опалубки и приваренных болтов в плане и по высоте (допуск для высоты верха болта 10 мм). После заливки бетона исправить положение болта трудно, поэтому исполнительную схему нужно составлять тщательно приочно закрепленной опалубке.

Верх бетона при заливке устанавливают по вынесенным на вертикальную плоскость опалубки и на анкерные болты проектным высотам.

С в а и н ы е ф у н д а м е н т ы. Забивку фундаментных свай производят после окончания земляных работ по котловану. Сваи располагают в один или несколько рядов и группируют их в различных местах котлована (кусты свай).

Для разбивки свайного поля теодолиты устанавливают над створными обносками по продольной и поперечной осям или натягивают проволоку на осевых гвоздях обносок. В пересечении осей фиксируют центр куста свай, после чего промерами рулеткой от осевых направлений (или проволок) разбивают центр каждой из свай куста. Погрешность разбивки свай в ряду или кусте выдерживают в пределах $\pm 0,1D$ ($1/3$, допуска), где D — диаметр свай, а предельную погрешность положения верха свай по высоте 10 мм относительно исходных реперов.

Для детальной разбивки центров свай в кустах от центральных точек применяют специальный шаблон — каркас с отверстиями, соответствующими расположению свай в кусте, и двумя мушками-целиками.

Шаблон устанавливают над центральной точкой, на глаз приводят его в горизонтальное положение, по мушкам-целикам ориентируют по разбивочной оси и через отверстия шаблона фиксируют положение центра свай.

Ориентирование шаблона может быть произведено визированием на глаз по мушкам-целикам на расстоянии 50 м. При погружении высоту одной из свай каждого куста устанавливают с помощью технического нивелира, а отметки на остальные переносят простейшим деревянным угольником или рейкой с уровнем. При линейном расположении свай по одной из разбивочных осей здания основной способ разбивки — оптическое визирование в сочетании с линейными измерениями в направлении разбивочной оси. В этом случае точность установки центра сваи в продольном направлении определяется погрешностями линейных измерений, а в поперечном — оптического визирования. Общая предельная погрешность в положении центра сваи диаметром 200 мм, как это нетрудно подсчитать, не будет превышать 20 мм.

После разбивки фиксируют на схеме положение центра каждой сваи в привязке к разбивочным осям, расстояния между соседними сваями, отклонение от проектного положения.

От параллельно смещенных осевых линий, закрепленных на обносках, производят разбивку контуров опалубки для бетонирования ростверков или разбивку контуров сборных ростверков с допуском 1 см.

После бетонирования ростверков в местах пересечения параллельно смещенных осей закладывают пластины 15×15 см. Возле этих знаков в поверхность ростверков закладывают скобы, обозначая осевое направление на них рисками. В дальнейшем, пользуясь проволокой, натянутой по скобам, производят установку на ростверке конструктивных элементов каркаса подземной части или стилобата здания.

ГЛАВА IX

ПЛНОВО-ВЫСОТНАЯ ОСНОВА НА ПЕРЕКРЫТИИ ПОДЗЕМНОЙ ЧАСТИ ЗДАНИЯ

§ 34. Переход от знаков внешней основы

При возведении высотных ансамблей и отдельных высоких зданий знаками внешней основы пользуются только в начальной стадии строительства.

При сооружении крупнопанельных или каркасно-панельных высотных зданий сразу же после монтажа первых этажей видимость с внешних знаков на фундамент прекращается. Между тем на перекрытии подземной части приходится производить большое количество точных разбивок. К точности монтажа конструкций высотных зданий, в частности каркаса здания, предъявляются высокие требования. Координаты крайних осей высотных каркасных зданий должны быть вынесены с точностью, указанной в табл. 5 ГОСТ 21779—76; между осями смежных колонн допуск составляет ± 1 — 2 мм. Кроме того, основное требование при возведении многоэтажного здания — точность совпадения строительных осей в вертикальной плоскости по всей высоте здания.

Железобетонная конструкция фундаментов высотных зданий подвержена температурным изменениям. Одна и та же ось, перенесенная с грунтовых знаков на фундамент или на каркас, в разное время занимает различное положение по отношению к этим знакам.

Знаки плановой геодезической основы необходимы для их последующей передачи на верхние ярусы непосредственно на исходном монтажном горизонте высотного здания. Плановая основа на исходном монтажном горизонте обеспечивает точные разбивки (в пределах допусков) с применением метода вертикального визирования (см. § 40) поэтажной соосности конструктивных элементов, устанавливаемых на одноименных проектных осях. Исходными для построения такой основы могут служить оси симметрии здания (при его значительных размерах) или его контурные оси.

Перенос осей на фундамент или перекрытие подземной части здания производят наклонным проектированием при помощи теодолита, установленного на одном из грунтовых знаков, путем непосредственного визирования при двух кругах на другой осевой знак. Обычно со знака внешней основы верхняя плита коробчатого фундамента или ростверк полностью не просматривается ввиду разности горизонтов, поэтому для непосредственного визирования на фундамент у бровки откоса намечают вспомогательные створные точки.

При пересечении и на концах осей в перекрытие закладывают металлические марки 100×100 мм с якорем так, чтобы они не находились под внешним рядом колонн или под стенами. При переносе неперпендикулярность главных осей допускается не более 3—4".

Определим, при каких условиях можно обеспечить такую точность. Отклонение направления оси из-за погрешности центрирования e теодолита над знаком или створной точкой и редукции визирной цели

$$m_{u, p} = \frac{ep''}{s} \sqrt{2}. \quad (\text{IX.1})$$

При $e = 0,6$ мм, $s = 60$ м (расстояние до марки на фундаменте)

$$m_{u, p} = \frac{0,6 \cdot 206265 \cdot 1,4}{60\,000} = 2,8".$$

Отклонение среднего положения оси из-за погрешности визирования при двух положениях вертикального круга будет

$$m_v = \frac{30''}{30 \times \sqrt{2}} = 0,7".$$

Точность перенесения оси на марку O , закрепляющую пересечение осей симметрии здания, учитывая, что теодолит устанавливают на каждом конце оси (без учета погрешностей исходных данных), будет

$$m_{O_{\text{прод, попер}}} = \frac{\sqrt{m_u^2 + m_v^2 + m_p^2}}{\sqrt{2}}. \quad (\text{IX.2})$$

Общая точность центра пересечения главных осей, выносимых с двух направлений от знаков внешней основы,

$$m_0 = \sqrt{m_{O_{\text{прод}}}^2 + m_{O_{\text{попер}}}^2} = \sqrt{2} m_{O_{\text{прод}}} = 4".$$

§ 35. Построение плановой основы на фундаменте

В рабочих чертежах все конструктивные элементы привязывают к проектным осям, параллельным главным осям здания, если фундамент имеет прямоугольную форму, или к основным осям прямоугольных частей зданий более сложной конфигурации, в которой крылья примыкают под углом к центральной части или здание имеет форму «раскрытой книги».

На прямоугольных фундаментах геодезическую плановую основу удобнее строить в виде прямоугольных четырехугольников, вершины которых находятся на пересечениях параллельно смешенных основных проектных осей. Такое построение исключает необходимость пользоваться при дальнейших разбивках непрямыми углами, дополнительными построениями и сложными вычислениями. Предварительное построение типовой основы на

прямоугольном фундаменте (рис. 107) производят, откладывая на концах продольной оси теодолитом прямые углы и по направлениям ca , ec , fb и fd — заранее вычисленные размеры Og и Oh . В полученных точках закладывают металлические марки и после прочерчивания на них рисок и вторичного откладывания нужных размеров кернуют точки a , b , c и d .

Размеры, задаваемые при проектировании высотных зданий и особенно каркаса, рассчитывают для определенной температуры железобетонного фундамента (начального монтажного горизонта) T° . Значение T при расчетах каркаса в период эксплуатации здания обычно принимается равным $+15^{\circ}$ С. Рулетка, прокомпарированная при температуре t , изменяется на величину $\Delta l = -0,0000125(15 - t^{\circ})l$. Если длину рулетки после компарирования привести к $t = +15^{\circ}$ С, то поправка Δl будет равна нулю.

Таким образом, при измерениях рулеткой, длина которой определена при расчетной температуре железобетона (каркаса), поправки за температуру не вводятся. Несмотря на то что температуры плиты фундамента, воздуха и рулетки в момент измерения различные, поправка не вводится, так как линейные измерения на плите фундамента производятся рулетками от пунктов точной плановой основы в пределах сравнительно небольших длин.

Построение плановой основы на исходном горизонте может быть осуществлено полигонометрическим ходом, методом триангуляции и способом строгого построения фигур.

Полигонометрический способ. Рассчитаем точность угловых измерений для типовой сети на прямоугольном фундаменте (см. рис. 107).

Погрешность измерения угла $m_{\beta} = m_{\delta} \sqrt{5}$, где m_{δ} — средняя квадратическая погрешность каждого источника погрешностей (инструментальной, собственно измерения, внешних условий, редукции, центрировки). При расчете, принимая длину хода $[S]$, точность T и считая, что влияние линейных и угловых погрешностей одинаковое, получаем

$$\frac{m_u}{[S]} = \frac{1}{T\sqrt{2}}; \quad \frac{m_{\delta}}{[S]} = \frac{1}{T\sqrt{2}\sqrt{5}} = \frac{1}{3T}, \quad (\text{IX.3})$$

где m_u — поперечная невязка хода.

Средняя погрешность в 2 раза меньше предельной, поэтому (в радианах)

$$\frac{m_{\delta}}{[S]} = \frac{1}{6T}$$

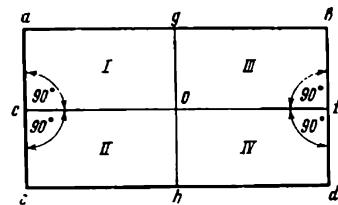


Рис. 107. Основа на прямоугольном фундаменте

и, следовательно, с такой точностью нужно учитывать влияние каждого источника погрешностей при угловых измерениях.

Так как средняя квадратическая погрешность измерения угла вытянутого полигонометрического хода

$$m_\beta = \frac{m_u}{[S]} \rho \sqrt{\frac{12}{n+3}}, \quad (\text{IX.4})$$

то аналогично допустимый размер влияния каждого фактора

$$\delta = \frac{m_\delta}{[S]} \rho \sqrt{\frac{12}{n+3}} = \rho \frac{1}{6T} \sqrt{\frac{12}{n+3}}, \quad (\text{IX.5})$$

где n — число сторон.

В рассматриваемой сети $n = 12$. Если принять $T = 10\,000$, то

$$\delta = \frac{206265}{6 \cdot 10\,000} \sqrt{\frac{12}{15}} = 3,0''.$$

При расчете инструментальных погрешностей следует учитывать ошибку округления отсчета и наклона оси вращения трубы. Погрешность каждого из измерений не должна превышать

$$m_{\delta_{\text{инстр}}} = \frac{1}{6T\sqrt{2}} \cdot \frac{!}{84000}.$$

Отсюда ошибка округления отсчета (в радианах)

$$m_{\text{окр}} = \frac{a}{2} \frac{1}{\sqrt{3}} = \frac{1}{84000}, \quad (\text{IX.6})$$

где a — наименьший интервал.

Отсюда

$$a = 2\sqrt{3}m_{\text{окр}} = \frac{2\sqrt{3} \cdot 206\,265}{84000} = 8,5''.$$

Следовательно, для измерения углов в такой сети должен быть применен 5-секундный теодолит. Погрешность от наклона оси вращения трубы при одинаковых углах наклона v линий, образующих угол, будет $y_u = 2i \operatorname{tg} \gamma$, отсюда

$$i'' = \frac{y_u}{2 \operatorname{tg} \gamma} \rho''. \quad (\text{IX.7})$$

Приравнивая влияние y_u величине $\frac{1}{6T\sqrt{2}}$ при $T = 10\,000$ и максимальных углах наклона в условиях работ на фундаменте $\gamma = 3^\circ$, получаем

$$i_{\max}'' = \frac{\rho''}{84000 \cdot 2 \operatorname{tg} 3^\circ} = \frac{\rho''}{8400} \approx 25''.$$

Влияние наклона оси вращения трубы на измеряемый угол $y_u = 2 \cdot 25 \cdot 0,05 = 2,5''$.

Влияние погрешности за внешние условия $\delta_{\text{внеш}} = \frac{\rho'}{6T} = 3,5''$.

Чтобы добиться этого, визирный луч не должен проходить ближе чем на 0,3 м конструкциям. Накаленные солнцем конструкции, испарения от поливаемого бетона могут сделать изображения нечеткими, поэтому для ослабления влияния внешних условий измерения углов летом следует производить утром и в конце дня.

Наиболее серьезно на результаты измерения углов влияют погрешности за редукцию и центрировку. Это влияние обратно пропорционально длинам сторон хода, что при расчете сети, образованной короткими сторонами, следует учитывать.

Влияние редукции определяется формулой (IX.5).

Для примерно равных сторон хода и углов, близких к 180° ,

$$m_{\delta_{\text{ред}}} = \rho \frac{e_1}{a}, \quad (\text{IX.8})$$

где e_1 — линейная величина редукции; a — длина стороны.

Так как

$$\rho \frac{e_1}{a} = \frac{\rho}{6T} \sqrt{\frac{12}{n+3}},$$

то

$$e_1 = \frac{a}{6T} \sqrt{\frac{12}{n+3}},$$

а для углов, близких к 90° ,

$$e_1 = \frac{a}{6T} \sqrt{\frac{12}{n+3}} \sqrt{2}.$$

Для сторон средней длины (30 м) $T = 10\,000$ и $n = 12$

$$e_1 = \frac{30\,000}{60\,000} \sqrt{\frac{12}{15}} \sqrt{2} = 0,75 \text{ мм.}$$

Погрешность центрирования для вытянутого хода $\delta_{\text{центр}} = \rho e \frac{\sqrt{2}}{a} = \frac{\rho}{6T} \sqrt{\frac{12}{n+3}}$, отсюда для углов $\approx 90^\circ$

$$e = \frac{a}{6T} \sqrt{\frac{12}{n+3}} = \frac{30\,000}{60\,000} \sqrt{\frac{12}{15}} = 0,5 \text{ мм.}$$

Такие предельные величины редукции и центрировки практически с трудом обеспечиваются при помощи оптического центрира. Если принять в приведенном расчете $T = 25\,000$, то $e = 0,2 \text{ мм.}$

Отсюда следует сделать вывод, что при таких коротких сторонах, какие в условиях многоэтажного строительства определяются габаритами фундаментов, точность сети выше 1 : 10 000 ($e <$

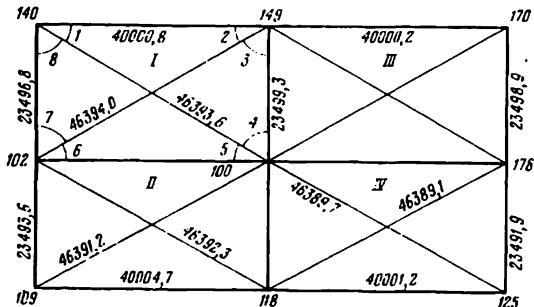


Рис. 108. Микротрилатерация на фундаменте (измеренные стороны)

$< 0,5$ мм) может быть обеспечена лишь с применением принудительного центрирования теодолита и целей, что значительно усложнит производство работ.

В условиях строительства всегда можно с большой точностью измерить на плите фундамента все линии, что дает возможность обойтись без измерения углов.

Способ трилатерации. Сущность метода трилатерации изложена в главе II. Рассмотрим применение этого способа к типовой сети на прямоугольном фундаменте (рис. 108) (из практики строительства высотного здания МГУ).

Для получения приведенных размеров сторон треугольников были произведены следующие действия.

Из центральной точки 100 — пересечения главных осей корпуса — отложены линии 100—102 и 100—178 размером 40 м. Затем под прямым углом из точки 100, а также из полученных на марках точек 102, 178 отложено (без введения поправок) расстояние 23,490 м для получения точек 118, 125 и 109 и 23,500 м для точек 149, 170, 140, после чего со средней точностью 1 : 50 000 измерены расстояния.

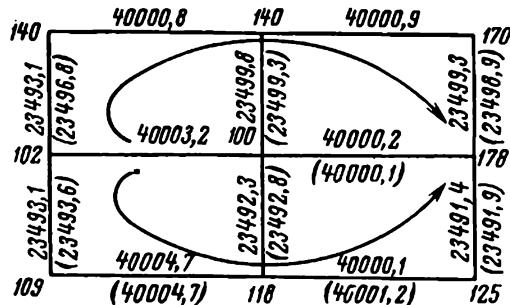
Вычисления углов, их предварительное уравнивание на станции, уравнивание каждого геодезического четырехугольника и определение окончательных длин сторон произведены по способу, изложенному в § 7.

Величина свободного члена преобразованного бокового условия уравнения $v = \sum \lg \sin_{\text{четн. угл}} - \sum \lg \sin_{\text{нечетн. угл}}$ (при нумерации углов в геодезических четырехугольниках по часовой стрелке) оказалась в пределах от +14 до +23. Допустимую величину v_{\max} можно подсчитать при помощи средних квадратических погрешностей определения углов, ранее выведенных для углов 30° и 60° (см. § 6). Эти погрешности соответственно равны 6,6 и 20''. Так как в четырехугольнике углы 1, 2, 5 и 6 примерно равны 30°, а углы 3, 4, 7 и 8 равны ≈ 60°, то

$$v_{\max} = \sqrt{\sum_1^8 m^2} = \sqrt{4 \cdot 6,6^2 + 4 \cdot 20,0^2}.$$

отсюда $v_{\max} = \sqrt{174,24 + 1600} = 42,1$.

Рис. 109. Микротрилатерация на фундаменте (получение координат узловой точки)



В нашем примере $v < 23$, следовательно, длины сторон, по которым вычислены углы четырехугольника, измерены с высокой точностью.

В главе II указано, что при уравнивании углов геодезического четырехугольника, близкого к прямоугольному, достаточно производить лишь упрощенное уравнивание и вводить в вычисляемые углы только первичные поправки.

После уравнивания всех геодезических четырехугольников сети в нашем примере вычислены длины сторон, где за исходную принята сторона 100—102 (базис). Результаты вычислений приведены на рис. 109.

Измеренные длины линий показаны в скобках, над ними — уравненные (вычисленные по уравненным углам). Сравнивая их, можно заметить, что длины линий изменились весьма незначительно (до 1,1 мм в линии 118—125). В условной системе координат для данной сети оси расположены с началом координат в точке 100 с принятым значением $x_{100} = 2000$ м, $y_{100} = 2000$ м.

Координаты точки 178, как узловой, вычислены обычным путем по уравненным углам и длинам сторон от точки 100 по трем ходам: 1) 100—102—140—170—178; 2) 100—102—109—118—125—178; 3) 100—178. Для вычисления координат азимут линии, принимаемый за узловой (здесь 178—170), вычисляют из трех ходов с учетом их весов.

Полученные значения координат точки 178 приведены в табл. 31.

$$x_{178} = 2000002 + \frac{(0,4 \cdot 8) + (0,2 \cdot 8) + (0,4 \cdot 25)}{8 + 8 + 25} = 2000002,4;$$

$$y_{178} = 2040000 + \frac{(1,1 \cdot 8) - (0,7 \cdot 8) + (0,2 \cdot 25)}{41} = 2040000,2.$$

Так как все три значения координат незначительно отличаются одно от другого, то вычисленное их среднее по весам или среднее арифметическое дают одинаковые результаты. По среднему значению координат точки 178 вычислены координаты остальных точек сети.

Таблица 31

Ход	<i>x</i>	<i>y</i>	Вес хода
1	2000002,4	2040001,1	8
2	2,2	39999,3	8
3	2,4	40000,2	25

Максимальное изменение длины линии (по сравнению с данными измерений), найденное в процессе уравнивания, получилось в линии 118—125, где $\Delta s = 1,1$ мм составляет 1/40000 длины линии.

Для удобства пользования полученной системой необходимо перекерновать (сместить точки на марках) так, чтобы пункты геодезической основы образовали прямоугольный четырехугольник.

На рис. 110 изображена сеть геодезической основы на фундаменте высотного 32-этажного здания. Это здание возведено из сборных железобетонных и металлических конструкций, причем при геодезическом обслуживании строительно-монтажных работ был использован опыт возведения высотных зданий первой очереди.

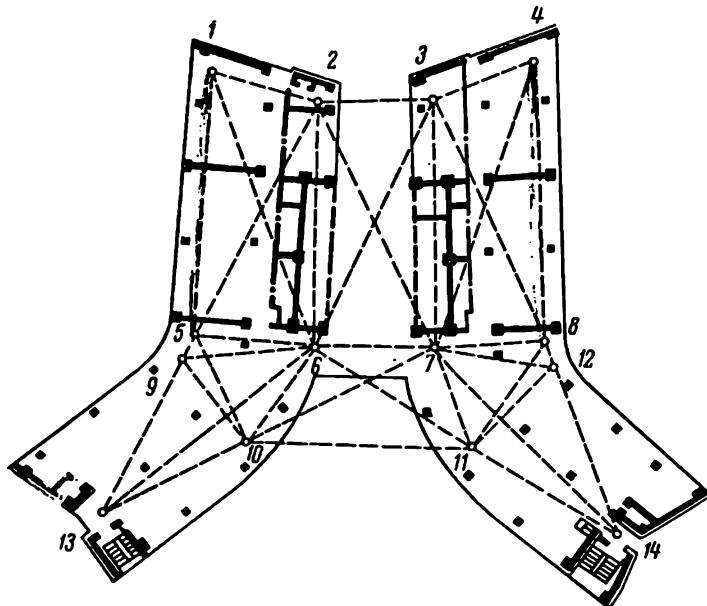


Рис. 110. Плановая основа на фундаменте административного здания

После разбивки осей здания от пунктов полигонометрии первого разряда, проложенных между пунктами городской полигонометрии, и закрепления осей монолитами и частично рисками на окружающих зданиях (разбивка осей выполнена с допуском 5 мм в расстояниях между смежными осями), оси сооружения перенесены на верхнюю плиту коробчатого железобетонного фундамента. При переносе был применен способ визирования с закреплением осей на металлической створной обноске. От этих осей на заранее запроектированные места, в которые закладывали металлические марки, были перенесены параллельно смещенные (на 1 м) оси. Места марок выбирали так, чтобы над ними по вертикальной линии можно было в каждом перекрытии сделать отверстия 200×200 мм. На марки переносили точки пересечения параллельно смещенных осей и измеряли линии между ними 24-метровой инварной лентой. После уравнивания полученной сети микротрилатерации, представляющей собой цепочку геодезических четырехугольников, их редуцировали в проектное положение. После контрольных измерений сторон сети (с допуском 1 мм) пункты основы закрепляли окончательно. Средняя квадратическая погрешность положения пунктов не превышала 1 мм.

Геодезической основой для монтажа на всех ярусах служили пункты трилатерации на фундаменте, перенесенные на соответствующий ярус через отверстия в перекрытии методом вертикального визирования (см. § 40).

§ 36. Способ точного построения фигур

В практике работ на начальном монтажном горизонте часто невозможно измерить диагонали четырехугольников. В таких случаях развитие плановой основы обеспечивается способом точного построения фигур сети.

Точность угловых и линейных отложений в общем случае определяется следующими факторами:

- применяемым способом измерений;
- удаленностью наиболее слабого места геодезической сети от исходных пунктов (числа пунктов между исходным и наиболее удаленным);
- возможностью контрольных измерений.

При строгом построении фигур применяют полярный способ или прямую угловую (линейную) засечку.

Известно, что точность разбивки точки полярным способом зависит от точностей исходных данных (опорных пунктов), откладывания заданного угла α , откладывания заданной длины линии и фиксирования выносимой точки.

Средняя квадратическая погрешность построения точки собственно полярным способом

$$m_1 = \sqrt{\frac{s^2}{\rho'^2} m_{\alpha}''^2 + m_s^2 + m_{\text{фикс}}^2}, \quad (\text{IX.9})$$

m_s , m_α'' , $m_{\text{фикс}}$ — соответственно средние квадратические погрешности отложения линии, угла и фиксирования точки.

С учетом влияния погрешности исходных данных

$$m = \sqrt{m_{\text{исх}}^2 + m_1^2}, \quad (\text{IX.10})$$

где $m_{\text{исх}}$ — средняя квадратическая погрешность взаимного положения опорных пунктов.

При включении в ход с примерно равными сторонами нескольких точек, каждая из которых разбивается полярным способом, средняя квадратическая погрешность построения точки с номером n будет $m_n = m_1 \sqrt{n}$.

Расстояние между двумя точками геодезической сети, каждая из которых построена полярным способом, в общем случае будет характеризоваться средней квадратической погрешностью

$$m_l = m_1 \sqrt{n_1 + n_2}, \quad (\text{IX.11})$$

где n_1 и n_2 — число определяемых пунктов по ходам до первой и второй искомых точек.

С учетом погрешностей взаимного положения пунктов исходной основы

$$m_l = \sqrt{m_{\text{исх}}^2 + m_1^2 (n_1 + n_2)}. \quad (\text{IX.12})$$

Если принять допустимую относительную погрешность определяемой линии равной $\frac{m_l}{l} = \frac{1}{T}$, то средняя квадратическая погрешность определения точки полярным способом не должна превосходить

$$m_1 \leq \sqrt{\frac{l^2}{T^2 (n_1 + n_2)} + \frac{m_{\text{исх}}^2}{n_1 + n_2}}$$

или для погрешности собственно полярного способа

$$m_1 \leq \frac{1}{T \sqrt{n_1 + n_2}}, \quad (\text{IX.13})$$

где T — знаменатель относительной погрешности.

Из формулы (IX.13) следует, что средняя квадратическая погрешность собственно построения точки полярным способом пропорциональна длине определяемой линии и должна быть тем меньше, чем больше число последовательно определяемых точек и выше допустимая точность искомой линии.

Для определения допустимых величин средних квадратических погрешностей, входящих в правую часть формул (IX.9) и (IX.10), находим

$$\frac{1}{T \sqrt{n_1 + n_2}} \geq \sqrt{\frac{s^2}{\rho''^2} m_\alpha''^2 + m_s^2 + m_{\text{фикс}}^2}. \quad (\text{IX.14})$$

Для предварительных расчетов применим принцип равных влияний, положив

$$\frac{s}{\rho''} m_a'' \approx m_s \approx m_{\text{фикс}} = m_x,$$

тогда

$$3m_x^2 \leq \frac{l^2}{T^2(n_1 + n_2)} \text{ и } m_x \leq \sqrt{\frac{1}{3} \left[\frac{l^2}{T^2(n_1 + n_2)} \right]}. \quad (\text{IX.15})$$

Если понизить влияние какой-либо из составляющих погрешностей (более точно откладывать угол или линию, тщательнее фиксировать точку), то в принцип равного влияния можно внести корректизы.

- Для типовой схемы, изображенной на рис. 107, створ *fOe* и перпендикулярный к нему *gOh* выносят на фундамент с точек внешней геодезической основы.

Полученная точка *O* — центр системы — принимается как исходная для дальнейших построений. На марках, заложенных в предварительно намеченных местах, кернуют точки *f* и *e*. Над этими марками устанавливают теодолит 2—5" точности с оптическим центриром, которым при двух положениях круга задают прямые углы *Ofb* и *Ofd* с точки *f* и *Oea*, *Oec* с точки *e*. На марках *b* и *d* в створе линии *fb* и *fd* кернуют точки *b* и *d*, на марках *c* и *a* прочерчивают створы *ea* и *ec*. Теодолит устанавливают над маркой *b* и откладывают прямой угол *fba*. Точка *a* получается в месте пересечения ранее намеченного на марке створа *ea* и створа линии *ba*. Таким же образом, откладывая прямой угол в точке *d*, фиксируют на пересечениях створов *ec* и *dc* точку *c*. Одновременно с точки *b* прочерчивают створ линии *ba* на марке, заложенной в *g*, а с точки *d* — створ *dc* прочерчивают на марке *h*. Теодолит переносят на центр *o*, откуда задан прямой угол к линии *fe*, и в местах пересечения створов *og* с *ba* и *oh* с *dc* кернуют точки *g* и *h*. Между полученными таким образом точками точно измеряют расстояния *fb*, *bg*, *ga*, *eo*, *of*, *ec*, *ch*, *hd* и *df*.

Результаты измерений линий и углов в точках *a* и *c* показывают прямоугольность системы даже без диагоналей, так как опасность построения параллелограмма вместо прямоугольника при указанной последовательности откладывания прямых углов в ряде точек системы исключается.

Преимущество этого способа заключается в том, что он освобождает от измерения диагоналей и вычислительных работ при решении геодезических четырехугольников. Координаты построенных точек получаются сразу же после откладывания линий и без перекерновки точек, промерами на соответствующих створах устанавливают промежуточные марки и закрепляют на них строительно-монтажные оси сооружения.

Определим точность результатов, полученных по этому способу. При откладывании прямого угла на точке *f* теодолит может

быть процентрирован с точностью 0,5 мм, следовательно, погрешность центрирования при средней линии 50 м

$$m_u = \frac{ep''}{s} \sqrt{\frac{3}{2}}; \quad m_u = \frac{0,5 \cdot 206265}{50\,000} \sqrt{\frac{3}{2}} = 2,5''.$$

Редукция при наведении трубы непосредственно на острое карандаша также может быть выдержана в пределах 0,5 мм. Такая же точность обеспечивается, если марка оказывается закрытой для непосредственной видимости при установке над ней жесткого центрира.

Следовательно,

$$m_r = \frac{ep''}{s} \sqrt{\frac{1}{2}};$$

$$m_r = \frac{0,5 \cdot 206265}{50\,000} \sqrt{\frac{1}{2}} = 1,5''.$$

Погрешность отложения заданного угла для 2-секундного теодолита может быть принята $m_{отл}'' = 2''$. Общая инструментальная погрешность $\approx 2''$.

Следовательно, погрешность угла в точке f составит

$$m_{cp}'' = \sqrt{2,5''^2 + 1,5''^2 + 2''^2 + 2''^2} = 4'',$$

а поперечный сдвиг точки b

$$\Delta b_{попер} = \frac{4 \cdot 50\,000}{206\,265} = 1,0 \text{ мм.}$$

Сдвиг точки a по поперечной линии ca из-за второго построения прямого угла в точке b составит

$$\Delta s_{попер} = 1,0 \sqrt{1 + 2^2} \approx 2,2 \text{ мм.}$$

Продольный сдвиг точки a по линии ab определяется погрешностью откладываемого угла в точке e , т. е. $\Delta s_{прод} = 1,0$ мм, и общий сдвиг точки a примерно будет

$$\Delta s = \sqrt{2^2 + 1^2} \approx 2,2 \text{ мм.}$$

Относительная погрешность в линии ea (на ее длину влияет только поперечный сдвиг точки a) составит $\frac{2,2}{50\,000} \approx \frac{1}{22\,000}$, что вполне удовлетворяет техническим условиям. Построение точек a, b, c, d может быть видоизменено совмещением откладывания прямых углов на концах базисной линии ef с откладыванием по створу полученных линий ea и bf соответственно равных отрезков заранее намеченной длины.

Точность построения этих точек 2-секундным теодолитом в этом случае ориентировочно определяется по формуле

$$m = \sqrt{m_s^2 + \left(\frac{m_\beta}{\rho} s\right)^2}. \quad (\text{IX.16})$$

В рассматриваемой сети $s_{:a} = 30\ 000$ и линии измеряются с точностью $1 : 50\ 000$, поэтому $m_s = \frac{30000}{50000} = 0,6$ мм, $m_\beta = 4''$ (см. выше погрешность угла в точке f).

Отсюда

$$m = \sqrt{0,6^2 + \left(\frac{4,0 \cdot 30\ 000}{206\ 265}\right)^2} = 1,0 \text{ мм},$$

что вполне удовлетворяет требованиям.

Определим средние квадратические погрешности отложения угла m_α'' , отложения расстояния m_s и фиксирования точки $m_{\text{фикс}}$ для геодезической сети, приведенной на рис. 110.

В этой сети за исходную примем сторону $1-5$. Поставим задачу: пункты стороны $4-8$ построить в натуре с относительными погрешностями

$$\frac{1}{T_{4-8}} = \frac{1}{10\ 000} \text{ и } \frac{1}{T_{4-8}} = \frac{1}{25\ 000}.$$

Здесь $l_{4-8} = 22\ 694$ мм, $n_1 = 3$, $n_2 = 3$.

По формуле (IX.15) для $T_{4-8} = 10\ 000$

$$m_x \leq \frac{22694 \text{ мм}}{10\ 000} \sqrt{\frac{1}{3(3+3)}} = 0,53 \text{ мм};$$

$$m_s \approx m_{\text{фикс}} \approx 0,53 \text{ мм}.$$

При средней длине откладываемой линии по ходу $1-4$ и $5-8$ $s = 10\ 000$ мм средняя квадратическая погрешность отложения угла должна быть не более

$$m_\alpha'' \leq \frac{0,53 \text{ мм} \cdot 206\ 265''}{10\ 000 \text{ мм}} = 11''.$$

Для $T_{4-8} = 25\ 000$ m_x соответственно будет в 2,5 раза меньше, т. е.

$$m_s \approx m_{\text{фикс}} \approx \frac{0,53}{2,5} = 0,21 \text{ мм}$$

и

$$m_\alpha'' \leq \frac{11''}{2,5} = 4,4''.$$

Чтобы обеспечить такую точность отложения угла и заданную относительную погрешность линии, полученной после построения

точек 4 и 8, $\frac{1}{l} = \frac{1}{25000}$ (длина этой линии является контрольной), целесообразно применять средний оптический теодолит типа Т2.

Отложение расстояний необходимо выполнить компарированной стальной рулеткой с миллиметровыми делениями с соблюдением всех правил точных линейных измерений, а визирование выполнять на тонкую шпильку, установленную на риске марки. Для точек 13 и 14 (см. рис. 110), наиболее удаленных от исходной стороны, $n_{5-13} = 2$ и $n_{5-14} = 4$ с учетом средних расстояний между определяемыми точками по ходам; выполненный выше расчет также остается справедливым.

Рассмотрим применяемый при строгом построении фигур способ прямой угловой засечки.

Известно, что точность определения точки прямой угловой засечкой обусловливается точностью измерения углов и фигуры засечки. Средняя квадратическая погрешность определения искомой точки составляет

$$m = \frac{m''_{\alpha, \beta}}{\rho'' \sin \gamma} \sqrt{a^2 + b^2}, \quad (\text{IX.17})$$

где m'' — средняя квадратическая погрешность измерения угла; γ — угол засечки; a, b — длины сторон засечки.

Ориентировочно будем считать, что угол засечки не меньше 30° , а средняя длина стороны засечки 20 000 мм. Подставив принятые значения величин в формулу (IX.17), получим

$$m = \frac{m''_{\alpha, \beta}}{206265'' \cdot 0,5} \sqrt{2 \cdot 20000^2} = m''_{\alpha, \beta} \frac{20000 \sqrt{2}}{206265'' \cdot 0,5} = 0,27 m''_{\alpha, \beta} \text{ мм.}$$

Если точки 2 и 6 (см. рис. 110), полученные засечкой с исходных точек 1 и 5, будут характеризоваться средними квадратическими погрешностями $m_{2,6}'' = 0,27 m''$ (мм) каждая, то точки 3 и 7, определенные с точек 2 и 6, будут приближенно иметь среднюю квадратическую погрешность:

$$m_{3,7}^2 = (m_{2,6}'' \sqrt{2})^2 + m_{2,6}^2 = 3m_{2,6}^2,$$

$$m_{3,7} = m_{2,6}'' \sqrt{3} = 0,47 m''_{\alpha, \beta} \text{ мм.}$$

Для точек 4 и 8:

$$m_{4,8}^2 = (m_{3,7}'' \sqrt{2})^2 + m_{2,6}^2 = 6m_{2,6}^2 + m_{2,6}^2 = 7m_{2,6}^2,$$

$$m_{4,8} = m_{2,6}'' \sqrt{7} = 0,71 m''_{\alpha, \beta} \text{ мм.}$$

Очевидно, в этом случае относительная средняя квадратическая погрешность в длине линии 4—8 будет равна

$$\frac{m_4}{l_{4-8}} = \frac{0,71 m''_{\alpha, \beta} \sqrt{2}}{l_{4-8}} = \frac{m''_{\alpha, \beta}}{l_{4-8}} \cdot$$

На основании полученного соотношения и исходя из допустимой относительной погрешности определения линии 4—8, равной $\frac{1}{10\,000}$ и $\frac{1}{25\,000}$, находим, что средняя квадратическая погрешность откладывания проектной величины угла должна быть не более

$$m''_{\alpha, \beta} < \frac{22\,694}{10\,000} = 2,3''; \quad m'_{\alpha, \beta} < \frac{22\,694}{25\,000} = 0,9''.$$

Такая точность откладывания углов для $T = 10\,000$ трудно достижима, а для $T = 25\,000$ практически неосуществима.

Полученные результаты позволяют сделать вывод о том, что полярный метод строгого построения фигур для приведенной выше геодезической основы предпочтительнее способа прямой угловой засечки.

§ 37. Измерение линий на фундаменте

Измерение линий геодезической основы на бетоне следует выполнять на весу компарированными на стационарном компараторе инварными проволоками или лентами, а при отсутствии последних компарированными 20-метровыми рулетками с миллиметровыми делениями. Измерение может производиться и непосредственно на бетоне, между кернами на марках, с натяжением ленты динамометром.

Так как марки плановой основы при сооружении высотного здания расположены сравнительно близко одна к другой и в значительном количестве, то для центрирования над точкой при измерении линий и визировании рекомендуется применять жесткий штанговый центрир (рис. 111), легко и точно устанавливаемый одним рабочим.

Штанговый центрир. Основная часть прибора — металлическая штанга диаметром 12—15 мм и длиной 500—700 мм. Штанга пропущена через центр перпендикулярного к ней диска, на котором находятся два уровня с ценой деления $\tau = 1'$. Уровни

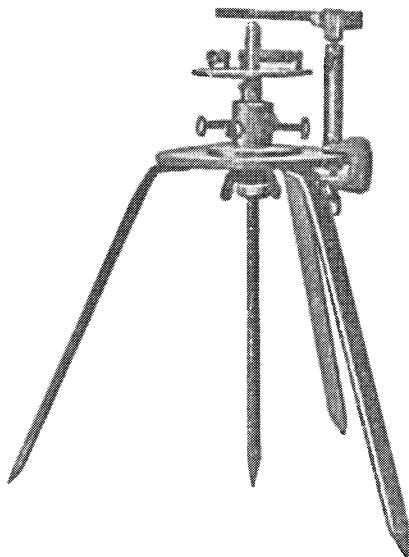


Рис. 111. Штанговый центрир

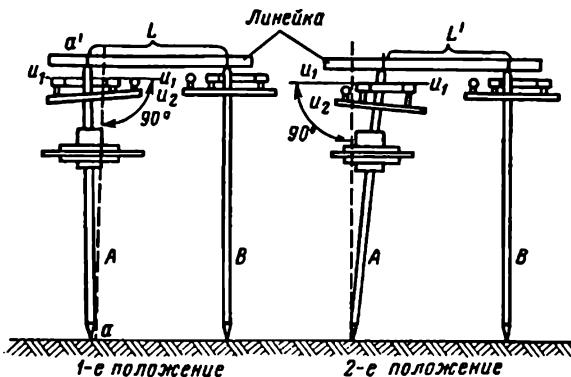


Рис. 112. Выверка штангового центрира

расположены перпендикулярно один к другому. Один конец штанги заострен, а другой заканчивается сферической поверхностью с нанесенным на ней перекрестием. Штанга заостренным концом устанавливается в керн на марке. При помощи четырех боковых наводящих винтов, которые проходят через втулку, расположенную под диском, и упираются своими концами в штангу в верхней ее части, пузырек каждого уровня приводят на середину ампулы. При таком положении уровня ось штанги устанавливается вертикально. Ось штанги — прямая линия, соединяющая острие одного конца штанги с центром перекрестья, нанесенного на другом ее конце. Штанга проходит через верх металлического треножника (штатива). Основное условие для правильной работы штангового центрира — перпендикулярность оси каждого уровня к оси штанги.

Проверка этого условия выполняется следующим образом.

Проверяемый центрир *A* (рис. 112) устанавливают над точкой, уровни приводят на середину, а на расстоянии 0,5—0,7 м ставят другой центрир *B*, у которого штанга закреплена в вертикальном положении. У центрира *A* проверяемый уровень *u₁* поворотом штанги устанавливают параллельно направлению с *A* на *B*, после чего штангу у центрира *A* закрепляют. Стальной рулеткой с миллиметровыми делениями делают замер с точностью до 0,1 мм и записывают расстояние *l* между центрами перекрестьй *A* и *B*, после чего штангу проверяемого центрира *A* открепляют и поворачивают на 180° вокруг своей оси, а уровень *u₁* снова приводят на середину. Вторичный замер расстояния *l₁* между перекрестьями на штангах не должен расходиться с первым, в противном случае ось проверяемого уровня не перпендикулярна к оси штанги.

Разность *j* — *j₁*, полученная при промерах, — результат двойной погрешности неправильного положения оси уровня. Для исправления наводящими винтами передвигают наполовину отклонения $\frac{l - l_1}{2}$ верх штанги центрира (перекрестье устанавливают на расстоянии $\frac{l_1 + l}{2}$ от центрира *B*), после чего уровень *u₁*

исправительными винтами приводится на середину. Измерения при обоих положениях уровня и исправление его производят до полной сходимости результатов промеров. Аналогично поверяют и исправляют положение второго уровня u_2 .

Проверку производят два исполнителя, так как положение штанг обоих центриров должно определяться одновременными отсчетами по линейке.

Указанная проверка может быть выполнена специальным прибором весьма простой конструкции. Прибор представляет собой металлический стержень-стойку, прикрепляемую к головке штатива штангового центрира зажимным винтом. Вверху к стойке (под прямым углом) приделана линеека с миллиметровыми делениями. Линеека свободно вращается вокруг своей оси и оси стойки и может быть установлена на требуемой высоте.

Для проверки перпендикулярности уровней к оси штанги прикрепляют прибор к треноге центрира и устанавливают линееку прибора над перекрестием на штанге. Поверяемый уровень приводят на середину, после чего штангу поворачивают на 180° . При обоих положениях штанги производят отсчет по линееке прибора. Уровень исправляют после приведения штанги на средний отсчет по линееке. При помощи такого прибора центрир поверяет один исполнитель. Проверенный центрир обеспечивает высокую точность центрирования над точкой при измерении линии и незначительную величину редукции при визировании на него.

Нетрудно подсчитать точность работы таким центриром. При длине штанги 0,7 м и отклонении одноминутного уровня на одно деление отклонение верха штанги от вертикали составляет

$$x = \frac{\tau' l}{\rho'} = \frac{1' \cdot 700 \text{ мм}}{3438'} = 0,2 \text{ мм.}$$

Учитывая погрешность изготовления штанги, точность центрирования над точкой составляет от 0,4 до 0,5 мм.

§ 38. Разбивочная и высотная основы на начальном монтажном горизонте. Подготовительные работы для установки каркаса здания

Способ закрепления промежуточных разбивочных осей. Дальнейшее развитие плановой геодезической основы на железобетонной плите необходимо для закрепления марками по контуру и на площасти поверхности фундамента всех или значительной части строительно-монтажных осей, на которых устанавливают колонны каркаса здания или другие конструктивные элементы. Для этой цели в заранее запроектированных местах по створам контурных линий основы закладывают металлические марки указанного типа. Положение таких марок рассчитывают, зная координаты каждой точки основы

(см. рис. 107), а также расстояния от промежуточных параллельно смещенных осей до продольной и поперечной осей корпуса. Места закладки марок размечают при помощи 30-секундного теодолита и рулетки. Марки цементируют в уровень с поверхностью бетона и после схватывания цементного раствора наносят на них створные риски при помощи оптического теодолита. Для этого теодолит последовательно центрируют над точками *a* и *d* (см. рис. 107) и биссектрисы сетки нитей направляют непосредственно на керн марок *c* и *b* или на ось жесткого центрира, установленного на этих марках. Риски на марках прочерчивают при двух положениях круга теодолита и в произвольном месте риски набивают точку — керн.

Для измерений над каждой из двух смежных марок устанавливают жесткие центриры таким образом, чтобы острие штанги помещалось в накернованной на марке точке; при этом верх штанг при помощи уровней приводят в вертикальное положение. Пролеты между центрирами (или кернами на марках) измеряют инварной лентой или стальной рулеткой с миллиметровыми делениями в прямом и обратном направлениях при 3—4 сдвигах рулетки. Максимальное отклонение между длинами пролета, полученными при смещениях рулетки, допускают 0,5 мм.

Определение длин пролетов между осями марок. При обработке результатов измерений вводятся все необходимые поправки. Полученные расстояния записывают на схеме, на которой показывают невязку Δs — разность между суммарной длиной линии и ранее полученным расстоянием *ac*. Если относительная невязка не превышает 1 : 25 000, то она распределяется между промежуточными пролетами пропорционально их длине. Такие же вычисления производят по линиям *ab*, *gh* и т. д. Окончательные расстояния между марками показывают на схеме рядом с проектными размерами пролетов между строительно-монтажными осями. Сопоставив эти размеры с полученными в натуре, вычисляют величину смещения кернов, между которыми производилось измерение, в проектное положение. При вычислении смещения каждой последующей точки нужно учитывать вычисленное смещение предыдущей.

Смещение точек в проектное положение (перекерновку) следует производить при тщательном визировании при помощи теодолита, применяя циркуль и масштабную линейку. Марки с перекернованными на проектные оси точками окрашивают яркой краской, после чего производят контрольные измерения полученных осевых пролетов.

При получении после вторичной обработки результатов, тождественных проекту, насыкают зубилом треугольники так, чтобы керны являлись их центрами.

Высотная основа на начальном монтажном горизонте. Высотная основа на фундаменте предназначена для обеспечения рабочими высотами всех стадий работ по возведению высотного здания. Реперы основы устанавливают

на площадке начального монтажного горизонта и определяют их абсолютные отметки с высокой степенью точности.

Особенно высокая точность установки предусматривается для металлического каркаса уже с первой стадии его возведения. Технические условия допускают отклонение фактических высот центров строганых поверхностей плит, на которые устанавливают колонны, от проектных в пределах 1 мм, а наклон поверхности плиты в любом направлении не более 0,0006. Это значит, что при размерах $1,0 \times 1,0$ м разность центра и угла плиты на длину полудиагонали в 0,7 м составляет $\Delta h = 700 \cdot 0,0006 = 0,42$ мм. Такой же допуск определен требованиями при безвыверочном монтаже каркасов промышленных зданий (см. § 27).

Эти требования могут быть выдержаны при наличии на плите фундамента достаточного числа реперов, определяемых высокоточным нивелированием.

В основу расчета расстояния между реперами можно принять допуск максимального отклонения высот центров всех плит от проектного уровня 1 мм. Действительно, чтобы обеспечить разность высот центров плит, устанавливаемых порознь от двух реперов двумя группами в пределах 1 мм, средние квадратические погрешности нивелирования и исходных данных (определения высот реперов) не должны превышать в сумме 0,5 мм.

Если принять погрешности нивелирования примерно равными погрешностям исходных данных, то основную погрешность нивелирования — суммарную погрешность взглядов на каждую рейку, установленную на репер и опорную плиту, следует ограничить величиной

$$m_{\text{нав}_{\text{пр}}} := \frac{0,25}{\sqrt{2}} = 0,18 \text{ мм.}$$

В § 29 показано, что при средней квадратической погрешности $m_{\text{нав}} = 0,1$ мм расстояние от нивелира до репера $s = 14,5$ м.

Число реперов, необходимое для установки на поверхности фундамента, имеющей площадь F , можно рассчитать по формуле $\frac{F, \text{ м}^2}{660 \text{ м}^2}$, где 660 м^2 примерно равно площади круга при $r = 14,5$ м.

В качестве реперов на фундаменте можно использовать анкерные болты, на которые устанавливают плиты, штыри, заложенные в тело бетона для наблюдений за осадкой зданий (осадочные марки), или специально закладываемые (несколько ниже поверхности бетона) стержни со сферической головкой, закрываемые отрезком металлической трубы с крышкой. Если в качестве репера используется верх анкерного болта, то его предварительно опиливают напильником и навинчивают предохранительную металлическую крышку-стакан. Болт и крышку окрашивают в яркий цвет.

Высоты реперов должны быть определены нивелированием II класса с предельной погрешностью их взаимного положения 0,25 мм с обязательной постановкой нивелира на равных расстояниях от реек.

Средние превышения между реперами вычисляют с точностью до 0,1 мм. Всю сеть реперов на фундаменте привязывают к 2—3 реперам внешней основы (желательно глубинным).

После окончания проверки полевых журналов, камеральной обработки, подсчета окончательной невязки в ходах и составления исполнительной схемы сеть уравнивают по методу проф. Попова. Полученные в результате уравнивания высоты считаются незыблыми на весь период строительства. Это значит, что осадка сооружения при дальнейшем высотном обеспечении строительно-монтажных работ не должна приниматься во внимание. Это предложение автора [42] вошло в СНиП III—2—75 (см. главу II, п. 3.8).

§ 39. Планово-высотная установка опорных плит металлического каркаса

Для строительства уникальных высотных зданий широко применяются металлические конструкции.

Масса здания вместе с металлическим каркасом передается на фундамент через опорные стальные плиты (слябы), устанавливаемые под каждой колонной. Для установки слябов на верхней плате коробчатого фундамента служат анкерные болты (см. § 33). Отверстия в плитах позволяют регулировать их положение в проектных осях. Опорные плиты — основа каркаса; от их установки в значительной степени зависят геометрическое положение всего каркаса высотного здания и распределение нагрузок, передаваемых через них на фундамент. Отклонения расстояния между центрами плит от проекта допускаются в пределах 2 мм, а расхождение между проектной и фактической высотами центра плиты 1,5 мм. Допустимые величины поворота плиты относительно проектных осей, отклонения продольной или поперечной оси, вынесенной на сляб, от проектного положения и уклона поверхности плиты по проектным осям указаны в § 28.

После закрепления на фундаменте здания проектных осей колонн знаками точной геодезической основы и развития сети высотных реперов устанавливают опорные плиты в плане и по высоте с точностью, обеспечивающей указанные допуски.

Учитывая несоответствие требований точности установки и неточности изготовления плиты, автором был предложен и осуществлен расчлененный способ установки плит (см. § 29).

Перенос разбивочных осей на опорные плиты. Закрепление осей на плате для колонн прямоугольного сечения показано в § 28.

В практике возведения высотных зданий металлические колонны могут иметь и крестообразное сечение. Перья колонн такого сечения расположены в плане под углом 45° к проектным осям AA' и BB' (рис. 113), которые закрепляют четырьмя точками

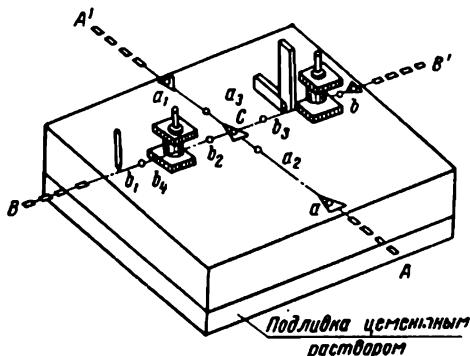


Рис. 113. Построение осей на плите для крестообразной колонны

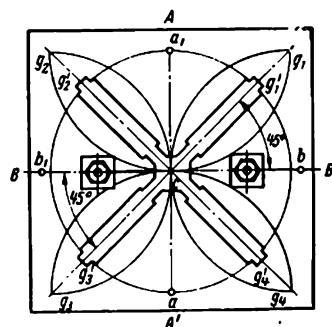


Рис. 114. Построение осей перьев на плите крестообразной колонны

в продольном и четырьмя в поперечном направлениях. Накерненные точки a_2 , a_3 , b_2 и b_3 нужны для фиксирования центра колонн C . По оси BB' непосредственному визированию на низ керна могут мешать анкерные болты, поэтому для фиксации створных точек применяют выверенный металлический угольник, по грани которого кернуют точку.

Оевые точки a , a_1 , b и b_1 кернуют поближе к краям плиты вне контура колонн. Намеченные точки проверяют визированием при втором круге оптического теодолита. Для того чтобы не спутать с заводскими кернами точки разбивочных осей, их заключают в треугольник, насекаемый зубилом. Полученные расстояния между закрепленными на плитах продольными и поперечными осями смежных колонн (пролеты) измеряют компарированной стальной рулеткой, и, если указанный выше допуск выдержан, составляют исполнительный чертеж разбивки осей на опорных плитах.

Для установки крестообразных колонн первого яруса на плите наносят риски под углом 45° к осям aa_1 и bb_1 . Построения для этой цели показаны на рис. 114. Монтажным циркулем из центра с радиусом, например, ca_1 делают засечки на линиях cb_1 , ca , cb . Из полученных пересечений и точки a_1 , не меняя радиуса, засекают точки q_1 , ..., q_4 . Точку q_1 соединяют с точкой q_3 , а q_2 — с q_4 и прочерчивают по выверенной металлической линейке диагонали построенного квадрата. Контролем построения является прохождение линий q_1q_3 и q_2q_4 через центр c .

На геометрических осях первьев колонны наносят до монтажа риски q'_1 , ..., q'_4 и совмещают их при установке колонны с диагоналями, прочерченными на плите. У хорошо изготовленных колонн при таком способе установки геометрический центр нижнего торца совпадает с пересечением разбивочных осей c .

Геометрическая ось колонн любого сечения — линия, соединяющая геометрические центры ее торцов, — совпадает с отвес-

ной линией при строгой перпендикулярности торцов. Это условие соблюдается, если фрезеровка торца выполнена в соответствии с допуском для установки плиты. При неперпендикулярности торца в 1 мм, ширине колонн 1 м и высоте 8 м центр верхнего торца отклоняется от вертикали на 16 мм. Если такую колонну выверить, т. е. поставить вертикально, то между ее нижним торцом и плитой образуется щель, не допустимая по техническим условиям монтажа.

Разбивки при устройстве стаканов для железобетонных колонн. Несущим элементом каркаса технического подполья или стилобата многоэтажных каркасно-панельных домов являются колонны, устанавливаемые в стаканах подколонников. Для их установки на монолитные ростверки свайных фундаментов выносят и прочерчивают продольные и поперечные оси колонн. По этой разбивке устраивают в ростверке стаканы для установки в них колонн. Эту разбивку следует выполнять с точностью $t = 3-5$ мм (допускаемое смещение оси стакана от разбивочной оси 10 мм), поэтому оси на ростверке выносят при двух положениях трубы выверенного теодолита. По высоте отметки дна стаканов не должны быть ниже монтажного горизонта более чем на 5 мм. Для того чтобы убедиться в соблюдении этих допусков, до установки колонн выполняют планово-высотную съемку стаканов подколонников.

Смещения осей стаканов можно определять прямым визированием по разбивочным осям теодолитом или от отвесов, опущенных из мест пересечения проволок, натянутых между обносками по соответствующим продольным и поперечным осям. Оси стаканов, с которыми должны совпадать оси устанавливаемых в них колонн, отмечают рисками на верхней плоскости подколонников, а на колоннах до подъема вверху и внизу наносят геометрические оси (с двух сторон). Нижнюю риску для удобства выверки намечают на уровне верха стакана. Геометрическую ось колонны намечают в пределах 1 мм. Вертикальность колонн подполья при установке должна быть выверена в пределах 5 мм (допускаемое отклонение нижней риски колонны от риски разбивочной оси на подколоннике).

ГЛАВА X

ПЕРЕНЕСЕНИЕ КООРДИНАТ ПО ВЕРТИКАЛИ

§ 40. Проектирование осей здания по вертикалам. Методы и их точность

Требования, предъявляемые к геометрии сооружения и расположению отдельных его частей, могут соблюдаться только при условии увязки одноименных разбивочных осей с низу сооружения доверху по вертикалам.

Переносить координаты пунктов плановой основы наверх для поэтажной увязки положения разбивочных осей приходится последовательно, на каждый возводимый ярус.

Отклонения осей колонн каркаса, несущих панелей, конструкций лифтовых шахт, облицовочных блоков, алюминиевых витражей и других частей сооружения от разбивочных осей допускаются 3—5 мм. Следовательно, погрешность геодезических работ при установке этих конструкций или исполнительной съемки на этаже должна быть не более 2 мм (35% допуска). Погрешность исходных геодезических данных — знаков поэтажной плановой геодезической (разбивочной) основы — не должна превышать половины этого допуска, т. е. 1 мм. Рассмотрим способы переноса осей снизу наверх.

Способ наклонного визирования. Этот способ применяют при сооружении зданий повышенной этажности (до 16 этажей), а также при строительстве промышленных цехов и гидротехнических сооружений. При помощи теодолита, установленного на знаке внешней основы, ось переносят вверх визированием в вертикальной плоскости.

Для такого способа знаки внешней основы должны быть удалены на расстояние, примерно равное высоте возводимой части зданий ($z = 45^\circ$). На точность переноса оси влияют погрешности установки теодолита $m_u \approx 0,6$ мм над исходным знаком и редукция цели на втором осевом нижнем знаке $m_{\text{ред}} = 0,6$ мм. Погрешность приведения основной оси вращения теодолита в отвесное положение [12]

$$m_i = \frac{u''}{2 \operatorname{tg} z} = 2,4'',$$

где $u = 0,15\tau''$; $z = 45^\circ$ — зенитное расстояние визирной цели (см. выше); $\tau = 16''$ (для уровня оптического теодолита Т2).

Погрешность горизонтирования теодолита при расстоянии 100 м составит $m_{i_{100}} = \frac{2,4'' \cdot 100\,000 \text{ мм}}{206\,265''} = 1,2$ мм; визирования на нижний знак при $30\times$ увеличении трубы $m_{\text{виз}} = \frac{30''}{30 \times \sqrt{2}} \times \frac{100\,000 \text{ мм}}{206\,265''} = 0,4$ мм; введения в плоскость вертикального проектирования цели на знаке, закрепляющем ось вверху, — $m_{\text{виз}} = 1,0$ мм; фиксирования осевой точки под этой целью — $m_f = 0,6$ мм.

Средняя квадратическая погрешность переноса осевой точки при наиболее выгодных условиях

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

$$\Delta_{\text{пер (перед)}} = 4 \text{ мм}.$$

При наличии обычного 30-секундного теодолита и нитяных отвесов эта погрешность в несколько раз больше.

Кроме того, способом наклонного визирования можно перенести вверх на внешний контур перекрытия или торец контурной колонны только одну из осевых точек. Внутрь сооружения вторую осевую точку перенести непосредственным визированием нельзя, так как мешают элементы каркаса перекрытия, и т. д. Точки проектной оси на перекрытии пришлось бы получать от точек, вынесенных на контур перекрытия, что, в свою очередь, снизило бы и без того недостаточную точность, поэтому этот способ не получил широкого распространения.

Способ прямой угловой засечки. Способ применяют для определения координат или разбивки точки при возведении гидroteхнических сооружений и опор мостовых переходов. Точность засечки

$$m = \sqrt{m_{\text{нсх}}^2 + m_3^2 + m_{u, p}^2 + m_\phi^2}; \quad (\text{X.1})$$

$$m_{\text{нсх}} = \sqrt{\left(s_1 \frac{m_b}{b}\right)^2 + \left(s_1 \frac{m_\alpha''}{\rho''}\right)^2}, \quad (\text{X.2})$$

где m_b , m_α , m_3 — соответственно погрешности в длине, ориентировании базиса и засечки;

$$m_b = \frac{m_\beta''}{\rho'' \sin \gamma} \sqrt{s_1^2 + s_2^2}, \quad (\text{X.3})$$

$$m_{u, p} = \frac{e}{b \sin \gamma} \sqrt{s_1^2 + s_2^2}, \quad (\text{X.4})$$

где s_1 , s_2 — расстояния до цели от исходных пунктов; $m_{u, p}$ — погрешность центрировки и редукции.

Примем $b = s_1 = s_2 = 100$ м; m_β'' (для теодолита Т5 ГОСТ 10529—70)

$$\frac{m_b}{b} = 1:25\,000; \quad m_\alpha'' = 5'' \sqrt{2} \approx 7''.$$

Тогда

$$m_{\text{нсх}} = \sqrt{\left(\frac{100\,000}{25\,000}\right)^2 + \left(\frac{100\,000 \cdot 7}{206\,265''}\right)^2} = 5,3 \text{ мм};$$

$$m_3 = \frac{5''}{100\,000 \frac{\sqrt{3}}{2}} \sqrt{100\,000^2 + 100\,000^2} = 4,1 \text{ мм};$$

$$m_{u, p} = \frac{1 \text{ мм}}{100\,000 \frac{\sqrt{3}}{2}} \sqrt{100\,000^2 + 100\,000^2} = 1,7 \text{ мм}.$$

Погрешность фиксирования определяемой точки для марки с оптическим центриром $m_\phi \approx 1$ мм.

Тогда общая погрешность

$$m = \sqrt{5,3^2 + 4,1^2 + 1,7^2 + 1^2} = 7 \text{ мм.}$$

Предельная погрешность засечки составит 14,0 мм. Таким образом, этот способ также не обеспечивает требуемую точность.

Большое значение при выборе способа геодезических работ имеет продолжительность их выполнения. Перенос осевых точек на этажи по мере «роста» высотного здания составляет значительный объем работ. Указанные выше способы, имея недостаточную точность, требуют значительной затраты времени ввиду удаленности пунктов основы; этот фактор при непрерывном ходе строительно-монтажных работ также является отрицательным.

Рассмотрим наиболее распространенный метод быстрого и точного выполнения работ по переносу осей на этажи и последующего развития на них плановой основы при высотном строительстве.

Проектирование пунктов основы по отвесной линии. Такие отвесные линии являются исходными для разбивок рабочих осей и исполнительных съемок конструкций на каждом этаже, поэтому они должны проходить сквозь перекрытия снизу доверху сооружения.

При установке одноярусных колонн промышленных цехов, совмещении центров кольцевых конструкций доменных печей, силосных башен, батарей коксохимических цехов, дымовых труб, сооружений плотин и др. практикуется перенесение осей вверх. Для этого при высоте до 20 м часто пользуются обычным или усовершенствованным тяжелым отвесом на блоке, помещаемым в ведро с вязкой жидкостью. При благоприятных внешних условиях точность такого способа в лучшем случае составляет 10 мм на 20 м, поэтому при монтаже высотных зданий отвесом оси не переносят.

Для этой цели при строительстве высотных зданий и сооружений применяют метод вертикального визирования.

§ 41. Проектирование и разбивка опорных точек для вертикального визирования

Условия размещения опорных точек. Имея координаты x и y опорных точек, расположенных внизу на фундаменте сооружения, отвесные линии можно построить при отсутствии помех с помощью вертикального визирования. Над опорной точкой не должно быть по всей высоте здания металлоконструкций, стеновых панелей, перегородок, санитарно-технических кабин и т. д.

Места для передачи координат по вертикали выбирают не на осях колонн или панелей, а на параллельно смещенных продольных и поперечных линиях. При этом условии вертикальному

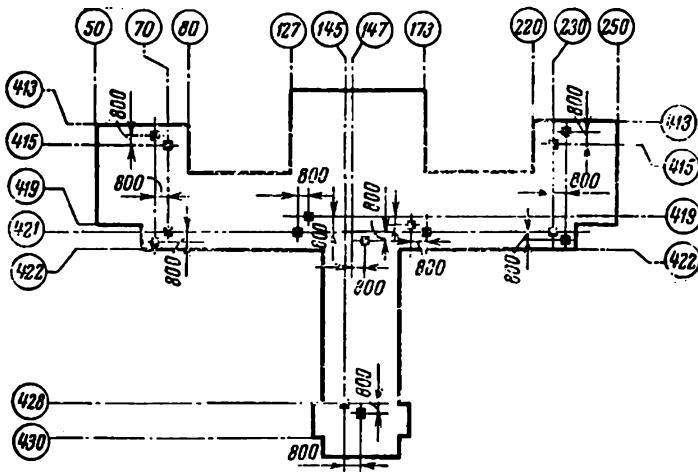


Рис. 115. Схема расположения отверстий в перекрытиях для геодезических работ

визированию не будут мешать ригели каркаса или панели, а горизонтальному — колонны. Обеспечить такую видимость крайне важно и для разбивок на ярусах и для исполнительных съемок положения колонн, панелей и т. д.

Параллельно смещенные линии, на которых следует располагать опорные точки, должны проходить поближе к колоннам или к несущим панелям. При определении величины смещения следует учитывать половину ширины опорных плит, устанавливаемых под металлическими колоннами, длину кронштейнов для установки визирных марок или теодолитных подставок над опорными точками, предельное приближение к колоннам или к стенным панелям прибора вертикального визирования. Обычно створы опорных точек размещают в 500—800 мм от проектных осей. Такое расстояние удобно и для бокового нивелирования при определении вертикальности колонн или панелей по короткой реечке.

Одна и та же величина смещения двух опорных точек от проектной оси колонн легко вводится в вычисления и упрощает их.

Отверстия в перекрытиях. Для вертикального визирования с осевых точек основы на фундаменте во всех перекрытиях здания оставляют специальные зенитные отверстия. Места их заранее проектируют на каждом поэтажном чертеже. Схема привязки отверстий к проектным осям (рис. 115) должна быть увязана с опорными точками на фундаменте здания.

Число опорных точек должно быть минимальным и соответствовать конфигурации фундамента. На заводе в сборных железобетонных плитах перекрытий отверстия делают по рабочему чертежу; в монолитных перекрытиях отверстия оставляют при бетонировании.

Опыт показал, что размеры отверстий должны быть не менее 200×200 мм, это достаточно для устройства небольших коробов, предохраняющих от попадания в отверстия посторонних предметов, размещения в них телефонного провода для связи геодезиста с помощником.

Разбивка опорных точек на фундаменте. Разбивку производят по вычисленным привязкам к пунктам основы, пользуясь оптическим теодолитом и компарированной рулеткой. На фундаменте каркасно-панельного здания пользуются марками, закрепляющими промежуточные оси, или кернами осей, вынесенными на опорные плиты колонн. Опорные точки закрепляют керном на зацементированной металлической марочке. Координаты накерненной точки обязательно проверяют.

§ 42. Приборы вертикального проектирования

Для переноса координат пунктов плановой основы по отвесной линии применяют приборы различных конструкций. Выбор того или иного прибора зависит от заданной точности вертикального визирования.

Для возведения первой очереди высотных зданий Москвы применялись зенит-прибор, надир-прибор, самоустанавливающийся прибор СГП. В период строительства последних лет появились приборы ПОВП, РЗЛ «Карл Цейсс, Иена» (наиболее широко распространенный в строительстве) и др.

Зенит-прибор (рис. 116). Впервые изготовлен в ЦНИИГАиК для постройки первой очереди высотных зданий. Принцип вертикального визирования, на котором он сконструирован, является основой для других приборов такого же назначения. На пересечении вертикальной оси вращения прибора с горизонтальной осью окуляра находится призма, преломляющая визирный луч и направляющая его в окуляр под углом 90° . Визирная ось трубы в колене объектива и ось вращения прибора находятся на прямой, соединяющей центр объектива и отражение пересечения сетки нитей в зеркале призмы.

Ось прибора приводят в отвесное положение двумя взаимно перпендикулярными уровнями с ценой деления $6''/2$ мм.

Специальная съемная металлическая головка на штативе дает возможность передвигать прибор при центрировании в пределах 6 см. В комплект входят съемная призма, необходимая для проверки прибора, и визирная марка.

Для того чтобы линия визирования была отвесной, ось каждого уровня должна быть перпендикулярна к вертикальной оси вращения прибора, а вертикальная ось вращения должна совпадать с визирной осью, проходящей через колено объектива трубы.

Первую поверку производят отдельно для каждого уровня. Отклонение пузырька на одно деление при $\tau'' = 6''$ на высоте 100 м отклоняет визирную линию от вертикали на 3 мм, поэтому

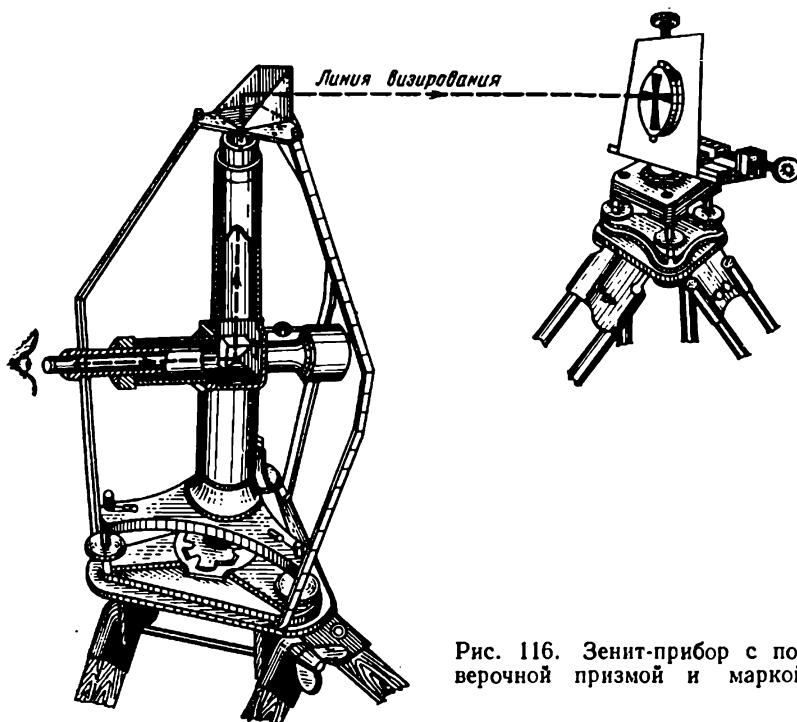


Рис. 116. Зенит-прибор с поверочной призмой и маркой

проверку уровней производят тщательно. В начале строительства высотного здания, когда над прибором еще нет достаточных расстояний, с целью второй проверки рекомендуется для всех видов приборов вертикального визирования и применения поверочной призмы (см. рис. 116). Вертикальная визирная ось трубы преломляется поверочной призмой под углом 90° . В 100 м от прибора в трегере теодолита устанавливают подвижную визирную марку. Положение центра марки фиксируют отсчетами по горизонтальной и вертикальной шкалам.

После приведения уровней прибора в горизонтальное положение центр марки совмещают с линией визирования и определяют его положение отсчетами по шкалам. Такую же операцию производят, поворачивая верхнюю часть прибора на 90° , 180° и 270° . Отклонение в отсчетах допускают в пределах 0,5 мм — в этом случае второе условие выполнено. В противном случае исправляют положение сетки нитей.

Если здание возведено уже на значительную высоту, проверки можно выполнять без призмы, прикрепив визирную марку к колонне каркаса соответствующего яруса над прибором так, как показано на рис. 117. Визирование в этом случае производят через отверстия в перекрытиях. При исследовании зенит-прибора средняя погрешность визирования на расстояниях 40—100 м получилась 0,5 мм.

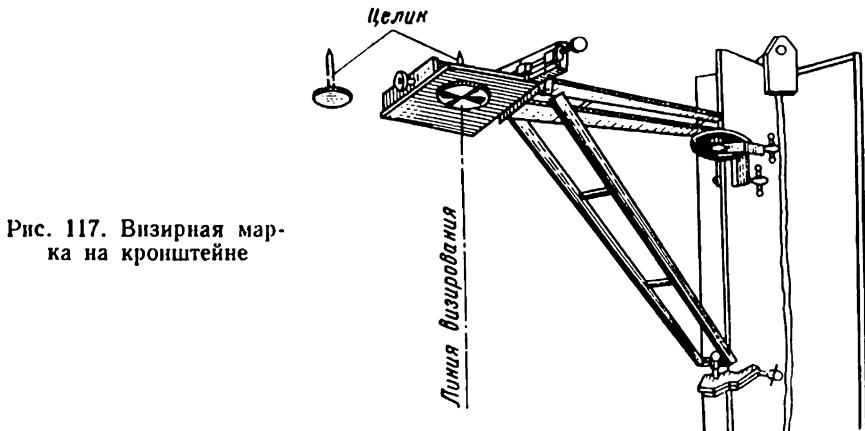


Рис. 117. Визирная марка на кронштейне

Необходимо, чтобы в приборах вертикального визирования окулярное колено трубы в объективном передвигалось без колебаний, так как точка на разной высоте может изменить координаты из-за отклонений линии визирования от вертикали.

Перенос точки по вертикали. Визирный луч через отверстия в перекрытиях проектируют на прикрепленную над прибором на специально изготовленных кронштейнах визирную марку (см. рис. 117), или на полый трегер 1 теодолита (например, Т30) с зажимным винтом 2 (рис. 118), центры которых передвигают наводящими винтами до совпадения с вертикальной визирной линией. Непосредственно на перекрытиях опорную точку

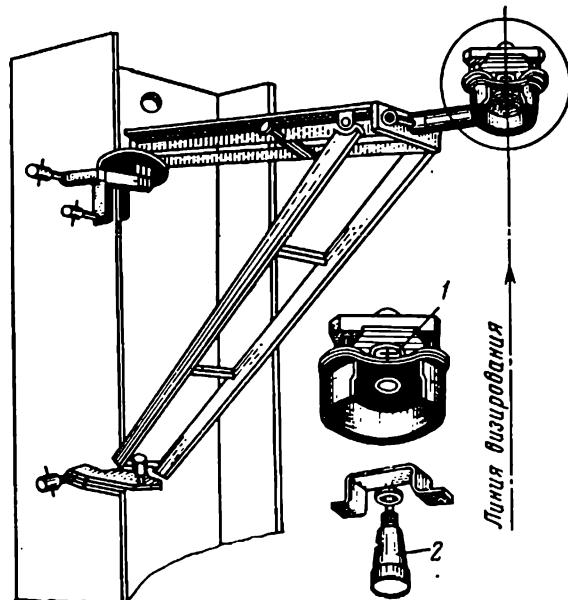


Рис. 118. Подставка теодолита на кронштейне

фиксируют при помощи прозрачной палетки с координатной сеткой. Центр палетки ориентировано совмещают с центром отверстия в перекрытии и, визируя по вертикали, производят отсчеты одной нитью при положениях вращающейся части прибора 0 и 180°, затем 90 и 270°. На палетке отмечают среднее значение координат x и y . При дальнейшей работе над полученной точкой центрируют теодолит. Таким образом, координаты пункта основы выносят по вертикали, не меняя их значения, в пределах точности работы прибора.

Точность передачи координат по вертикали определяется влиянием погрешностей центрирования $m_{\text{ц}}$, приведения оси прибора в отвесное положение $m_{\text{отв}}$, среднего случайного колебания вертикальной оси $m_{\text{кол}}$ и погрешности визирования $m_{\text{виз}}$

$$m_{\text{ц}} = 0,6 \text{ мм}; \quad m_{\text{отв}} = \frac{0,2\tau h}{\rho''}; \quad (\text{X.5})$$

$$\tau = 6''; \text{ при } h = 100 \text{ м, } m_{\text{отв}} = 0,6 \text{ мм, } m_{\text{кол}} = 0,4 \text{ мм,}$$

$$m_{\text{виз}} = \frac{30''}{v^x} \frac{h}{\rho''} = 0,5 \text{ мм.} \quad (\text{X.6})$$

Отсюда

$$m_{\text{ср}} = \sqrt{m_{\text{ц}}^2 + m_{\text{отв}}^2 + m_{\text{кол}}^2 + m_{\text{виз}}^2} = 1,1 \text{ мм} \quad (\text{X.7})$$

(при одном положении прибора), что полностью удовлетворяет техническим условиям 2 мм на 100 м высоты здания.

При четырехкратном визировании погрешность $m_{\text{отв}}$ переноса координат по вертикали значительно уменьшается и $m_{\text{ср}} = 0,6 \text{ мм.}$

После четырех пар отсчетов по шкалам центр визирной марки устанавливают на средний из них. На центр визирной марки ставят специальный целик, от которого производят измерения. При хорошо выверенном приборе на высоту до 200 м необходимую точность обеспечивает и способ одиночного визирования.

Связь между наблюдателем (у прибора) и его помощником (у марки) осуществляется по телефону индукторного вызова (типа полевого). Телефонный провод, соединяющий верхний и нижний аппараты, пропускают в зенитные отверстия в перекрытиях.

Самоустанавливающийся геодезический прибор СГП. Этот прибор, изготовленный по идеи и конструкции автора [50] *, позволяет решить две главные задачи: перенос координат пунктов основы по вертикали и определение крена колонн каркаса.

* Я. А. Сундаков. Прибор для вертикального визирования. Авт. свид. 260205, Бюл. изобр. 1970, № 3.

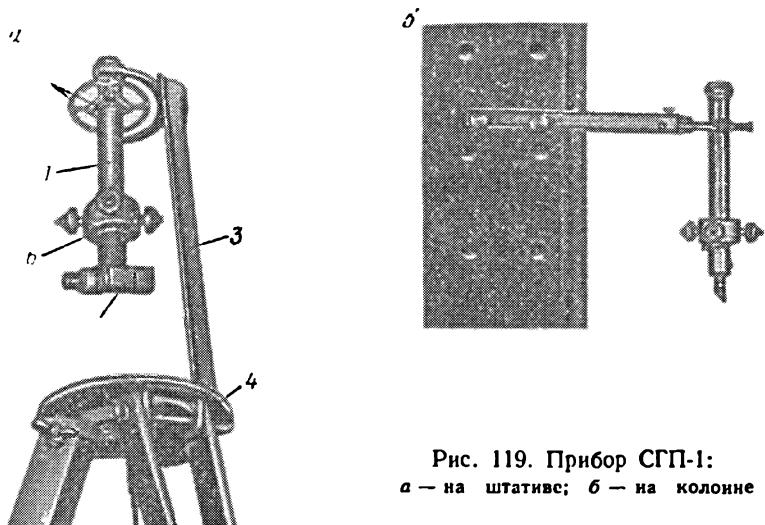


Рис. 119. Прибор СГП-1:
а — на штативе; б — на колонне

Визирную линию в приборе СГП-1 (рис. 119, а) автоматически приводит в вертикальное положение система карданных колец 2, расположенных в горизонтальной плоскости, внутри которых помещена зрительная труба 1. Для быстрой стабилизации трубы снабжена утяжелителем 6, а для удобства визирования на окуляр навинчивается дополнительная трубка 5 с трехгранной призмой.

Наружное карданное кольцо 2 имеет цилиндрический стержень, который входит в отверстие металлической стойки 3 штатива 4 или в отверстие кронштейна, прикрепляемого к колонне, и закрепляется зажимным винтом (рис. 119, б). Чтобы определять крен колонн одновременно по двум осевым направлениям, в комплект прибора входит визирный диск (рис. 120). Диск диаметром 200 мм с шашечными 5-миллиметровыми делениями на двух взаимно перпендикулярных шкалах прикрепляют к кронштейну у верхнего торца колонны. Прибор и диск прикрепляют к колонне таким образом, чтобы расстояния от центра трубы и центра диска до грани колонны были одинаковыми. Отсчеты по горизонтальной и вертикальной нитям трубы по шкалам диска определяют отклонения колонны от вертикального положения по двум осям. Установка прибора и диска на колонне для определения его крена показана на рис. 121.

Проверка прибора выполняется путем отсчитывания по шкалам диска при четырех положениях трубы (ее поворачивают во внутреннем кольце). Первоначальная регулировка производится винтами утяжелителя, после чего сетку нитей приводят на средний из четырех отсчетов. Контрольное расстояние юстировки прибора для переноса координат по вертикали — 24 и 48 м (три и шесть ярусов каркаса), а для определения крена колонн — 8 м. Про-

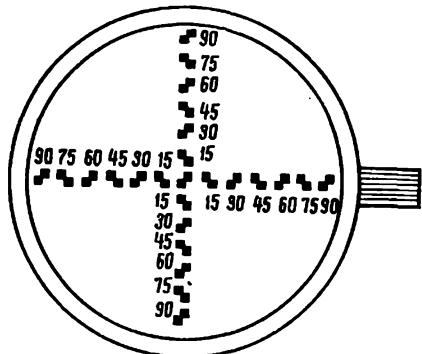


Рис. 120. Визирный диск к прибору СГП

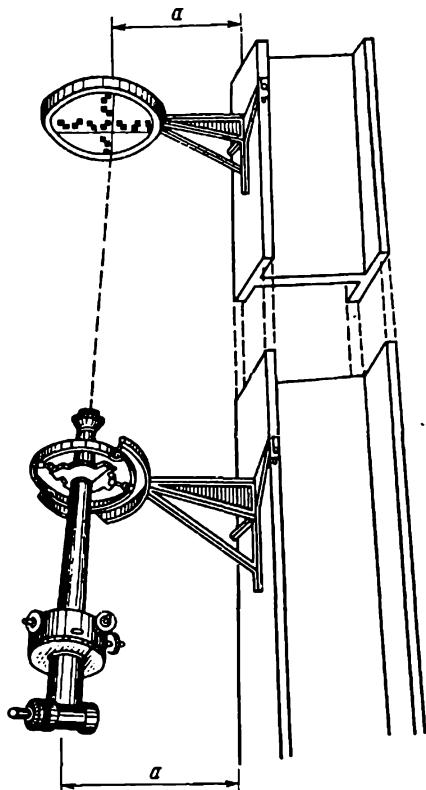


Рис. 121. Определение прибором СГП-1 крена колонн

верку удобно выполнять на земле при помощи поверочной призмы (см. выше). Средняя точность переноса координат по вертикали прибором СГП-1 2 мм на 100 м, определения крена колонны 2 мм на 10 м.

На рис. 122 показан прибор СГП-2 *, установленный на алидаде теодолита; на рис. 123, а—его продольный разрез. Система карданных колец с неподвижно закрепленной во внутреннем из них зрительной трубой (первая ступень стабилизации) прикреплена к двум стойкам, установленным на алидадной части теодолита. В трегер теодолита вмонтирован оптический центрир, ось которого после установки над центром знака совпадает с визирной осью трубы при ее вертикальном положении.

Для повышения точности стабилизации линии визирования внутри трубы помещен компенсатор (вторая ступень стабилизации) в виде жестко закрепленного в трубе опорного блока из двух пентапризм и подвижного блока, содержащего две пентапризмы, заключенные в общую оправку и снабженные маятниковой подвеской, выполненной в виде грузов, соединенных пластинчатопружинными шарнирами с осью вращения подвижного блока. Неподвижные пентапризы оптической системы внутреннего узла вертикальной стабилизации (рис. 123, б), независимо от положения под-

* Я. А. Сундаков. Прибор для вертикального визирования. Авт. свид. 387210, Бюл. изобр. 1973, № 27.

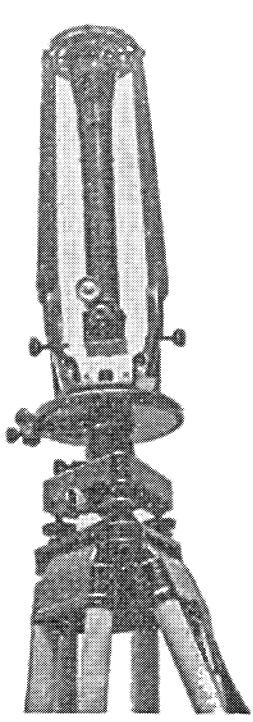


Рис. 122. Общий вид прибора СГП-2

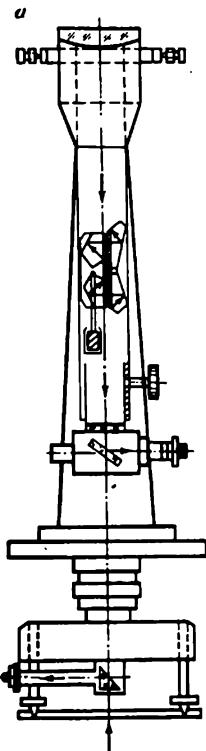
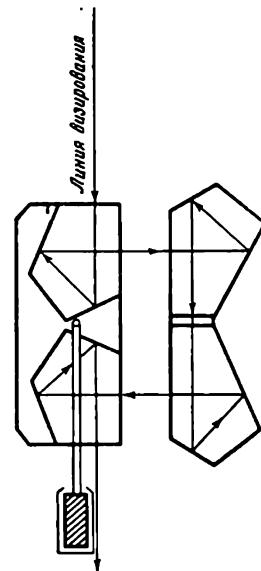


Рис. 123. Продольный разрез прибора СГП-2



вижного блока, сохраняют параллельность вошедшего и вышедшего из них лучей и компенсируют сдвиг луча при отражении от пентапризмы подвижного блока. Такая система исключает погрешности смещения визирной оси при изменениях взаимного положения призменных блоков и обеспечивает незначительные отклонения визирного луча от вертикали.

Для получения на палетке, находящейся над отверстием в перекрытии, среднего значения координат знака или отсчитывания по шкалам визирного диска алидаду вместе с верхней частью прибора поворачивают в положения 0, 90, 180 и 270°, отсчитываемые по лимбу.

Надир-прибор. Оптический прибор (рис. 124), предназначенный для отвесного визирования сверху вниз (в надир) и для проектирования точек вертикальной плоскостью, не имеет лимба и вертикального круга. Ось прибора — полый цилиндр, который входит в отверстие трегера. Такая конструкция дает возможность визировать в трубу, направленную отвесно, с увеличением 27× и фокусным расстоянием 285 мм.

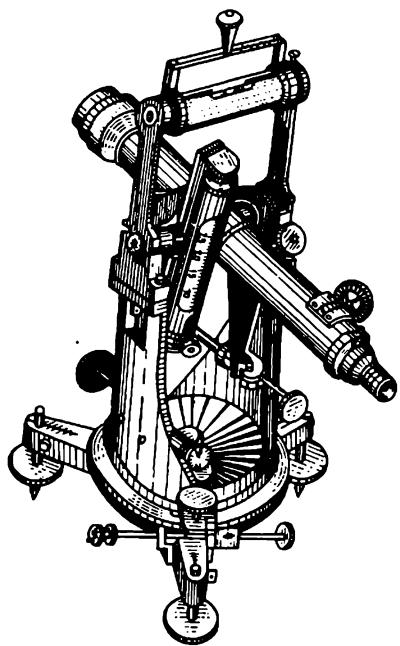


Рис. 124. Надир-прибор

Винтами при трубе, опущенной вниз, устанавливается на середину уровень с ценой деления $\tau = 3,7''$, прикрепленный к трубе перпендикулярно к ее геометрической оси.

Прибор устанавливается или непосредственно на головке базисного штатива, или на специальной съемной головке, которая дает возможность плавно перемещать прибор в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Для установки прибора без штатива непосредственно над опорной точкой применяется специальное центрировочное устройство со штифтом, вставляемое в отверстие вертикальной оси прибора. Точность непосредственного центрирования над точкой 0,3 мм.

Для приведения плоскости вращения трубы в вертикальное положение на горизонтальную

ось вращения устанавливают цилиндрический накладной уровень с ценой деления $10''$.

Точность вертикальной передачи координат точки основы на 100 м зависит от установки горизонтальной оси прибора (0,3 деления накладного уровня), установки визирной оси трубы (0,5 деления уровня при трубе) и от визирования на точку основы при установке над нею надир-прибора (0,7 мм).

Средняя погрешность

$$m_{cp \text{ 100 м}} \approx \sqrt{1,5^2 + 0,9^2 + 0,7^2} = 1,7 \text{ мм.}$$

При развитии основы на фундаменте или перекрытиях сооружаемого здания, переносе разбивочных осей, закрепленных на ригелях каркаса с яруса на ярус, определении крена колонн на ярусах успешно применяют проектирование вертикальной плоскостью (наклонное визирование) при условии хорошо отцентрированной горизонтальной оси вращения трубы теодолита или надир-прибора.

Приборы ОЦП и ПОВП. Эти приборы сконструированы в МИИГАиК Н. Н. Лебедевым и А. В. Мещеряковым в 1964—1967 гг. Оптический центрировочный прибор (ОЦП) изготовлен на базе отечественного нивелира НСМ-2А с самоустанавливающейся при помощи компенсатора линией визирования, автомати-

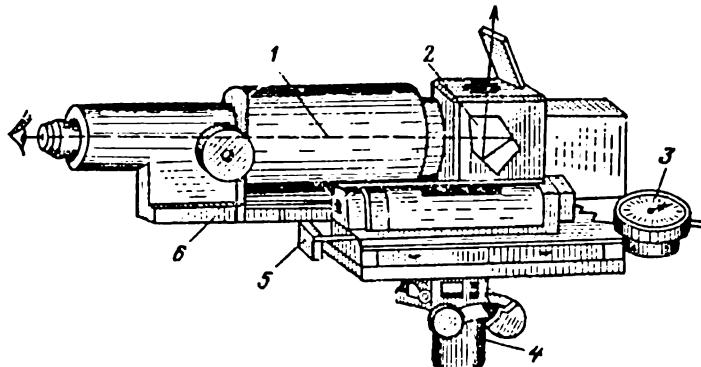


Рис. 125. Прибор ПОВП

чески принимающей горизонтальное положение при наклонах трубы в пределах $2'$ с погрешностью $0,2''$ [24].

Цилиндрическую ось 4 прибора ПОВП (рис. 125) устанавливают в трегере теодолита ТБ-1 после его центрирования над знаком оптическим центриром. Для поворота горизонтальной линии визирования 1 в вертикальном направлении, в кубе, находящемся у объектива трубы, помещена пентапризма 2. К кубу примыкает противовес. Труба расположена на кронштейне 6, который может перемещаться при помощи наводящего винта 5, причем точную величину перемещения определяют по часовому индикатору 3. В варианте ОЦП-2 два часовых индикатора, расположенных во взаимно перпендикулярных направлениях, дают возможность учесть соответствующие смещения столика, находящегося над кубом с пентапризмой, и визирной оси, проходящей через втулку в центре столика.

В приборе отвесного вертикального проектирования (ПОВП) пентапризма может вращаться вокруг горизонтальной оси на 180° , благодаря чему линия визирования может быть направлена не только в зенит, но и в надир для центрирования над маркой геодезической основы. После точной установки прибора ПОВП над пунктом (рис. 126), повернув пентапризму в положение «зенит», производят

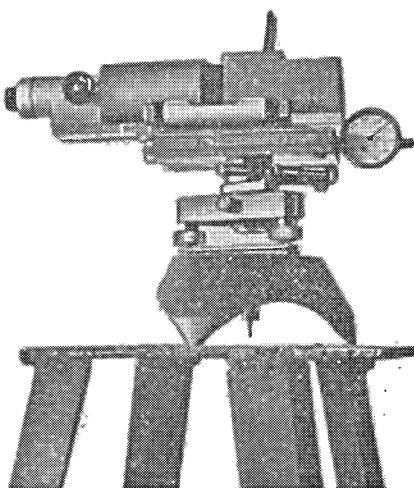


Рис. 126. Установка прибора ПОВП

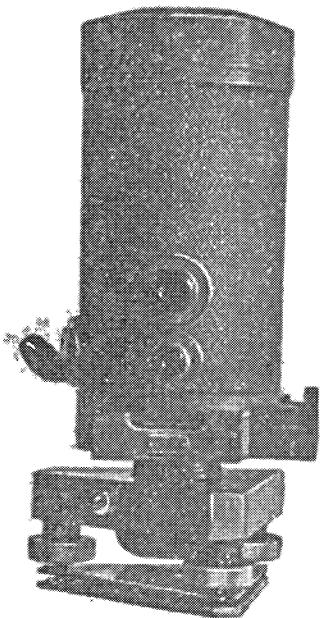


Рис. 127. Прецизионный центрир PZL

земле при помощи дополнительной поверочной призмы, устанавливая штативы с марками на разных расстояниях от прибора (l_1 и l_2), как это рекомендуется для зенит-прибора и СГП.

Угол отклонения визирной оси от вертикали получают по формуле

$$\alpha'' = \frac{(O_1 - O_2) \rho''}{h_2 - h_1} = \frac{(O_1 - O_2) \rho''}{l_2 - l_1}, \quad (\text{X.8})$$

где O_1 , O_2 — соответственно средние из отсчетов при двух положениях трубы по одному и тому же штриху ближней марки и дальней.

Для данной высоты (или данного расстояния) линейное отклонение составит

$$\Delta_1 = \frac{\alpha'' h_2}{\rho''} = \frac{\alpha'' l_2}{\rho''}. \quad (\text{X.9})$$

После определения угла α'' и вызываемого им линейного отклонения устанавливают по индикатору отсчет, при котором линия визирования вертикальная,

$$O_{\text{верт}} = O_2 - \frac{\alpha'' h_2}{\rho''} = O_2 - \frac{\alpha'' l_2}{\rho''} = O_1 - \frac{\alpha'' h_1}{\rho''} = O_1 - \frac{\alpha'' l_1}{\rho''}. \quad (\text{X.10})$$

визирование по вертикали и перенос координат знака основы вверх.

Отклонение визирной линии от вертикали, вызываемое неточным преломлением луча в пентапризме и углом между оптической и визирной осями в самоустанавливающейся системе, при переносе координат пункта по вертикали исключают путем визирования при двух положениях трубы (с поворотом на 180°) и фиксации средней из двух полученных вверху точек. Из двух полученных по индикатору отсчетов для каждой точки принимают средний.

Для того чтобы угол отклонения от вертикали не превышал допустимой величины $0,2''$, прибор следует поверить и отююстировать путем визирования на марки, установленные на разных высотах (h_1 и h_2). Удобнее выполнять поверку на

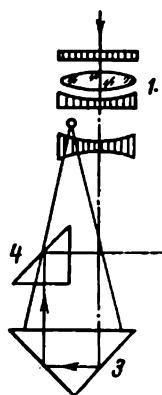


Рис. 128. Оптическая схема PZL

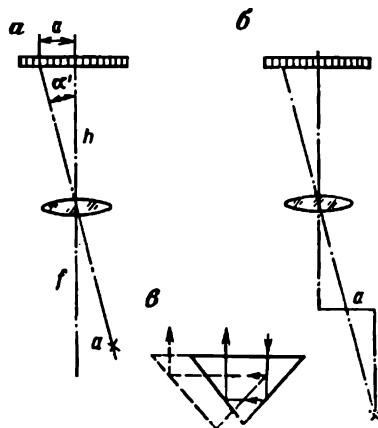


Рис. 129. Принцип устройства компенсатора PZL (X — сетка нитей)

При этом смещается линия визирования с горизонтального биссектора наблюдаемой марки на величину Δ_2 . Горизонтальную нить сетки исправительными винтами вновь совмещают с биссектором марки, заканчивая этим юстировку, после которой можно работать прибором при одном положении трубы. Точность переноса координат по вертикали прибором ПОВП $m_H = 0,5H \cdot 10^{-6}$.

Прецизионный зенит-прибор (рис. 127). Вертикальная визирная линия прибора PZL «Карл Цейсс, Иена» (ГДР) автоматически стабилизируется при наклоне прибора до $10'$ при помощи маятникового механизма. Зрительная труба прибора имеет увеличение $31,5^X$ и маятник с механическим воздушным демпфированием. Трегер прибора центрируют над точкой при помощи вставного или постоянного оптического центрира, после чего вставной оптический центрир вынимают и в трегере при помощи вставной цапфы, обеспечивающей принудительное центрирование, устанавливают ось прибора.

Оптическая схема прибора дает прямое изображение и показана на рис. 128. Визирный луч из объектива 1 попадает на треугольную призму 3 компенсатора наклона, выходя из нее, преломляется в треугольной призме 4 и попадает в окуляр 2. Принцип действия компенсатора наклона прибора (рис. 129) состоит в следующем.

При наклоне прибора без компенсатора на угол α (рис. 129, а) отсчет в зенитной точке отличается от отсчета по вертикали на величину $a = \frac{h\alpha'}{\rho'}$ (угол α' равен нескольким минутам). Если, несмотря на наклонную визирную линию, сместить конвергентный световой пучок на величину $a = \frac{f\alpha'}{\rho'}$, то отсчет будет правильным (рис. 129, б). Прямоугольная компенсаторная призма

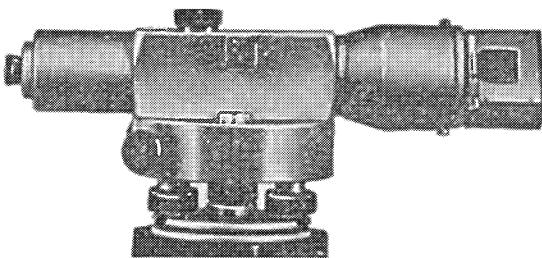


Рис. 130. Нивелир с насадкой на объектив

(рис. 129, в), сдвинутая по гипотенузе на $a/2$, сместит выходящий луч на величину a .

При длине маятника $\frac{f}{2}$ и наклоне прибора α' входящий луч смещается на $\frac{f}{2} \frac{\alpha}{\rho} = \frac{a}{2}$, а визирная линия — на a . Прибор имеет горизонтальный лимб с отсчетным микроскопом и два уровня: круглый 8-минутной и цилиндрический 30-секундной точности для приближенной установки вертикальной оси. Точность отсчитывания по лимбу $1'$. Визирование по вертикали осуществляют от 2,5 м. Опыт переноса координат по вертикали этим прибором в зимних и летних условиях показал высокую точность: 1,2 мм на 100 м. Оптический центрир, входящий в комплект прибора, позволяет центрировать прибор над знаком плановой основы с точностью $m_{\text{ц}} = 0,5$ мм. Прибор портативен, высота 30 см, масса 4 кг.

Для вертикального визирования применяют также теодолиты T1, T2, Theo 010A, в комплект которых входят специальные окулярные насадки, а также нивелиры с самоустанавливающейся линией визирования и с насадками на объективы (рис. 130). Визирная ось нивелира должна быть строго горизонтальна и параллельна, параллельна входящей и перпендикулярна к выходящей граням пентапризмы насадки, отклоняющей визирную линию под углом 90° . Проекцию оси прибора на соответствующем перекрытии фиксируют на середине отрезка между двумя точками, полученными при визировании при двух положениях насадки.

ГЛАВА XI

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ МОНТАЖЕ МЕТАЛЛИЧЕСКОГО КАРКАСА МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

§ 43. Выверка нижних ярусов

Каркас высотного здания и схема геодезических работ. Стальной каркас высотных зданий состоит из системы колонн, ригелей и вертикальных связей, опирающейся на заранее установленные опорные плиты с верхней

строганой поверхностью или опорные детали (балки, рельсы и др.) с выверенной опорной поверхностью. Подошвы колонн должны быть фрезерованы. Каркас — несущий конструктивный элемент; кроме собственной массы он передает на фундамент нагрузку перекрытий и дополнительную массу при эксплуатации здания. Нагрузка на колонну в уникальных зданиях (например, МГУ) достигает 4 тыс. т; несущая способность колонн, применяемых для современных высотных зданий, рассчитана на нагрузку 800—1500 т при прямоугольном сечении (колонны такого типа состоят из 2—3—4 стальных полос 300—400×50 мм при общей ширине колонны 10—40 см). Колонны двутаврового сечения воспринимают нагрузку от 600 до 2200 т и более и состоят из таких же полос: двух параллельных и 1—3 перпендикулярных. Полосы сваривают между собой на месте работ.

Применяются также колонны крестообразного сечения, у которых перекрестье может быть сплошным или состоять из двух привариваемых друг к другу колонн уголкового сечения.

Кроме указанных сечений для строительства высотных зданий применяют сечение типа «капуста» из уголковой стали, сваривая от двух до шести уголков разных размеров так, что снаружи и внутри образуется квадрат. Как правило, в современных высотных зданиях колонны с нагрузкой более 1400 т, а также двухветвяные колонны и колонны в стенках жесткости проектируют в виде стальных сердечников с омоноличиванием на месте.

Равномерное распределение усилий, воспринимаемых каркасом, в значительной мере зависит от соблюдения допусков отклонения фактических осей колонн от проектных и от вертикальности колонн. В результате правильного монтажа при помощи геодезических выверок каркас должен представлять собой систему правильных геометрических фигур. В противном случае снижается прочность отдельных узлов и возникают дополнительные напряжения, не предусмотренные проектом.

Монтаж конструкций каждого вышележащего яруса высотных зданий должен производиться только после надежного закрепления конструкций нижележащего яруса. Такое закрепление может быть произведено при условии своевременного выполнения геодезических работ на всех стадиях монтажа.

По каждому ярусу геодезисты определяют:

- 1) предварительное отклонение центров верхних торцов колонн (крены колонн) от проектных осей в двух осевых направлениях с составлением исполнительной схемы;
- 2) как приведены центры торцов колонн в проектное положение в пределах допуска;
- 3) положение колонн после установки ригелей и вертикальных связей перед электросваркой с составлением исполнительной схемы;
- 4) окончательное положение колонн после электросварки. Исполнительная схема окончательного положения колонн

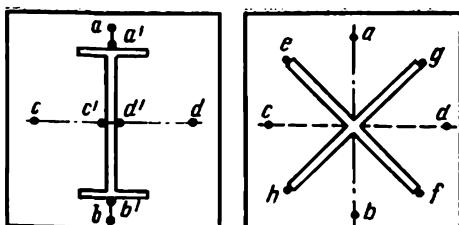


Рис. 131. Положение торца колонны на опорной плите

предварительно накернованной оси колонны у ее нижнего торца от проектного положения оси, вынесенной на опорную плиту, должно быть в пределах 2 мм. Для этого при установке колонны двутаврового или прямоугольного сечения совмещают нижние керны a' и b' , c' и d' с осями на плите ab и cd (рис. 131). Оси первьев колонн крестообразного сечения ef и gh к проектным осям ab и cd должны быть повернуты под углом 45° .

После установки нижнего торца ось колонны не должна отклоняться от вертикали более чем на 20 мм. Обычно технические условия при проектировании задают величину отклонения (в мм)

$$\Delta = 1,5l\sqrt{n},$$

где l — длина колонны в метрах; n — число ярусов (колонн), считая от опорной плиты.

Для длин пролетов между верхними торцами смежных колонн установлен допуск 5 мм. Эти допуски не увязаны между собой. Нетрудно убедиться в том, что если две смежные колонны при длине 8 м имеют наклон в одну сторону по 10 мм (меньше допуска), то рядом стоящую и не имеющую отклонения от вертикали колонну нужно наклонить в сторону первых двух для соблюдения допуска по пролету. Допуск в негоризонтальности опорной плиты дает отклонение верха смежных колонн, часто превышающее допуск по пролету.

Для того чтобы сохранить проектную длину пролета и вертикальность колонн, нужна высокая точность геодезических работ.

Отклонение невыправленных колонн. Отклонение колонны от вертикали из-за неперпендикулярности торца к ее оси и наклона поверхности опорной плиты рассмотрено в § 28, показано на рис. 92 и составляет согласно приведенным допускам для 8-метровой колонны 4 мм. Фактически наблюдаемые на ряде высотных зданий отклонения невыправленных колонн часто исчисляются сантиметрами.

При постановке такой колонны в вертикальное положение между ее верхним и нижним торцами хорошо изготовленной

каждого яруса — один из основных документов. После ее приемки можно пользоваться колоннами для разбивок (учитывая зафиксированное отклонение колонн) на этаже стен, перегородок, проемов и др.

Технические условия установки колонн первого яруса. Согласно СНиП отклонение

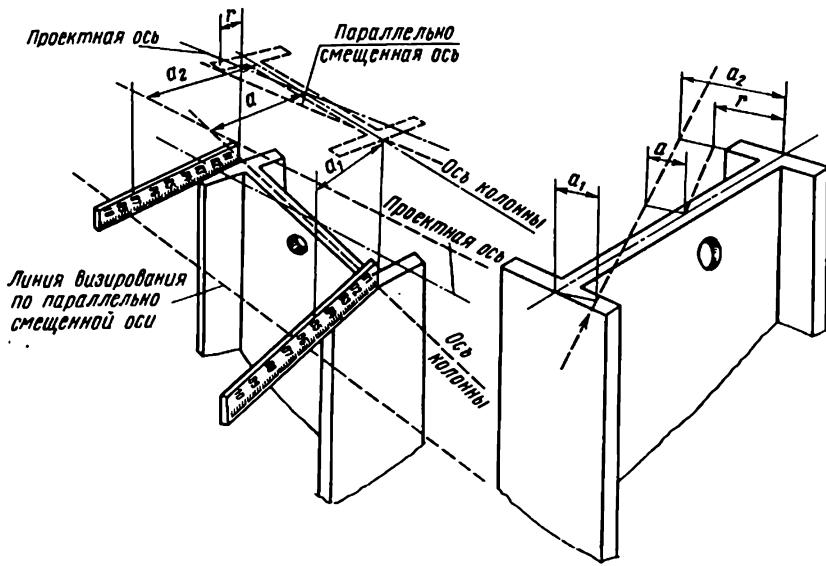


Рис. 132. Определение разворота колонны

колонны следующего яруса образуется зазор (см. рис. 92)

$$m = \frac{xk}{2l}. \quad (\text{XI.1})$$

Разворот колонн. Отсчетами по реечке, прикладываемой к противоположным сторонам торца колонны двутаврового или прямоугольного сечения, определяют не только крен, но и разворот колонны (рис. 132).

Расстояние верха таких колонн от проектной оси при разных отсчетах a_1 и a_2 равно $a = \frac{a_1 + a_2}{2}$. Разворот колонны по отношению к проектной оси

$$r = a_2 - a = a_2 - \frac{a_1 + a_2}{2} = a_2 - \frac{a_2}{2} - \frac{a_1}{2} = \frac{a_2 - a_1}{2}, \quad (\text{XI.2})$$

т. е. равен полуразности отсчетов по рейке.

Определение отклонений колонн. Для первых 2—3 ярусов каркаса, когда ригели, вертикальные связи, монтажные устройства еще не мешают визированию, отклонения отдельных колонн определяют способом бокового нивелирования.

Для этого оптические теодолиты устанавливают на параллельно смещенных продольной и поперечной осях, ориентируют по этим линиям и наклонным визированием проверяют положение верхнего торца колонны (рис. 133).

Оба наблюдателя устанавливают свои теодолиты на верхней плите фундамента на расстоянии $1 \div 3l$ от колонны, так как проек-

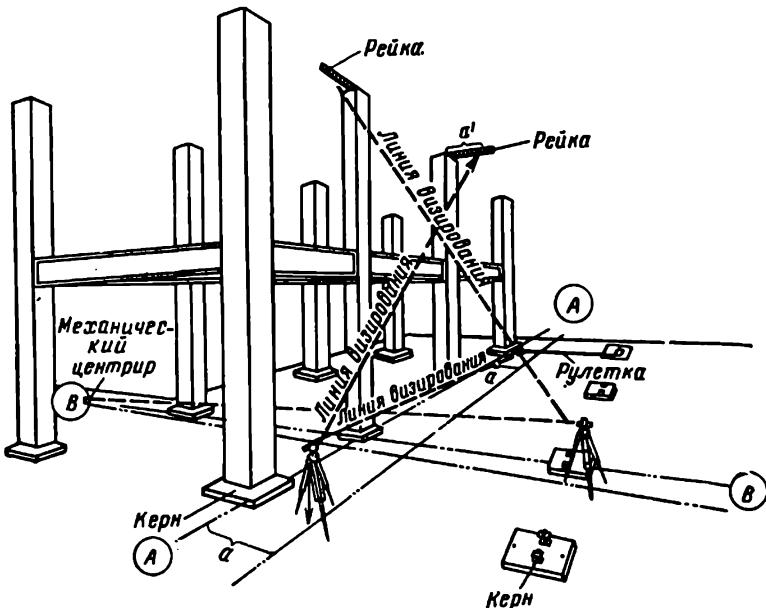


Рис. 133. Определение положения отдельных колонн

тирование вертикальной плоскостью лучше осуществлять при угле наклона до 45° .

Смещение проектных осей (обычно на 1 м) производят промером по стальной рулетке, прикладываемой к осевому керну на опорной плите. Наклонное визирование осуществляют на реечку, совмещенную нулевым отсчетом с центром верхнего торца проверяемой колонны (крестообразного сечения) или с кернами оси, закрепленной на противоположных сторонах торца (колонны квадратного или двутаврового сечения). Если для подъема колонны вверху приварены проушины, нуль-пункт реечки совмещают с центром торца при помощи отвеса.

Реечку должен устанавливать перпендикулярно к линии визирования опытный рабочий-верхолаз. Отсчет a' (рис. 134) по установленной с отклонением α от перпендикуляра реечке будет равен $a' = \frac{a'}{\cos \alpha}$ или

$$a' - a' = \Delta a' = \frac{a'}{\cos \alpha} - a' = a' (\sec \alpha - 1), \quad (XI.3)$$

где a' — отсчет по правильно установленной реечке.

Такую же поправку к отсчету вызовет и наклон реечки.

При параллельном смещении оси на 1 м отклонение от перпендикуляра на 5° в горизонтальной или вертикальной плоскости искажает отсчет на 4 мм. Чем меньше смещение a , тем меньше влияние этой погрешности. Наблюдатель или непосредственно

отсчитывает в трубу по реечке (обычно ее делают с 5-миллиметровыми делениями) или этот отсчет делает рабочий, передвигающий на реечке шпильку по указанию наблюдателя.

Отсчет повторяют при втором круге и в схему записывают разность между средним отсчетом по рейке a' и смещением оси a (см. рис. 133). Эта разность определяет величину крена колонны в направлении, перпендикулярном к линии визирования. Если $a' > a$, то колонна отклонилась влево от оси A , если же $a' < a$, то вправо.

На том же торце определяют, визируя в трубу теодолита, установленного на параллельно смещенной поперечной оси B , отклонение колонны от вертикали по оси A . При переходе рабочего на торец смежной колонны теодолит со смещенной осью B переносят на следующую смещенную поперечную ось. После определения кренов всех колонн ряда A первый наблюдатель переносит свой теодолит на смежную, параллельно смещенную продольную ось.

По схеме, составленной по результатам наблюдений, колонны с отклонением от вертикали, превышающим допуск, приводят в вертикальное положение.

Точность способа. На точность определения крена указанным выше способом влияют погрешности: разбивки смещенной оси δ_1 , центрирования теодолита δ_2 , редукции визирной цели на точке δ_3 , отклонения основной оси вращения теодолита от отвесного направления δ_4 , визирования по параллельно смещенной линии δ_5 , нанесения керном центра торца колонны δ_6 , совмещения нуль-пункта рейки с центром торца δ_7 , неперпендикулярности рейки к линии визирования δ_8 , отсчета по рейке δ_9 . При работе оптическими теодолитами каждую погрешность можно в среднем принять равной 1 мм. Визирование и отсчет по реечке производят при двух кругах, поэтому средняя квадратическая погрешность способа

$$m = \sqrt{\frac{\sum_{1}^9 \delta^2}{V2}} \approx 2 \text{ мм.} \quad (\text{XI.4})$$

Комбинированный способ. Более производительно для определения отклонений центров торцов от проектных осей применять теодолит и линейные промеры. Наклонным визированием определяют только положение колонн, расположенных по периметру проверяемого блока. Положение колонн внутри блока определяют измерением пролетов между центрами

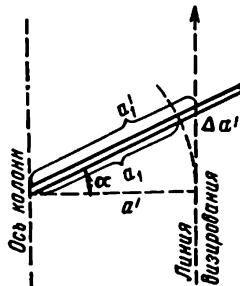


Рис. 134. Отсчет по неправильно установленной реечке

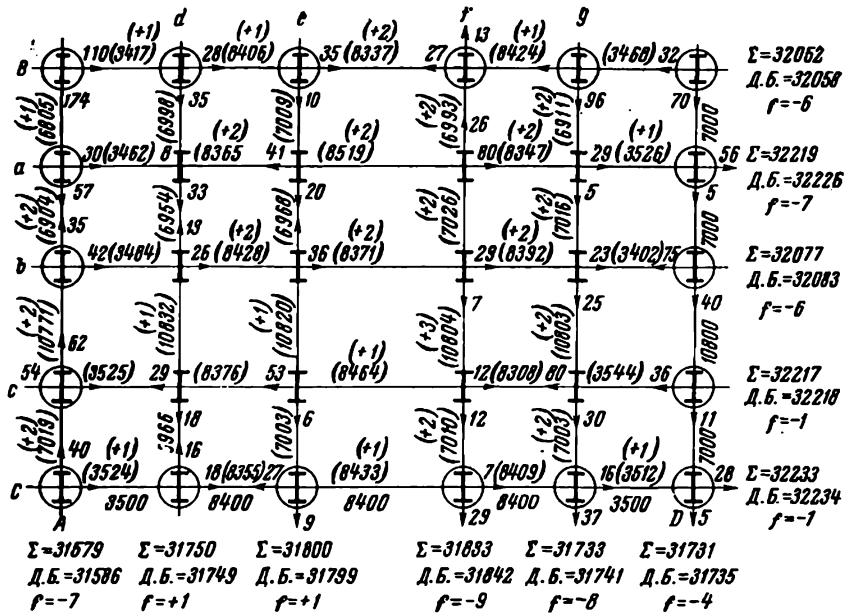


Рис. 135. Исполнительная схема для комбинированного способа

верхних торцов по всем продольным и поперечным осям компонированной стальной рулеткой с миллиметровыми делениями при натяжении 5 кг. Результаты измерений по каждому ряду a , b , c , d , e , f и g между крайними колоннами рядов A , D и B , C с уже определенными координатами вписывают на схему (рис. 135), на которой указывают невязку по каждому ряду. Эту невязку вычисляют как разность

$$f = \sum l - \sum L - \sum k, \quad (\text{XI.5})$$

где l , L — соответственно измеренная и проектная величины пролета (на схеме без скобок); k — отклонения крайних колонн, определенные теодолитом.

Полученная невязка f не должна быть более 1 : 5000 длины хода с тем, чтобы общая погрешность определения длины пролета была в пределах 2 мм. Невязку распределяют на все пролеты пропорционально их длине с обратным знаком (на рис. 135 она показана в скобках над измеренной величиной пролета). По увязанным ходам между крайними колоннами вычисляют отклонения центров колонн от проектного положения. Достоинство этого способа также и в том, что получают контроль результатов сравнением их с проектными расстояниями между крайними колоннами.

При обработке данных полевых измерений вводят поправки за длину рулетки. За температуру поправки не вводят, так как

длину рулетки определяют при той температуре, при которой задают все проектные данные по каркасу.

Для получения при измерении по колоннам относительной погрешности 1 : 5000 нужно прокомпарировать рулетку с точностью

$$\delta = \frac{1}{12T} = \frac{20\,000}{60\,000} = \\ = 0,3 \text{ мм};$$

случайная погрешность измерения не должна превышать $\delta_1 = \frac{l\sqrt{n}}{12T}$, т. е. при длине ряда 40 м

$$\delta_1 = \frac{20\,000\sqrt{2}}{60\,000} = 0,4 \text{ мм.}$$

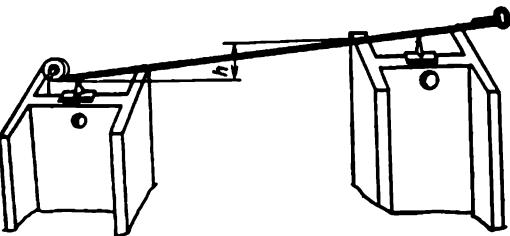
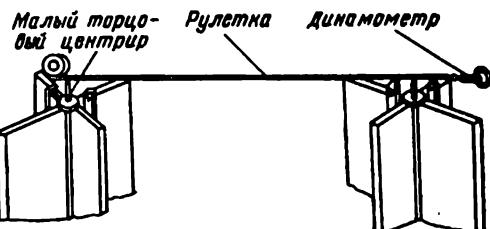


Рис. 136. Промер по торцевым центрирам

Для этого измерения линий хода производят в прямом и обратном направлениях при трех сдвигах рулетки на каждом пролете. Для удобства измерений между центрами торцов, если верх колонн не на одном уровне или центры закрыты проушинами, или в центре сечения колонны отверстие, применяют специальные малые торцевые центриры. Это приспособление представляет собой конический стержень высотой 8 см, вделанный в центр металлического диска (для крестообразного сечения), прямоугольной (для двутаврового сечения) или квадратной пластинки (для квадратного сечения колонн). При помощи рисок, фиксирующих ось стержня на краях диска, или пластинок малый торцовый центрир устанавливают точно по центру колонны. На конце стержня по оси делают крестообразную насечку для отсчетов по рулетке. Измерение при помощи таких центриров показано на рис. 136.

В измеренные расстояния между колоннами, верх которых находится на разном уровне, вводится поправка за превышение h . Это превышение определяют как разность размеров от верха колонн до соединяющего их ригеля (измеряется рулеткой).

Исправление положения колонн. Приведение в вертикальное положение по данным первичной схемы рекомендуется производить по простому и удобному способу произвольных отсчетов, предложенному и апробированному автором. Этот способ применяется для исправления положения колонн любого яруса. Сущность способа

заключается в том, что теодолит устанавливают на произвольном расстоянии от проектной оси ряда, в котором находится неправильно (по сравнению с допуском) стоящая колонна. Теодолит устанавливают на штативе (для исправления нижнего яруса) или на торце другой колонны. Визирная ось зрительной трубы наводится на любой круглый отсчет по рейке, прикладываемой к торцу колонны (см. выше). После наведения лимб и алидаду теодолита закрепляют зажимными винтами. К верхней части колонны в направлении исправления привязывают трос, присоединенный внизу к трассовой винтовой стяжке, в свою очередь привязанной к низу другой колонны. При помощи стяжки верх колонны тянут до установки его в проектное положение. Для этого, зная величину отклонения колонны по соответствующей оси, наблюдатель ждет, пока отсчет на рейке, на которую наведена труба, изменится на эту величину в нужную сторону, после чего положение исправленной колонны фиксируют тросом. Исправив положение колонны в направлении одной оси, выверяют ее по перпендикулярной оси.

Для того чтобы не допустить погрешности — наклонения колонны при исправлении в противоположном направлении, контролируют полученный пролет промером стальной рулеткой. При выверке колонн двутаврового сечения учитывают и исправляют не только крен, но и разворот.

Установка колонн теодолитом. Если для первых ярусов многоэтажного здания применяют легкие колонны, предварительное определение их положения и выверку объединяют в одну стадию. Установка таких колонн может быть произведена сразу двумя теодолитами. Положение верха колонны определяют способом бокового нивелирования, но наблюдатели и рабочий-верхолаз остаются на своих местах, пока колонна при помощи тросов не будет установлена в проектное положение в двух направлениях, после чего второй наблюдатель переходит на другой ряд для установки следующей колонны.

Для установки колонн двутаврового или квадратного сечения по их продольной и поперечной осям предварительно делают риски на вертикальных плоскостях вверху и внизу. Визировать теодолитами в этом случае можно непосредственно на нижнюю риску (после установки колонны на проектные оси), затем, визируя на верх колонны, приводить при помощи троса верхнюю риску в коллимационную плоскость теодолита. При этом для контроля измеряют пролет между смежными колоннами. Непосредственно с верхней плиты фундамента указанными способами можно выверить колонны 2-го и 3-го ярусов, но из-за большого угла наклона трубы целесообразно применять призму на окуляре теодолита.

После исправления положения колонн, имевших недопустимые отклонения от проекта, снова определяют их положение перед сваркой. Составленная схема является основанием для свароч-

ных работ. После сварки контрольно определяют окончательное положение колонн яруса. Исполнительную схему положения колонн после сварки с указанием отклонения центров верхних торцов подписывают представители геодезической службы и монтажной организации.

§ 44. Выверка верхних ярусов

Горизонтальные и вертикальные связи каркаса, настилы, монтажные устройства и устраиваемые при поточном производстве работ перекрытия не дают возможности для вышележащих ярусов воспользоваться способом определения положения колонн, указанным в § 43. Для выверки колонн верхних ярусов рекомендуются способы, основанные на применении прибора вертикального визирования (см. главу X). На строительстве высотных зданий первой очереди были применены и в дальнейшем вошли в практику возведения современных высотных зданий следующие способы:

- а) линейных промеров между колоннами с привязкой к исходным линиям вертикального визирования;
- б) выноски параллельно смещенных осей на горизонтальные балки (ригеля) и их использование для выверок промежуточных ярусов.

Сочетание линейных промеров с применением прибора вертикального визирования. Измерения пролетов между центрами верхних торцов невыправленных колонн по продольным и поперечным осям привязывают к вертикальным базисным линиям, вынесенным вверх зенит-прибором. Координаты четырех марок геодезической основы на фундаменте, расположенных возле угловых колонн поверяемого контура, переносят по вертикали вверх. Если на один-два яруса ниже выверяемого уложено перекрытие, координаты могут быть перенесены на палетку (см. § 42) с последующей выверкой яруса по способу, указанному в § 43. Если же перекрытие не уложено, то на одной точке эти координаты переносят на центр трегера теодолита (см. рис. 118) при помощи специального кронштейна, присоединяемого к колонне поверяемого яруса на расстоянии 500—800 мм. На трегер может быть поставлен теодолит Т30. Над маркой в другом конце поверяемого ряда устанавливают по вертикали малый торцовый целик-центрир.

Над марками, расположенными по диагонали, проектируют по вертикали соответственно подставку для теодолита и целик. Связь между наблюдателями внизу и их помощниками вверху осуществляется по телефону. Каждый наблюдатель с помощью теодолитов, установленных в подставках и ориентированных на целики, делает отсчеты по рееке, прикладываемой к центрам торцов колонн продольной, а затем поперечной оси. Полученная разность между отсчетами и величиной смещения линии визиро-

вания дает величину отклонения контурных колонн по соответствующей продольной или поперечной оси. Крен промежуточных колонн внутри поворяющего контура определяют линейным про- мером (см. § 43). Указанным методом выноску зенитных точек и измерения по торцам колонн могут производить два отряда одновременно. Схему составляют по рис. 135. Колонны приводят в вертикальное положение способом произвольных отсчетов. Перед сваркой контролируют определение положения колонн, так как при исправлении положения одной колонны может нарушиться вертикальность соседней. После сварки производят окончательную съемку, так как сварка может изменить положение колонн яруса.

Перенос параллельно смещенных осей на ригели каркаса. Для того чтобы сделать выверку каркаса более гибкой и быстрой, прибор вертикального визиро- вания применяют для съемок каркаса через один ярус. Положение колонн промежуточных ярусов определяют теодолитом или надир-прибором наклонным визированием.

Во время исполнительной съемки положения яруса после сварки наклонным визированием выносят параллельно смещенную ось на каждый из ригелей, соединяющих колонны каркаса, и закрепляют на ригелях линию кернами. После установки колонн следующего яруса с точек на ригелях определяют крен колонн наклонным визированием (боковой нивелировкой). Теодолит устанавливают при этом на ригель без штатива, а для наблюдателя закрепляют монтажную люльку.

Для точного центрирования на ригеле теодолитов, имеющих обычную подставку, из картона вырезают контур подставки теодолита, в центре делают небольшое отверстие, которое совмещают с точкой, накернованной на ригеле. Теодолит устанавливают на шаблон и ориентируют по наиболее отдаленному керну на ригеле в нужном створе. После сварки исправленных колонн параллельно смещенную ось без применения зенит-прибора переносят на выверенный ярус наклонным визированием. С перенесенных точек можно производить съемку положения колонн следующего яруса только до электросварки. Съемку положения колонн следующего яруса после электросварки следует производить зенит-прибором для предотвращения неточностей, связанных с многократным переносом параллельно смещенной оси наклонным визированием.

При переносе оси вверх этим способом низ керна, поставленного на ригеле, не всегда виден. Рекомендуется в таких случаях визировать на хорошо выверенный металлический угольник, вертикальную грань которого совмещают с плоскостью визирования, после чего кернуют точку на ригеле.

Точность вынесения параллельно смещенной оси с отвесных опорных линий на ригели равна $m_{\text{вын}} = 2$ мм. Точность центрирования теодолита на ригеле практически равна $m_{\text{ц}} = 1$ мм.



Рис. 137. Посредственное определение крена колонн

Плоскость визирования ориентируют угольником с точностью $m_{оп} = 2$ мм. Точность нанесения на ригелях и переноса параллельно смещенной оси на один ярус указанным способом составляет около $m_{пер} = 3$ мм. Погрешность определения крена колонны теодолитами, установленными на ригелях, с учетом неточности установки реек при боковой нивелировке также составляет $m_{кп} = 3$ мм.

Определение крена колонн с закрытыми торцами. При линейных измерениях комбинированным способом, как правило, торцы колонн открыты и доступны для промеров. При монтаже бывают случаи, когда после электросварки яруса, еще до контрольной съемки, сразу же ставят колонны следующего яруса. В таких случаях измеряют пролеты между гранями колонн на плоскости верха ригеля. На середине ригеля кернуют точку (точка a на рис. 137). К грани колонны по оси ригеля прикладывают металлическую линееку с миллиметровыми делениями. Рулетке придают необходимое натяжение и расстояние l между делением линееки b и точкой a измеряют при трех смещениях рулетки. Домер от деления b до грани колонны l_1 отсчитывают по линееке. Такое же измерение производят от риски до грани другой колонны (l_2 и l_3). Половину габарита колонн d_1 и d_2 следует определять измерением в натуре, в крайнем случае по проектному чертежу. Тогда длина пролета $L = l + l_1 + l_2 + l_3 + d_1 + d_2$. Расхождения между тремя размерами пролета допускают в пределах 2 мм.

§ 45. Выверка лифтовых шахт и лестничного каркаса

Каркас лифтовых шахт. Сразу же после установки балок, обрамляющих шахты лифтов, производят исполнительную съемку их положения в плане. Ось каждой лифтовой балки привязывают к продольным и поперечным осям колонн. Установку балок производят так, чтобы габарит шахты на любом этаже,

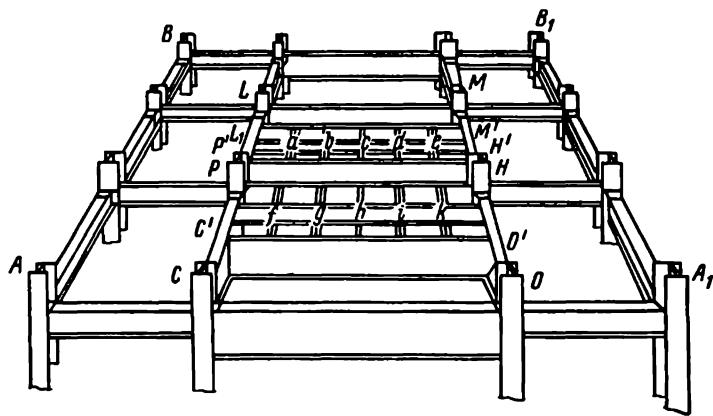


Рис. 138. Каркас лифтовых шахт

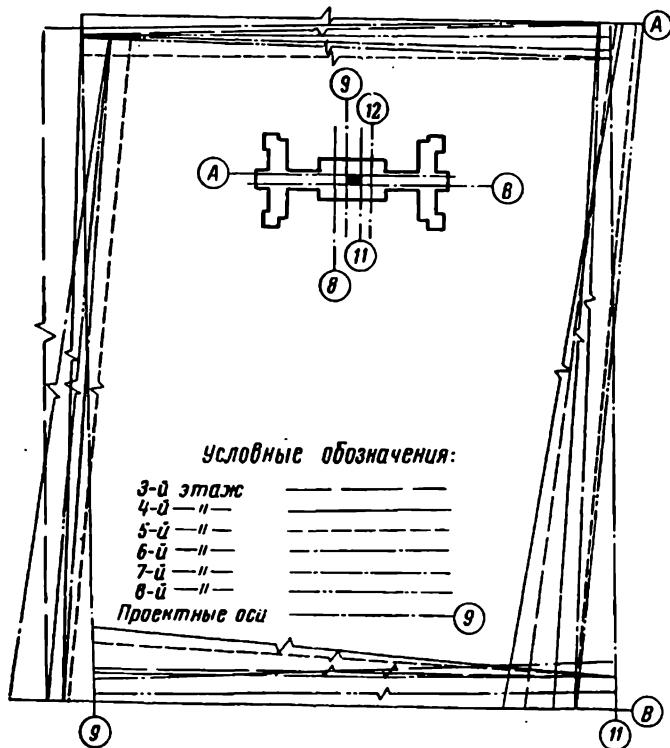


Рис. 139. Схема положения ригелей, обрамляющих лифтовые шахты

спроектированный на горизонтальную плоскость, не выходил за пределы отклонения от проектных осей более чем на 2 см. Положение осей лифтовых балок $a, b, c, d, e, f, g, h, i, k$ (рис. 138) определяют промером рулеткой между точками, закрепляющими параллельно смещенные оси колонн, вынесенные на ригели каркаса лифтовых шахт.

Параллельно смещенные оси на ригели лифтовых шахт $MH, ML, LP, HP, M'L', H'P', O'C'$ переносят или от осей колонн M, H, O, L, P, C , положение которых известно по результатам исполнительной съемки после электросварки яруса, или промерами рулеткой между точками, закрепляющими смещенные контурные оси AA', BB', AB и $A'B'$. Невязку, получаемую при промере между контурными осями (если она не превышает 1/5000 измеренной длины), распределяют на все измеренные отрезки линий. По результатам привязки осей лифтовых ригелей и балок составляют исполнительную схему, согласно которой устанавливают их на проектные оси и после повторной съемки производят электросварку.

Дальнейший монтаж ведут от струн с грузами, спущенных внутрь лифтовой шахты. От этих струн можно проверить правильность схемы положения каркаса лифтовой шахты на любом ярусе; рекомендуется изображать ее в горизонтальной проекции (рис. 139). На этой схеме отклонения осей каркаса шахты от проектных осей колонн $A, B, 9$ и II показывают в натуральную величину. Исполнительную схему положения каркаса лестниц можно составлять аналогично схеме положения каркаса лифтовых шахт.

Съемка лестничного каркаса. Отклонения каркаса лестниц от проектных осей допускают 25 мм. Для монтажа металлокаркаса лестниц в каждой лестничной клетке выносят и закрепляют на верхнем и нижнем перекрытиях смещенные продольную и поперечную оси. Закрепить их можно на внутренней вертикальной плоскости ригеля или стены. Внутри лестничного пролета подвешивают 2—4 металлические струны в произвольных местах. Струны в плане привязывают к ранее вынесенным и закрепленным осям. По координатам струн устанавливают косоуры. Съемку смонтированных элементов каркаса лестниц производят на каждой лестничной площадке от закоординированных струн промерами стальной линейкой или рулеткой от струны до соответствующего элемента по схеме (рис. 140, а).

По данным этих промеров, согласно рис. 140, б, составляют ведомость исполнительной съемки металлического каркаса от проектных осей.

Для установки переходных лестничных площадок на проектную высоту на каждом перекрытии в лестничной шахте выносят отметки, от которых монтируют лестничные площадки. После установки площадки на ней нивелируют пять точек по схеме (рис. 141) и составляют ведомость результатов.

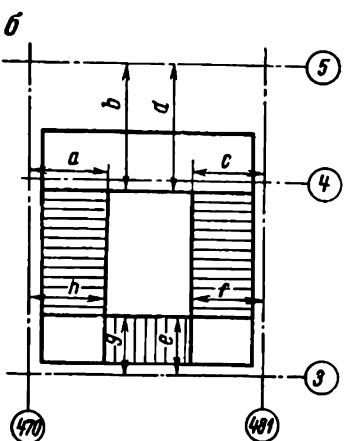
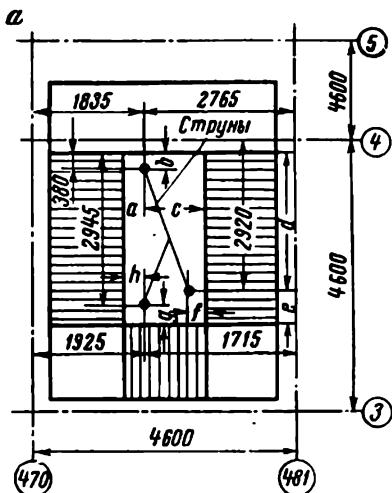


Рис. 140. Схема привязки лестничного каркаса:

a — к вспомогательным струнам; *b* — к проектным осям

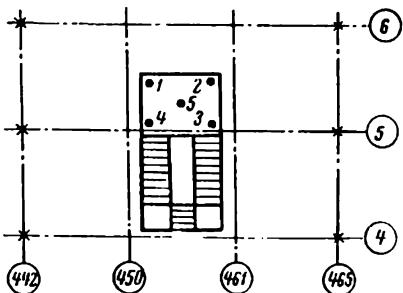


Рис. 141. Схема нивелировки лестничных площадок

Неправильное положение площадки по высоте или ее перекос могут привести к образованию порога у входа в коридор соответствующего этажа, тогда как между верхом лестничной площадки и уровнем пола этажа можно допустить отклонение не более 2 мм.

Нивелирование ригелей. Правильность устройства перекрытий лестниц и лестничных площадок в значительной степени зависит от установки по высоте ригелей каркаса, несущих на себе монтажные элементы лестниц. После монтажа яруса перед сваркой рекомендуется нивелировать ригели в местах их присоединения к колоннам. Такое нивелирование выполняют техническим нивелиром с установкой его на ригеле без штатива. Отсчеты производят по короткой метровой реечке, причем несколько точек выбирают и нивелируют как связующие, остальные точки на ригелях определяют как промежуточные. Нивелирование достаточно производить по одной стороне рейки, так как ригели монтируют на одном уровне большими группами и один отсчет по рейке мало отличается от другого.

Исполнительный чертеж, на котором показаны отклонения фактических высот верха ригелей от проекта, составляют на типовой монтажной схеме раскладки ригелей; он дополняет исполнительный чертеж планового положения яруса и является одним из документов для приемки монтажа яруса.

Увязка монтажных и геодезических работ при выверке металлокаркаса. Каркас можно геометрически правильно смонтировать только при условии строгой увязки монтажных операций с инженерно-геодезическими работами. Точных результатов при съемках положения каркаса можно достигнуть тогда, когда колонны не меняют своего положения вне процесса монтажной выверки.

Предварительную съемку отклонений верха колонн от проектных осей производят только после соединения их ригелями на уровне двух перекрытий. По данным предварительной съемки производят сварку стыковых накладок у колонн, имеющих отклонения в пределах допуска. Сварку стыков колонн, вышедших за эти пределы, необходимо производить только после исправления отклонений.

Исправление невертикальности колонн при сваренных стыковых накладках может привести к изгибу колонн, особенно в верхней части. Такой изгиб создает дополнительные напряжения в конструкции и может привести колонну в неправильное положение. Сварку узловых соединений ригелей с колоннами, придающую окончательную жесткость ярусу, производят только после исполнительной съемки отклонений исправленных колонн, если контрольная съемка подтверждает проектный допуск. Колонны следующего яруса нужно устанавливать только после сварки ригелей нижнего яруса, так как при несваренных ригелях выправленные колонны могут оказаться сбитыми и съемка положения закрытых верхними колоннами центров торцов нижних колонн окажется затруднительной, менее точной и более продолжительной, чем при открытых торцах.

Установленные геодезистами отклонения колонн монтажники исправляют при помощи тросовой винтовой стяжки, а иногда и просто тросом. Для исправления положения колонн точно по соответствующей оси нельзя крепить трос под углом к направлению отклонения. Геодезические наблюдения показали, что при несвоевременном снятии винтовой стяжки колонны в большинстве случаев возвращаются в прежнее положение. До полной сварки узловых соединений ригелей с соседними колоннами не следует снимать стяжку или ослаблять трос:

- а) не менее чем в двух пролетах по направлению исправляемого отклонения, если оно исправлено при сваренных стыковых накладках;
- б) не менее чем в одном пролете, если отклонение исправлено при незаваренных стыковых накладках;
- в) не менее чем в одном пролете при наличии вертикальных связей (даже в случае а).

Выполнение этих условий обеспечивает неизменность положения исправленной колонны.

Для неизменности положения выверенных (исправленных) колонн рекомендуется производить сварку узловых соединений

связей одновременно с приваркой ригелей. Для устойчивости колонн во время выверки полезно связывать их накрест (до сварки) в вертикальной плоскости креплениями переносного типа. Для контроля неподвижности соседних колонн во время выверки одновременно наблюдают за их торцами при помощи теодолитов, установленных на параллельных осях.

Разделение труда при геодезической выверке. При возведении каркаса высотных зданий определяют положение большого числа колонн и производят их выверку. Четкое распределение геодезических работ по степени сложности и самостоятельное выполнение несложных видов работ квалифицированными рабочими-геодезистами дают возможность инженерам заниматься более сложными операциями. Первичное определение положения блока колонн (после придания ему жесткости взятыми на болты ригелями) производят инженеры-геодезисты с помощью опытных рабочих-верхолазов. Полученные результаты отклонений передают квалифицированным рабочим-геодезистам, обученным способу произвольных отсчетов (см. § 43), под руководством которых монтажники исправляют положение колонн. Перенос вверх опорных точек приборами вертикального визирования производят инженеры, а все измерения рулеткой по торцам колонн — квалифицированные рабочие. Снесение параллельно смещенных осей на ригеля выполняют инженеры, а нивелирование ригелей — рабочие-геодезисты.

Такое разделение труда позволяет бесперебойно обеспечивать геодезическими данными монтаж каркаса при меньшем числе инженерно-технических работников.

ГЛАВА XII

РАЗБИВКИ ПРИ ВОЗВЕДЕНИИ КИРПИЧНЫХ СТЕН И ОБЛИЦОВОЧНЫХ РАБОТАХ

§ 46. Разбивки для стен и перекрытий здания

Керны, закрепляющие оси здания на опорных плитах, а также марки плановой основы, заложенные в бетон верхней плиты фундамента, являются исходными для разбивки осей стен, возводимых по контуру и внутри здания с допуском 1,0 см (СНиП III — В.4—72). Оси стен и их внешние и внутренние грани размечают стальной рулеткой на поверхности фундамента. Риски закрепляют карандашом или краской и шнуром, натертым мелом, отбивают на бетоне ось или грань стены. При высоте стены 1—2 м оси выносят на грани теодолитом, установленным примерно на соответствующей оси внутри или вне здания. Вынесенные наклонным визированием в вертикальной плоскости оси закрепляют верти-

кальной, а высоты — горизонтальной рисками и надписывают краской номер оси и отметку.

От таких выносок строители производят рабочую разбивку дверных и оконных проемов.

По мере роста здания выноска осей теодолитом, стоящим вне сооружения, затрудняется, поэтому выше 8—10-го этажа ее применять не рекомендуется.

Разбивку осей стен для каждого этажа, кроме подвального, с заданным допуском можно производить от колонн каркаса. При этом учитывают отклонения колонн от проектных осей, показанные на исполнительной схеме положения яруса после сварки. До использования колонн для выноски осей стен проектные оси закрепляют на колонне. Для выборочной проверки рабочей разбивки проемов и ниш промер рулеткой от осевой риски до грани проема необходимо закончить на смежной осевой риске. Невязку в пределах 1 см распределяют на каждый отрезок пропорционально его длине. При большей величине невязки проверяют правильность выноски осей. Выборочно контролируют также размеры простенков, отклонения которых по ширине установлены в 1,5 см. При кладке внутренних двойных стен осевые риски выносят на обе наружные грани, а для одинарных — на грань со стороны лесов.

По мере роста здания от опорных плит каркаса, точно установленных на проектные высоты, в любом месте выносят на стены рабочие отметки. В пределах яруса (двух этажей) отметки переносят промером по вертикально подвешенной рулетке. В рабочих чертежах за величину высоты 0 принимают уровень пола первого этажа, заданный определенной абсолютной высотой H . Для перехода на принятую схему относительных высот нужно из полученной абсолютной высоты H_1 вычесть величину H . Разность $H_1 - H$ дает превышение между вынесенной на стену высотой и уровнем чистого пола здания.

Если $H_1 - H$ — величина отрицательная, то условная высота получает минусовое значение и указывает, насколько вынесенная высота находится ниже уровня пола. Контроль вынесенных на стену высот осуществляют от занивелированных при составлении исполнительных схем ригелей каркаса или от высот, вынесенных на грани колонн. Для кирпичной кладки стен многоэтажных зданий установлена допустимая величина отклонения отдельных рядов кладки от горизонта 15 мм на 10 м длины. Выдержать этот допуск необходимо, так как в противном случае перемычки оконных проемов, линии низа и верха оконных рам и другие части здания окажутся не на одном уровне, что влечет за собой переделки при наружной облицовке стен. Чтобы избежать этого, до начала кладки по периметру будущей стены на гранях фундамента выносят нивелиром высоты в принятой относительной системе. После выравнивания по этим высотам нескольких рядов кладки на внешней грани стены в нескольких местах мар-

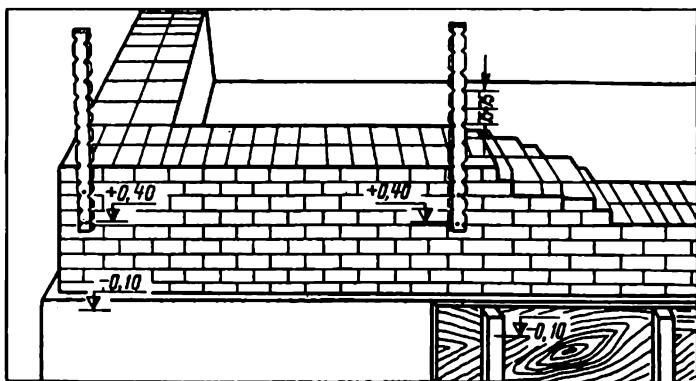


Рис. 142. Установка порядков для кладки стен

кируют один и тот же уровень (высота +0,40 на рис. 142).

Рядом с ними прибивают специальные рейки, так называемые порядовки.

На порядовках нанесены углубления через 7,5 см (сюда входит толщина кирпича и растворного шва). Шнур, натянутый между соответствующими делениями порядовок, определяет линию кладки, отступление разрешается в пределах 2 мм. Низ смежных порядовок проверяют по рискам высот, вынесенных нивелиром. Правильность кладки первых этажей определяет дальнейший ход работ, поэтому на первых трех этажах установку порядовок проверяют геодезисты. На последующих ярусах по вынесенным высотам порядовки могут самостоятельно устанавливать мастера участка.

Кроме горизонтальности рядов должна соблюдаться вертикальность кладки 10 мм на высоту этажа (на все здание 30 мм).

Исполнительная съемка стен. Принимаемый участок стены должен сопровождаться составлением исполнительной схемы. Чем выше этаж, тем меньше с земли заметны отклонения стены от вертикали, смещения проемов и т. д. Кроме того, без инструментальной исполнительной съемки стены нельзя судить: можно ли производить облицовку. Исполнительную съемку стен в плане производят от осевых рисок, по которым производилась кладка. К этим же рискам промером привязывают грани поперечных стен. Толщину поперечной стены или измеряют непосредственно по верху кладки или вычисляют по проектному размеру между осевыми рисками и по расстояниям от них до граней стены. Положение промежуточных точек на гранях стены определяют промером от шнура, протянутого между рисками, закрепляющими одноименную поперечную ось на продольных стенах. Вторую координату этих точек определяют непосредственным промером от рисок, закрепляющих продольную ось. При больших пролетах съемку поперечных стен можно производить и

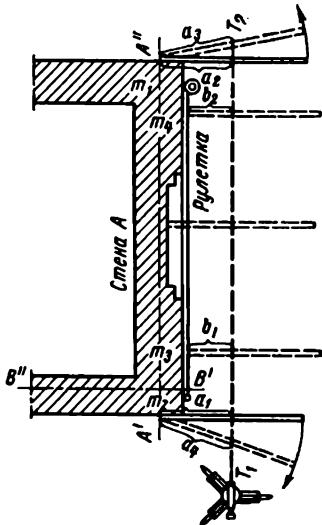


Рис. 143. Съемка стены по способу двух реек

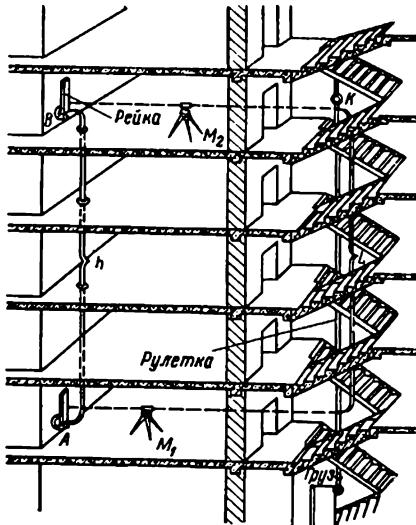


Рис. 144. Передача отметки на верхнее перекрытие

боковым нивелированием, с помощью теодолита, устанавливающегося на продольных стенах, от рисок, закрепляющих на этих стенах поперечную ось.

Способ двух реек. Исполнительную съемку кладки продольных стен производят по способу двух реек. Теодолит устанавливают на произвольном расстоянии от стены в точке A (рис. 143) в пределах длины обычной нивелирной рейки. К рискам m_1 и m_2 , закрепляющим продольную ось A , прикладывают две нивелирные рейки так, чтобы они одновременно находились в горизонтальном положении и были перпендикулярны к оси $A'A''$. Зрительную трубу теодолита вращают в горизонтальной плоскости до тех пор, пока по вертикальной нити сетки будут произведены по обеим рейкам одинаковые отсчеты. Отсчеты a_1 и a_2 должны быть наименьшими. Отсчеты по обеим рейкам могут быть одинаковыми во всех случаях одинаковых отклонений реек от перпендикуляров ($a_3 = a_4$), но только при условии минимальности отсчетов будет получено расстояние от базиса T_1T_2 до оси стены $A'A''$. Сделав отсчет $a_{1\min} = a_{2\min}$, записывают его в абрис, теодолит закрепляют по азимуту. Рейки переносят к снимаемым точкам m_3 и m_4 и отсчеты по ним $b_{1\min}, b_{2\min}, \dots$ также записывают в абрис. Для привязки снимаемых точек к размерам оси стены $A'A''$ отсчеты b_1, b_2, \dots вычитают из размера $a_1 = a_2$. Промерами рулеткой вдоль стены привязывают точки m_3 и m_4 к поперечной оси $B'B''$. На основании полученных данных составляют исполнительную схему кладки стены этажа на определенной высоте.

Для съемки положения стен нижних этажей способом двух реек теодолит устанавливают на земле. Исполнительную съемку стен верхних этажей производят с перекрытий или используют для визирования проемы стен, расположенных под прямым углом к снимаемым. На схеме указывают поэтажное положение наружных граней стен. Съемку внутренних граней производят до осевых рисок, вынесенных от колонн каркаса. Рулеткой измеряют расстояния до всех оконных и дверных проемов, импостов, ниш и т. д.

Разбивка и съемка перекрытий. При сооружении современных многоэтажных зданий наряду со сборными железобетонными перекрытиями устраивают монолитные. Установку опалубки для монолитных перекрытий производят от рисок, закрепляющих оси на внутренних гранях стен или непосредственно от кернов осей колонн. Выноску осей на стены следует делать своевременно, до закладки колонн кирпичом или омоноличивания. Верх перекрытия по высоте устанавливают от поверхностей ригелей, пользуясь исполнительной схемой их положения после сварки, или от отметок, переданных на верхнее перекрытие снизу так, как показано на рис. 144.

Отметка репера $H_B = (H_A + h) = H_A + L + (O_A - O_B)$. Здесь L — разность отсчетов по рулетке, O_A и O_B — отсчеты на реперы A и B .

Средняя погрешность такой передачи

$$M = \sqrt{\sum_1^7 m^2}. \quad (\text{XII.1})$$

В формуле (XII.1) подкоренное выражение $\sum_1^7 m^2$ включает в себя погрешности отсчетов по низу и верху рулетки (m_1 и m_2), по низу и верху рейки (m_3 и m_4), погрешности компарирования реек (m_5 и m_6) и рулетки (m_7).

На высотных зданиях применяют рулетку с миллиметровыми делениями; отсчеты по рейкам и рулетке производят точными нивелирами при трех сдвигах рулетки и по обеим сторонам реек. Средняя величина каждой погрешности m_1, \dots, m_7 может быть принята 0,5 мм, тогда $M_{20} = \sqrt{1,75} = 1,3$ мм, а при передаче на 100 м (пять подвесов рулетки) $M_{100} = 1,3\sqrt{5} \approx 3$ мм. Такая погрешность исходных данных поэтажной высотной основы удовлетворяет установленным требованиям.

Удобнее подвешивать рулетку в лестничном пролете. Разность в превышениях h не должна быть более 1 мм, а разности горизонтов инструментов L_1, L_2 и L_3 не должны превышать 0,5 мм.

Из трех значений передач высоты берут среднее арифметическое. Для того чтобы избежать накопления погрешностей, не следует передавать высоту реперов с этажа на этаж. Лучше передачу производить на всю длину рулетки (пять этажей) и

между высотами реперов верхнего и нижнего этажей увязывать высоты реперов промежуточных этажей. Допустимую невязку между разностью высот пятого и первого этажей и суммой между этажных превышений определяют по формуле

$$\mu = M \sqrt{n}, \quad (\text{XII.2})$$

где $M = 1,3$ мм (см. выше), а n — число промежуточных передач.

От двух опорных точек, переданных от реперов этим способом, нивелированием III класса связывают между собой все оставшиеся реперы на перекрытии. Отклонение поверхности перекрытия этажа от горизонта, учитывая последующую укладку подготовки под полы и необходимость избежать порогов при настилке чистого пола, допускается в пределах 1 см (СНиП III—15—76). Такой же допуск установлен на превышение толщины плиты и обетонировки ригелей. До бетонирования верх опалубки перекрытий проверяют от вынесенных высот и осевых рисок на стенах или плоскостях колонн. Одновременно проверяют положение закладываемых в арматуру пробок для будущих отверстий в перекрытии. Выборочно нивелируют верх арматуры плиты, защитный слой которой должен быть выдержан в пределах 5 мм.

При устройстве перекрытий из готовых железобетонных плит до их установки проверяют расстояния между осями балок (ригелей) каркаса (допустимое отклонение 5 мм). Это необходимо для того, чтобы при неправильно смонтированных балках плита сборного перекрытия не провалилась или не заняла часть смежного пролета, предназначенного для другой плиты. Положение опалубки и закладных частей указывают на исполнительной схеме.

После бетонирования перекрытия производят планово-высотную съемку его положения от тех же осей и высот, от которых выполнялась разбивка. Установку верха сборных перекрытий проверяют таким же образом.

§ 47. Геодезическая основа и разбивки для облицовочных работ

Требования к геодезическим работам при облицовке стен. Облицовка стен многоэтажных зданий требует тщательности, так как придает стенам законченный вид. Невертикальность поверхности облицовки, разрывы между ее краями и оконными блоками, художественными вставками и оконными проемами недопустимы (СНиП III—21—73).

Предельное отклонение поверхности штучной облицовки из природного или искусственного камня лощеной поверхности допускается 5 мм на этаж; отклонение швов от горизонта и вертикали поверхности на всю длину ряда 3 мм; несовпадение профиля на стыках архитектурных деталей 1 мм. Технические условия предусматривают инструментальную поверку горизонтальности

рядов и расположения облицовки в одной плоскости через каждые два этажа.

Облицовка стен многоэтажного здания сводится к монтажу готовых крупнопанельных блоков, облицовочных плит, междуоконных вставок. В последние годы для ряда зданий применена алюминиевая стеклорубашка со вставками из стемалита (цветного каленого стекла).

Допуски при изготовлении и монтаже блоков и алюминиевых конструкций очень малы, так как подгонка неверно изготовленных конструкций к оконному блоку более сложна, чем исправление облицовки отдельными плитками. При наличии пилястр каждый блок облицовки должен быть установлен в отношении продольной оси стены и поперечной оси пилястр, а также по горизонту с точностью 2 мм. Лицевые грани смежных облицовочных панелей должны совпадать по вертикали в пределах 2 мм. Такая же точность подгонки алюминиевых конструкций.

Из сказанного следует, что точность разбивки осей как основы для облицовочных работ на каждом этаже не должна быть менее $m = 2$ мм при совпадении их в горизонтальной проекции. В § 46 указано, что выноска осей на стены для их кладки производится с меньшей точностью. Выноска осей стен для облицовки от поэтажной геодезической основы на каждом этаже раздельно не удовлетворяет требованиям инструкций (2 мм).

При облицовке нижних этажей могут быть использованы оси, вынесенные для кладки стен, но при обязательной их проверке более точными теодолитами, так как различные допуски для кладки и облицовки требуют и различной точности разбивки. Выноску поперечных осей на стены первого этажа производят при помощи теодолита (через 20 м), а промежуточные осевые риски наносят промерами от этих выносок. Штучная облицовка следующих этажей может вестись от поднятых с первого этажа осей с периодическими контрольными промерами через каждые 3—4 этажа. Если стена образует через несколько этажей уступ, то на начальном этаже после уступа разбивка повторяется (см. ниже). Продольные (глубинные) оси выносят в местах оконных или дверных проемов от марок основы на верхних перекрытиях, осевых кернов на ригелях, от колонн каркаса или (для нижних этажей) от марок внешней геодезической основы. Для этого на верхнем перекрытии или на земле параллельно осям наружных стен разбивают базис, который не должен быть смещен от оси стены во внутреннюю часть или вне здания более чем на 2 м для удобства работы нивелирной рейкой. Рейку выдвигают из оконного проема до получения нужного отсчета при помощи теодолита, ориентированного по параллельно смещенному оси. Зафиксированное положение пятки рейки (ось стены) закрепляют риской, смещенной внутрь проема от оси стены еще на 100 мм для того, чтобы осевые риски не закрывались оконными блоками. Поэтому отсчет по черной стороне рейки должен быть равен величине осевого сме-

щения плюс 100 мм. Правильность отсчета контролируют по красной стороне рейки. Эти риски одновременно служат для установки оконного блока и для облицовочных работ.

В ряде случаев, в частности при облицовке пилястрок крупнопанельными блоками, использование рисок на стене и в оконных проемах затруднительно и требует дополнительных замеров и приспособлений.

Способ в неконтурной основы. Этот способ рекомендуется для уменьшения объема геодезических работ по разбивке осей, а также для обеспечения точной установки облицовочных блоков и плит, алюминиевых конструкций и художественных вставок. Подъемные люльки для облицовщиков подвешивают к консолям — двутавровым балкам, прихваченным сваркой к ригелям каркаса на уровне каждого уступа стены. К этим консолям на расстоянии, равном проектному размеру от оси стены до наружной грани облицовки (отрезок a на рис. 145), приваривают полосу из уголковой стали. На эту полосу выносят и кернуют заранее закоординированные точки $1, 2, 3, 4, \dots$, которые должны находиться на пересечениях линии наружной плоскости облицовки с перпендикулярными к ней плоскостями. Применительно к облицовочным работам в качестве таких плоскостей выбраны поперечные грани блока. Расстояния b и c в таком примере выбирают из проектных чертежей облицовки.

На верхнем перекрытии для разметки точек, фиксирующих грани облицовки, закладывают вспомогательные марки B_1, \dots, B_4 , на которые оптическим теодолитом выносят створ марок поэтажной геодезической основы AA_1 и A_2A_3 . Прокомпариованной рулеткой по расстояниям $a + a'$ от марки A и $a + a''$ от марки A_3 выносят смещенную ось стены (марки B_1, B_2). На линии AA_1 , параллельной осям стен, на расстоянии $d + d'$ закладывают вспомогательную марку B_3 и на расстоянии d'' от нее — марку B_4 . Отрезки $d + d'$ и d'' , отложенные рулеткой, фиксируют применительно к рис. 145 оси пилястр. Теодолитом, устанавливаляемым на марках B_3 и B_4 , оси пилястров переносят на металлическую полосу, приваренную к консолям. От марок B_1 и B_2 смещенную ось стены (внешнюю грань облицовки) также переносят на консоли. Между вынесенными на полосу поперечными створами размечают и просверливают отверстия, закрепляющие нужные поперечные плоскости. Контролем разметки служит промер между крайними точками. В намеченных местах сквозь отверстия подвешивают струны-отвесы с грузом, опускаемым в ведро с вязкой жидкостью. Такие отвесы фиксируют пересечение двух плоскостей с необходимой точностью. Для каждой крупноблочной облицовочной панели (или алюминиевой конструкции) нужны две струны, только тогда обеспечивается точная установка двух граней панели в увязке с остальными элементами здания. Внизу для контроля измеряют расстояния между струнами и сравнивают с отрезками между отверстиями в полосе,

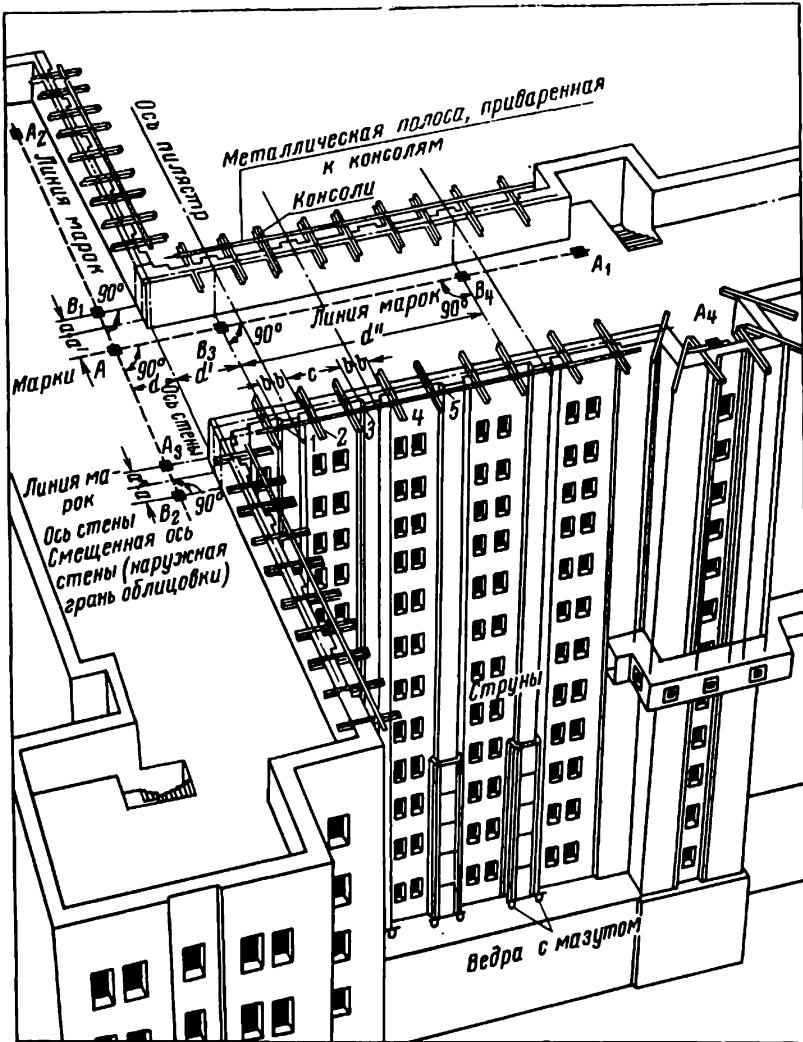


Рис. 145. Геодезическая основа для облицовочных работ

приваренной к консолям. Рабочие высоты выносят на внешнюю грань стены от реперов внутренней поэтажной основы при помощи подвешиваемой снаружи рулетки.

Оси художественных междуоконных вставок и импостов выносят от струн и закрепляют на кирпиче краской, а их верхние и нижние грани определяют от рабочих высот на внешней грани стены и закрепляют проволокой, натянутой на всю длину данного участка облицовки.

Перед установкой художественных вставок и импостов вывешивают кирпичную кладку и пилястры в требуемых местах; если

отклонения от проекта превышают допуски и мешают установке вставок, то эти места выправляют.

Облицовку цокольного этажа гранитом можно производить от продольных и поперечных осей здания, переносимых от знаков внешней геодезической основы. При передаче высот для облицовки цоколя от наружных реперов необходимо учесть осадку сооружения, иначе проектные размеры между верхом цоколя и другими элементами здания не будут выдержаны.

Исполнительная съемка облицовки. Если в момент съемки не сняты струны внеконтурной геодезической основы, то контрольные замеры производят от этих струн с дополнением съемки боковым нивелированием. Если же струн нет, то исполнительную съемку облицовки производят аналогично определению крена колонн.

Геодезической основой для съемки облицовки могут служить: а) наземные пункты, от которых производят выноску мест постановки теодолита; б) пункты поэтажной геодезической основы на перекрытиях; в) точки внеконтурной геодезической основы на консолях и их сноски вниз; г) уточненные осевые риски на стенах и в проемах.

При съемке положения облицовки по отношению к поперечным осям визирную плоскость устанавливают перпендикулярно к плоскости снимаемой облицовки, а положение граней облицовки привязывают к поперечным осям на каждом этаже. На этих осях (или на известном расстоянии от них) устанавливают теодолит и отсчитывают визированием в коллимационной плоскости по рейке, прикладываемой к снимаемым граням облицовки, справа и слева от линии визирования. При съемке на верхних этажах высотного здания теодолит устанавливают на перекрытиях и визируют в оконные проемы. Поперечная съемка облицовки требует постановки теодолита для каждого вертикального ряда окон.

Перенос оси по вертикали на стене с уступом. При переносе осевой риски, служащей ориентиром при наклонном визировании вверх или вниз, если наружная грань стены не находится в одной вертикальной плоскости, а имеет уступы, необходима точная установка теодолита по оси проемов. В таких случаях чем больше угол между осевой и коллимационной плоскостями, тем больше отклонена от отвесной линии точка, полученная вверху или внизу при переносе наклонным визированием в вертикальной плоскости.

Поясним эти положение рис. 146. Пусть стена имеет уступ d , после которого плоскость A переходит в плоскость B . Буквой l обозначено смещение теодолита с оси MM' при его установке. При визировании в плоскости Z точка K , находящаяся на оси MM' и вынесенная на грань B , вместо K' займет положение K'' и сместится с оси MM' на расстояние b . Величина этого смещения прямо пропорциональна расстоянию l , а также ширине d уступа

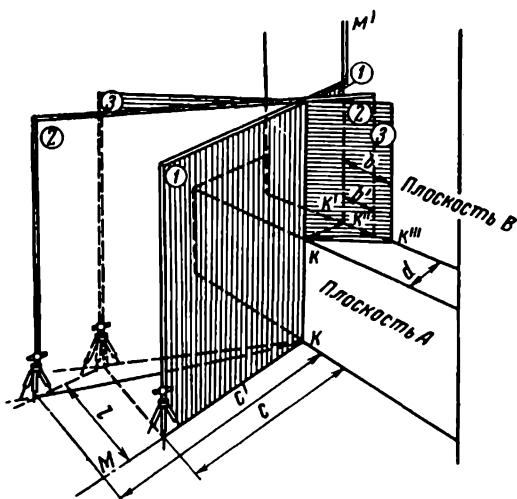


Рис. 146. Перенос оси наклонным визированием при уступе между вертикальными плоскостями

скости стены, на которой находится точка K . Съемка положения наружной плоскости облицовки по отношению к продольной оси стены не отличается от съемки положения грани кирпичной стены, но выполняется с большей точностью. Ориентирование оптического теодолита можно производить по штанговому центриру, установленному над маркой внешней основы, и по точкам внеконтурной геодезической основы на консолях. Можно применять и способ двух реек (см. выше). Нетрудно подсчитать, что в первом случае боковой нивелировки средняя погрешность определения положения снимаемой точки выше, чем по способу двух реек.

Теодолит для продольной съемки облицовки устанавливают внизу (на земле), в оконных проемах поперечных стен, на перекрытиях крыльев здания и т. д. Так же, как и при поперечной съемке, для контроля отсчитывают по обеим сторонам рейки.

При наличии пилasters для определения положения их облицовки на каждом этаже рейку прикладывают к двум точкам па-

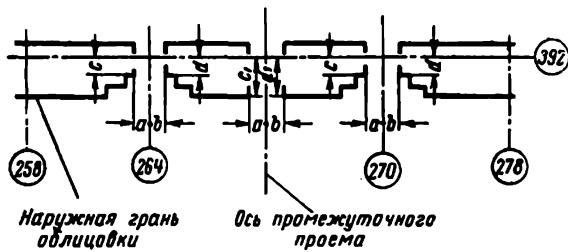


Рис. 147. Исполнительная схема положения облицовки

стены, так как $\frac{l}{b} = \frac{c}{d}$, откуда $b = \frac{ld}{c}$.

Чем дальше теодолит установлен от стены ($c' > c$), тем погрешность (смещение) при переносе точки K по вертикали меньше ($b' < b$). Визирование из отдаленной точки показано в плоскости 2.

Таким образом, установка теодолита не на перпендикуляре к плоскости A , проходящем через точку K' , может быть только в том случае, если перенос наклонным визированием производится по отвесной линии в одной и той же вертикальной пло-

параллельно оси стены (во время поперечной съемки) и к двум точкам перпендикулярно к этой оси (при продольной съемке). По записям в журнале составляют таблицу результатов замеров положения облицовки и исполнительную схему (рис. 147).

Облицовку помещений общественного назначения внутри высотных зданий естественным или искусственным мрамором производят от закрепленных осей и по высотам, задаваемым с помощью нивелира. Для этого вида облицовки установлены допуски отклонения граней мраморных плит от вертикали 5 мм на всю высоту стены в пределах этажа, а отклонения швов от горизонтали и вертикали 1,5 мм на всю длину стены.

ГЛАВА XIII

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ СООРУЖЕНИИ СБОРНЫХ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

§ 48. Разбивки при сооружении крупнопанельных и крупноблочных зданий

По конструкции многоэтажные жилые дома делятся на крупнопанельные, каркасно-панельные, крупноблочные и кирпичные.

Элементы стен и перекрытий соединяют между собой при помощи оцинкованных накладок и болтов или приваркой металлических связей к их закладным деталям, которые строго фиксируют при прокате. При монтаже конструкций дома используют принудительный метод, при котором фиксаторы обеспечивают установку панелей в проектное положение.

После устройства фундаментов для монтажа стен технического подполья разбивают места угловых и маячных блоков и так же, как при устройстве фундамента, контролируют их установку в плане и по высоте.

Перед устройством настила перекрытия подземной части здания определяют положение по отношению к разбивочной оси каждой стеновой панели в двух точках по низу (допустимая величина смещения 4 мм). Для этого геометрическую ось панели удобно привязывать к параллельно смещенным осям здания. Вертикальность панелей проверяют или методом боковой нивелировки или отвесом-линейкой (рис. 148). Допустимая величина отклонения панели от вертикали составляет 5 мм.

Правильность отметок верха установленных перегородочных панелей и опорных площадок панелей стен проверяют техническим нивелированием. Результаты нивелирования отражают на исполнительной схеме, на которой выделяют места с отклонениями от проекта свыше 5 мм. После укладки плит каждую из них нивелируют в четырех угловых точках (допускаемая разность 20 мм)

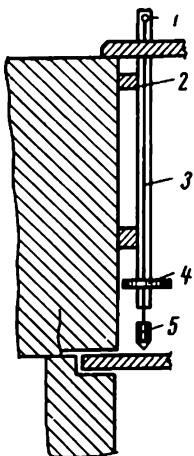


Рис. 148. Отвес-линейка:

1 — кронштейн; 2 — упорная планка;
3 — линейка; 4 — шкала;
5 — отвес

и составляют исполнительную схему перекрытия. На перекрытии проверяют отметки монтажного горизонта (низа несущих панелей), зафиксированного специальными маяками (разность отметок допускается в пределах 10 мм).

Для монтажных и геодезических работ по наземной части здания сразу же после установки на цокольные панели с грунтовых осевых знаков выносят разбивочные и параллельно смещенные оси. При отсутствии прямой видимости между знаками, закрепляющими ось вне здания, применяют метод установки теодолита в створе осевой линии. Оси выносят со средней погрешностью 2 мм, поэтому рекомендуется применять оптические теодолиты.

Дальнейший перенос продольных и поперечных разбивочных осей (или параллельно смещенных осей) на перекрытие каждого этажа выполняют теодолитом Т2 наклонным визированием с грунтовых осевых знаков. От осевых линий, закрепляемых на плитах перекрытия, разбивают параллельно смещенные оси, от которых производят монтажные и геодезические работы по выверке конструкций и плановой исполнительной съемке этажа. На каждом перекрытии в местах пересечений контурных продольных и поперечных параллельно смещенных осей, а также в пересечениях с поперечной осью симметрии здания для контроля измеряют полученные прямые углы. Линии измеряют стальной компарированной рулеткой с натяжением динамометром. Расстояние между разбивочными осями измеряют с относительной погрешностью 1 : 7000.

Корпус типового 9-этажного дома делится на две монтажные зоны. Монтаж каждого этажа может быть начат только после того, как на нижележащем этаже полностью смонтированы стены и перекрытие и сделана на перекрытии геодезическая разбивка основных и промежуточных разбивочных осей, произведена геодезическая выверка монтажного горизонта.

Монтажный горизонт — расчетную отметку положения низа стеновых панелей этажа — фиксируют двумя маяками, устанавливаемыми с помощью нивелира для каждой панели. На верх маяков переносят имеющуюся наибольшую фактическую отметку настила перекрытия.

Для того чтобы своевременно производить геодезические работы, геодезист должен быть знаком с технологической последовательностью монтажа зданий.

После временного крепления наружных панелей при помощи подкосной струбцины устанавливают по рискам, параллельным разбивочным осям, в проектное положение внутренние попереч-

ные и продольные панели, начиная с базовых в центре захватки, а затем монтируют перегородки, лестницы и перекрытия. Такая технология заставляет сразу же, не ожидая монтажа наружных стен, которые закроют видимость с наружных осевых знаков, переносить оси на перекрытие после его устройства.

По результатам геодезической съемки исправляют положение сборных элементов этажа, приводя их в проектное положение в плане и по высоте, и закрепляют панели между собой.

Планово-высотную выверку несущих панелей стен и перегородок на перекрытии каждого этажа производят следующим образом: от осей, вынесенных на перекрытие, разбивают параллельные линии, закрепляют их рисками у начала и конца панелей на небольшом расстоянии. От этих рисок производят монтаж панелей, затем геодезическую съемку их положения в плане и в вертикальной плоскости. Съемку производят по четырем точкам (двум внизу и двум вверху), находящимся у грани каждой панели.

Положение низа панели проверяют непосредственным про-мером от рисок, вертикальность панели — боковым нивелированием или рейкой-отвесом. На исполнительной съемке этажа показывают направление и величину отклонения двух крайних точек каждой панели от разбивочной оси (допустимая величина 4 мм) и от вертикали (5 мм), причем выделяют панели, оси которых установлены с нарушением этого допуска.

Все панели настила перекрытия этажа нивелируют и на исполнительной схеме показывают отклонения от отметки монтажного горизонта каждого из четырех углов панели. Выравнивание при настиле полов позволяет допускать разность в отметках верхней поверхности двух смежных элементов до 8 мм.

Серьезного внимания требует и монтаж лоджий. После предварительной установки стенки лоджий сразу же должна быть произведена выверка ее положения по оси и по вертикали, так как конструкция лоджий требует срочной приварки этих стенок к примыкающей наружной панели. При этом отклонение оси панели стены лоджий в плане относительно поперечных разбивочных осей допускают 4 мм, а по вертикали 5 мм в пределах этажа. Планово-высотная исполнительная съемка — основа для приемки этажа.

Отделочные работы для наружных стен 9—12-этажных бескаркасных сборных домов, как правило, после монтажа не ведутся, так как наружные панели облицовывают в заводских условиях. Отделочные работы такого рода геодезической проверки не требуют.

Разбивки при сооружении и контроле зданий. Наружные стены крупноблочных односекционных 9 и 12-этажных домов монтируют из блоков, внутренние — из блоков с пустотами для вентиляционных каналов, междуэтажные перекрытия — из многопустотных настилов, стены шахт лифтов — из бетонных блоков.

На каждом этаже геодезисты проверяют правильность установки в плане и по высоте маячных блоков по углам здания. Затем проверяют правильность установки по ним простеночных блоков продольных и торцовых стен. Необходимость геодезической проверки простеночных блоков вызывается тем, что между ними монтируют подоконные блоки, расстояние между осями которых должно быть выдержано в пределах 20 мм. Установку наружных поясных (перемычечных) блоков проверяют выборочно. После монтажа блоков внутренних стен производят поэтажную проверку правильности положения стен от разбивочных осей (допустимые отклонения 10 мм) и выборочно их вертикальность (невертикальность в пределах этажа допустима не более 10 мм, а на весь дом — 30 мм). В процессе укладки перекрытий проверяют их планово-высотное положение. При этом важно учесть смещения торцовых плоскостей от осей поперечных несущих стен и показать эти смещения на исполнительной схеме. После геодезической проверки смонтированного перекрытия бетонируют связи между внутренними и наружными стенами и сваривают настилы перекрытия между собой и с наружными стенами металлическими связями. Поверхность наружных стен геодезической проверки не требует. Геодезические работы при сооружении многосекционных крупноблочных зданий аналогичны.

§ 49. Поэтажная геодезическая основа сборных высотных зданий

После бетонирования на перекрытие подземной части здания (выше 16 этажей) от знаков внешней основы переносят контурные параллельно смещенные или главные оси здания. Пункты, находящиеся в вершинах контурного прямоугольника или (при значительных размерах здания) двух смежных прямоугольников (6 пунктов), являются опорными для вертикальных линий визирования, от которых производят развитие плановой основы на каждом этаже.

Скоростные методы монтажа здания требуют быстрого построения плановой основы с точностью полигонометрии 4 класса (1 : 25 000). Наиболее эффективен здесь способ точного построения фигур (см. § 36). Центры смещенных на проект знаков осевой основы, над которыми устанавливают прибор вертикального визирования, переносят вверх на перекрытие каждого этажа, после чего производят необходимое развитие плановой основы на этаже (см. § 38).

Координаты и расстояния между контурными точками прямоугольника на перекрытии каждого этажа будут равны проектным и расстояниям между точками плановой основы на перекрытии технического подполья — подземной части здания — в пределах точности переноса их по вертикали.

В тех случаях, когда вверх подняты только две зенитные точки, находящиеся на одной линии (предпочтительно на про-

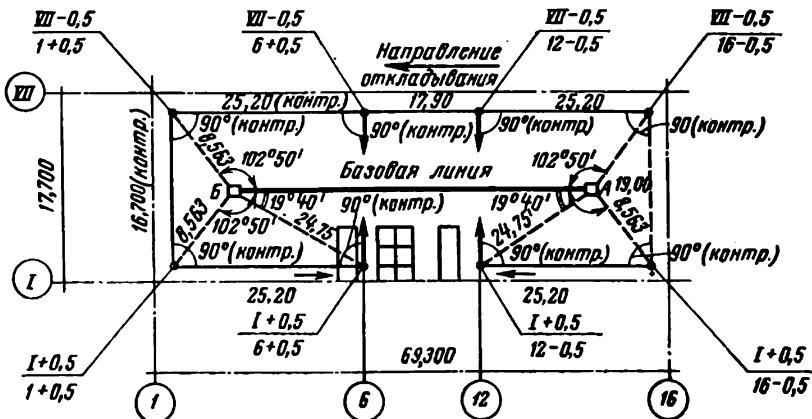


Рис. 149. Построение поэтажной плановой основы

дольной), поочередно на каждой из них устанавливают на первой теодолит, на второй — визирную цель. На задаваемых теодолитом направлениях, перпендикулярных к створу между зенитными точками, устанавливают марки и фиксируют на них точки. Этот способ развития плановой основы на перекрытии часто применяют при наличии в конфигурации здания крыльев.

Точность построенных точек основы может быть определена по формуле (IX.16). При $s = 60$ м, $m_\beta = 3''$ (для теодолита Т2) и относительной погрешности линейных измерений $\frac{1}{40\,000}$ точность составит

$$m_{60} = \sqrt{1,5^2 + \frac{(3 \cdot 60\,000)^2}{206\,265}} = \sqrt{2,25 + 0,8} = 1,8 \text{ мм.}$$

Учитывая погрешность исходных данных на перекрытии подземной части здания, имеющих точность полигонометрии 4 класса ($1 : 25\,000$), а также то, что исходные зенитные точки на перекрытии этажа вынесены по вертикали со средней точностью порядка 1 мм (см. § 42), общая погрешность построенных контурных точек от зенитных линий составит около 2,5 мм, что вполне достаточно для обеспечения геодезическими данными всех видов работ, производимых на этаже.

На рис. 149 показано построение такой основы для вертикального визирования на перекрытии стилобата 22-этажного здания гостиницы «Орленок» в Москве. Зенитными пунктами являются в этом случае точки А и Б на главной продольной оси здания. Точки поэтажной основы разбивались точным построением указанных на рисунке углов и длин линий.

Конструктивно крупнопанельные здания (выше 9-этажных) отличаются более часто поставленными поперечными несущими

стенами. Следовательно, на каждом этаже должно быть разбито и закреплено большее число разбивочных параллельно смещенных осей.

Установку панелей от знаков основы на этаже высотного крупнопанельного здания, проверку положения низа панелей в плане и перекрытий производят так же, как и при сооружении зданий повышенной этажности (см. § 48).

§ 50. Разбивки при сооружении каркасно-панельных зданий

Стоящие в настоящее время 16-этажные здания имеют прямоугольную форму при высоте дома около 50 м.

Сборный железобетонный каркас состоит из колонн, ригелей вертикальных диафрагм жесткости и панелей перекрытий — горизонтальных диафрагм жесткости. Основной элемент каркаса — колонны постоянного сечения на всю высоту дома. Каждый ярус — колонна на два этажа.

После предварительной геодезической выверки положения колонн, перекрытий, вводов и выпусков инженерных коммуникаций монтажники окончательно закрепляют все элементы каркаса подземной части здания. Установку колонн в стаканах ростверка (см. § 39) проверяют в двух направлениях.

По горизонтальной рейке, прикладываемой к нижней осевой риске колонн, определяют смещение колонны по отношению к разбивочным осям; сравнением верхних отсчетов с нижними определяют отклонение колонны от вертикали (допустимое отклонение 5 мм). Перед укладкой ригелей нивелируют консольные выступы у колонн. Проектный горизонт в пределах технического подполья или стилобата должен выдерживаться в пределах 5 мм.

После укладки ригелей и плит жесткости составляют исполнительную планово-высотную схему установленного каркаса. Исполнительную съемку положения каркаса производят также после бетонирования колонн в стаканах, сварки их с ригелями, бетонирования стыков плит и т. д. Исполнительная схема является основным документом при приемке каркаса техподполья или стилобата и каждого яруса каркаса. На этой схеме показывают величину отклонения от проекта геометрической оси каждой колонны и отметки их верха, положение оси ригеля, отметки его концов и т. д.

В цокольную часть технического подполья вводят коммуникации различного назначения. Для того чтобы отверстия соответствовали местам, указанным в проекте, на цокольную часть здания после ее возведения выносят с помощью теодолита от знаков внешней основы продольные и поперечные оси и маркируют их.

При монтаже сборных каркасно-панельных зданий на всех ярусах тщательно разбивают одноименные оси, определяющие

положение колонн, ригелей и панелей, ограждающих лифтовые шахты. Неправильная установка последних может привести к несоответствию габаритов шахты и лифта на том или ином этаже.

На перекрытие каждого яруса (ярус — 2 этажа) выносят продольные и поперечные оси, а в противоположных концах здания, в среднем коридоре устанавливают реперы и техническим нивелированием переносят на них отметки. Для своевременного выполнения геодезических работ необходимо знать особенность монтажа такого здания: при монтаже четного этажа одновременно навешивают панели наружных стен нижележащего (нечетного) этажа, затем смонтированного (четного) этажа.

При переносе осей на этажи допускают их смещение в вертикальной плоскости от осей, закрепленных знаками внешней основы, от 5 мм на первых пяти ярусах до 8 мм на последующих. Перенос осей следует выполнять методом вертикального визирования с точек, закрепленных на перекрытии техподполья или стилобата. Эти точки разбивают после перенесения со знаков внешней основы средней продольной оси (или средней и крайних продольных осей) и пересечения продольной оси с основными поперечными осями. Для зданий, ширина которых не превышает 40 м, достаточно на одной из продольных параллельно смещенных осей, проходящих возле центра здания, разместить 3—4 точки так, чтобы обеспечить видимость по вертикали на всю высоту здания.

Построение такой плановой основы рекомендуется производить способом строгого построения фигур.

Точки плановой основы переносят вертикальным визированием на нечетные этажи. На промежуточные (четные) этажи внутри здания можно применять способ наклонного визирования (см. § 44).

Промежуточные оси на этаже разбивают промерами от оси, зафиксированной этим способом.

От разбитых и закрепленных на этажах линий основы методом бокового нивелирования выносят на колонны разбивочные оси и маркируют их рисками. Такие осевые риски на колоннах служат исходными для геодезических разбивок и исполнительных съемок на этаже.

Над зенитной точкой основы, отмеченной на палетке, на соответствующем перекрытии центрируют теодолит. Прибор ориентируют на зенитную точку, находящуюся в конце параллельно смещенной оси, и визируют на реечку, прикладываемую к подколоннику (к верху колонны нижележащего яруса), устанавливая ее на отсчет, соответствующий принятому смещению оси. По пятке реечки или нулю рулетки на колоннах отмечают положение разбивочной оси. Если зенитными точками на перекрытии закреплена только средняя продольная ось здания, то визирование по поперечным средней и контурным осям и закрепление разбивочных осей на колоннах производят, не меняя установки теодолита, повернув трубу на 90° , с контролем при втором положении круга.

Перенос разбивочных осей на промежуточные колонны выполняют путем промеров компарированной рулеткой от контурных колонн или колонн, находящихся на средней осевой линии.

§ 51. Технологическая увязка монтажных и геодезических работ на этажах

Монтаж и временное закрепление колонн и ригелей при их установке выполняют групповыми кондукторами на четыре колонны. Кондуктором, устанавливаемым на нечетном этаже, колонны ставят на сферические опоры и закрепляют манжетами и захватами на уже установленные и закрепленные в кондукторе нижние колонны. После монтажа панелей перегородок (их временное закрепление и выверку производят при помощи треугольных стоек) укладывают наружные ригели и центрируют их по осевым рискам. Затем эти ригели приваривают к колоннам, поэтому необходимо до сварки произвести выверку положения колонн в осях и проверку их вертикальности. Обе эти задачи успешно решают методом бокового нивелирования при помощи теодолита, установленного на линиях, параллельных вынесенным на перекрытие продольным и поперечным осям. Этим же методом выявляют плановое смещение и вертикальность перегородочных панелей.

Исправив по данным исполнительной съемки положение перегородочных панелей, перекрывают их ригелями и укладывают перекрытие следующего этажа.

После планово-высотной выверки и необходимых исправлений панели перекрытия сваривают с колоннами и ригелями, групповой кондуктор перемещают вдоль здания на соседний участок, где последовательность монтажных и геодезических работ сохраняется. На участке этажа со смонтированными колоннами и панелями перекрытия (после геодезической исполнительной съемки) монтируют вертикальные диафрагмы жесткости, перегородочные панели, сантехкабины, вентиляционные блоки, шахты лифтов и прочие сборные элементы. Геодезическая выверка на каждом этаже планового положения шахт лифтов обязательна. Удобна для графического изображения положения панелей лифтовых шахт схема, предложенная в § 45.

Такова последовательность работ на нечетных этажах каркасно-панельного многоэтажного здания. Порядок геодезических работ на четном этаже такой же, как и на нечетном, но на четных этажах колонны не устанавливают.

По окончании монтажа верхнего этажа от осей, вынесенных на верхнее перекрытие или (от параллельно смещенных линий), проверяют установки парапетных панелей наружных стен и вентиляционных блоков.

ГЛАВА XIV

ВЫВЕРКА НЕКОТОРЫХ УНИКАЛЬНЫХ ЗДАНИЙ И ВЫСОТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

§ 52. Особенности геодезических работ при сооружении современных уникальных высотных зданий

Административное здание Совета экономической взаимопомощи (СЭВ). Комплекс зданий СЭВ расположен на треугольном участке площадью 6 га. На площадке выполнялись геодезические работы [28], начиная с разбивок временных сооружений и кончая исполнительным генпланом. Главная часть комплекса — 31-этажное административное здание. Оно запроектировано в виде двух изогнутых крыльев, с холлом между ними, в котором размещено девять лифтов, шахты для подачи воздуха и основные вертикальные коммуникации.

Каждое из изогнутых крыльев имеет ширину 12 м и длину 100 м. Высота здания 100 м. Здание возведено из железобетонных и металлических конструкций. Фундамент — монолитная железобетонная коробка высотой 3,5 м. Квадратные колонны 15 нижних этажей со стальными сердечниками в железобетонной обойме. Колонны верхних этажей из сборного железобетона. Строительство 31-этажного здания подобной конструкции поставило перед геодезической службой ряд сложных технических задач.

Геодезические измерения осложнились тем, что монтаж конструкций совмещали с внутренними общестроительными и специальными работами, а этаж монтировался за восемь дней. Основные оси сооружения от внешних осевых знаков перенесены на фундамент, на их основе создана опорная сеть на этажах, от которой выполнялись разбивки, а от реперов, заложенных на этажах, выносились рабочие отметки.

Созданная плановая геодезическая сеть на фундаменте и применение метода вертикального визирования обеспечили поэтажную соосность конструкций.

Предварительная и окончательная установка опорных плит на фундаменте в плане и по высоте и исполнительная съемка их положения выполнялись так, как указано в § 39. Оси колонн переносились на опорные плиты, причем отклонение пролета от проектных размеров допускалось не более 2 мм.

Металлические колонны квадратного сечения после установки в проектное положение по осям и по вертикалам обетонировали, и колонна в сечении получала размеры 400×400 мм. До монтажа на гранях колонн наносили геометрические оси — риски (с точностью 1 мм). При установке колонн эти риски совмещали с нанесенными разбивочными осями на опорных плитах.

Геодезическая выверка элементов каркаса аналогична указанной в главе XI. По окончании установки каркаса и сварки всех его узлов возводили внешние стены и внутренние перегородки. Внешние стены выполнены из навесных панелей, часть из них армировалась, затем бетонировалась.

После установки от осевых геодезических рисок на этажах крайних панелей-маяков промежуточные устанавливали по стальной проволоке, натянутой между крайними панелями. Установка внутренних стеновых панелей проверялась промерами расстояний между их осями и привязками к осевым рискам на перекрытии. Плиты перекрытия после укладки нивелировались, и исполнительная схема прилагалась к промежуточному акту. Высотная основа передавалась с этажа на этаж одновременным нивелированием двумя приборами по вертикально подвешенной рулетке (см. главу XII).

Систематические геодезические наблюдения за осадкой фундамента были организованы с начала закладки фундамента. После окончания сооружения наименьшая осадка одной из 37 осадочных марок оказалась равной 45 мм, а наибольшая осадка достигала 53 мм (на март 1970 г.).

Здание гостиницы «Националь». 21-этажное здание гостиницы «Националь» в Москве расположено на участке площадью 0,72 га и возведено на стилобате, облицованном серым гранитом.

Фундаментом высотного корпуса служит сплошная монолитная железобетонная плита толщиной 1,4 м на естественном основании. Колонны первых пяти этажей железобетонные со стальными сердечниками. Выше 5-го этажа — колонны из сборного железобетона. Наружные стены смонтированы из панелей. Высотный корпус обслуживается пассажирскими, грузовыми и служебными лифтами. Фасад корпуса облицован цветным стеклом в алюминиевой обвязке. Наружные переплеты окон — из алюминия.

Главные оси здания выносились в натуре от знаков городской полигонометрии с погрешностью 3 мм и закреплялись железобетонными монолитами с пластиной вверху размером 150×150 мм. Монолиты в зависимости от местных условий закладывались на разных расстояниях от контура здания.

Промежуточные оси здания выносились от грунтовых знаков основных осей со средней квадратической погрешностью 2—3 мм и капитально закреплялись через три интервала. От перенесенных на фундамент осей была разбита и закреплена продольная параллельно смещенная ось 1—3 (рис. 150), причем пункты 1, 2 и 3 на заранее запроектированном расстоянии закрепляли по-перечно смещенные оси. Места пунктов выбирались с учетом возможности устройства над ними отверстия в перекрытиях так, чтобы вертикальная линия визирования (от низа до верха здания) не попадала в стены, перегородки и т. д.



Рис. 150. Развитие поэтажной основы 21-этажного здания «Националь»

Зенит-прибором PZL координаты зенитных пунктов 1, 2 и 3 передавались на каждый вышележащий ярус. Расстояния между полученными точками 1—2 и 2—3 на каждом ярусе тщательно измерялись. От базисной линии 1—3 на каждом этаже развивалась поэтажная основа, причем пункты этой основы закреплялись на перекрытиях параллельно смещенными вспомогательными осями. От поэтажной основы производились установка колонн и поэтажная съемка всех элементов каркаса. Осевые риски колонн после установки колонн привязывались к вспомогательным осям на перекрытии для исполнительной съемки перед и после сварки яруса.

Отклонение геометрических осей колонн от разбивочных осей и вертикали исправлялись домкратами по теодолиту, после чего металлические оголовки колонн сваривались. Смещение геометрической оси колонны от разбивочной допускалось на уровне низа колонны в пределах 5 мм, а верха от вертикали $0,001L$, где L — длина колонны.

Высотные здания на проспекте Калинина. Новый проспект Москвы застроен на участке протяженностью 1 км четырьмя 26-этажными административными зданиями (южная сторона проспекта) и пятью жилыми 25-этажными домами (северная сторона) [35].

Каждое из административных зданий состоит из прямоугольных крыльев, соединяющихся в центре под углом 150° . Форма здания напоминает раскрытую книгу. Размеры здания по высоте 97 м, в плане $100 \times 13,4$ м.

Фундамент здания — монолитная железобетонная плита толщиной 60 см с ребрами 120×120 см. Каркас трехпролетный с продольным шагом колонн 6 м и попечерными ригелями. Подвал и три этажа выполнены в монолитном железобетоне. Унифицированный каркас верхних 23 этажей из сборного железобетона (рис. 151). Сопряжение колонн сферическое, со сваркой четырех угловых арматурных стержней.

При возведении конструкций унифицированного каркаса большое значение имеет соосность колонн, определяющая точность монтажа. Необходимые допуски выдерживались благодаря совместным усилиям монтажников и геодезистов. Для монтажа кар-

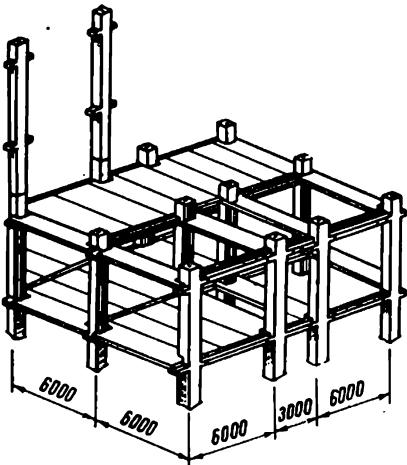


Рис. 151. Конструкция унифицированного каркаса

прибором ОЦП (см. § 42) на палетку с координатной сеткой 5×5 см для нижних и 10×10 см для верхних этажей. Створность зенитных точек, выносимых по мере возведения здания, проверялась на каждом ярусе оптическим теодолитом ТБ-1; кроме того, расстояния между ними измерялись компарированной стальной рулеткой с миллиметровыми делениями. Для визирования по вертикали использовались три вентиляционных канала.

Для разбивочных работ на каждом этаже от главной линии плановой основы устанавливалось 18 знаков, одновременно закрепляющих параллельно смещенные контурные продольные и поперечные оси. Для развития основы такого типа рекомендуется метод строгого построения фигур. Эти знаки поэтажной основы явились исходными и для установки элементов каркаса и для исполнительных съемок их положения до и после сварки стыков колонн и ригелей.

Анализ данных измерений при съемке смонтированных этажей показал, что отклонения геометрических осей колонн от разбивочных осей поэтажной основы по всей высоте здания находятся в пределах 7 мм.

§ 53. Методы геодезических работ при возведении Московской телевизионной башни

В 1968 г. закончилось строительство самого высокого (536,4 м) сооружения в мире — телевизионной башни в Москве (рис. 152). На кольцевом железобетонном фундаменте диаметром 66,5 м, заглубленном на 5 м, устроены 10 монолитных железобетонных

каса применялись групповые кондукторы. Допуск соосности на высоте первых 18 м (для монолитного железобетона) был установлен 5 мм, а для каждого последующих 18 м (сборного железобетона) 3 мм.

Вынесенные на фундамент основные оси здания образовали для каждого крыла свою систему координат. На продольной оси здания в 3-метровом пролете (коридоре) были выбраны и закреплены на фундаменте три створные зенитные точки с точным определением расстояния между ними. Методом вертикального визирования эти точки главной линии основы проектировались вверх зенит-

опор, доведенных до отметки 40, где диаметр башни уменьшается до 18 м. На опорах построена из монолитного железобетона коническая часть башни; до отметки 385,0 м—ее цилиндрическая часть.

На цилиндрической части диаметром 8,2 м от отметки 325 до 360 смонтированы павесные металлоконструкции. Выше отметки 385,5 м смонтирована металлическая антenna высотой 151 м. Она состоит из пяти 30-метровых пустотелых колонн, смонтированных из шести элементов каждая, заделанных в цилиндрическую часть на 11 м. На ряде отметок устроены монолитные перекрытия из железобетона. Внутри конической части у внутренней поверхности размещены по всей окружности связанные со стеной 150 погнутых стальных канатов; кроме того, устойчивость сооружения обеспечена еще и тем, что центр тяжести башни находится на высоте 90 м.

Внутри в центре башни сооружен вертикальный цилиндрический железобетонный стакан диаметром 7 м, в котором размещены металлоконструкции шахт пяти пассажирских и двух грузовых лифтов и лестницы. Стакан бетонировался и монтажные работы выполнялись самоподъемным агрегатом.

Геометрической основой проекта сооружения и перенесения его в натуру были главные разбивочные оси, привязанные к пунктам геодезической сети. Каждая из десяти осей, вынесенных из центра башни по ее радиусам, через 36° закрепляла оси железобетонных опор. Между этими осями были вне сооружения закреплены 10 дополнительных осей. Главные оси 1—11 и 6—16 были закреплены грунтовыми знаками. Между осевыми знаками был проложен с точностью полигонометрии 1 разряда контрольный ход.

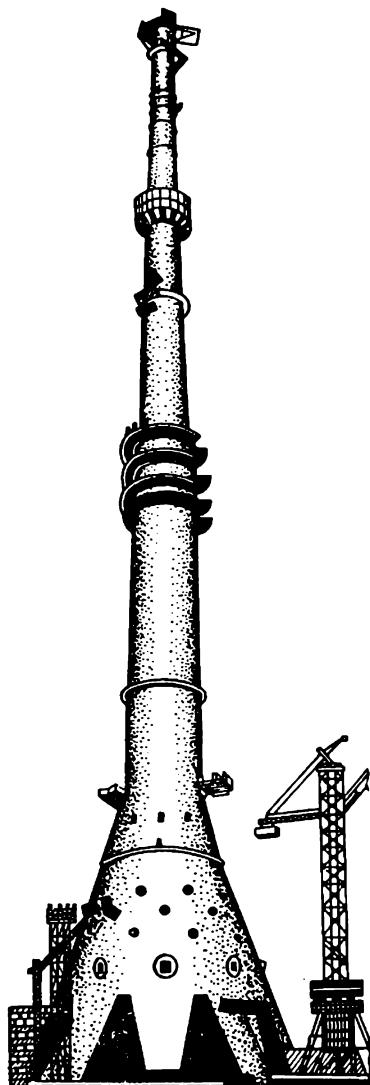


Рис. 152. Телевизионная башня в Останкино

Оси 10 опор перед их бетонированием были перенесены с грунтовых знаков на верхнюю поверхность кольцевого фундамента; одновременно был специально закреплен фундаментальным знаком центр башни на отметке — 3,7 м.

Центральная система микротриангуляции, образованная точкой центра и осевыми знаками на фундаменте, была отнаблюдена и вычислена как свободная сеть. Уравнивание сети показало довольно высокую точность закрепления осевых точек ($m = 3$ мм). По вычисленным координатам знаки были редуцированы в проектное положение и для контроля измерены расстояния между ними по кольцу. Допуск, установленный для этих расстояний (2 мм), оказался выдержаным. Для контроля за положением знаков на расстоянии 90—110 м от центра были установлены на всех 20 осях дополнительные знаки. Их положение также проконтролировано полигонометрическим ходом. Отметки при возведении сооружения передавались нивелированием IV класса от грунтовых знаков, в свою очередь связанных таким же ходом с городской нивелировкой III класса.

От знаков, закрепляющих главные оси сооружения, выполнялась разбивка продольных и поперечных осей отдельных строительных блоков и узлов с одновременным переносом центра башни с отметки 3,7 м на нужную высоту. Основной задачей геодезистов было обеспечение вертикальности ствола башни и минимальной эллиптичности поперечных сечений. Для построения отвесной линии, проходящей через центр башни, был применен метод вертикального визирования.

Перенос центра башни до отметки +59 м выполнялся при помощи отвеса, с этой отметки до +150 м — зенит-прибором, а с высоты 150 м до верха сооружения — прибором ОЦП с установкой последнего на перекрытиях через 40—70 м. Смена приборов объясняется относительной амплитудой колебания рабочих площадок, на которых устанавливался зенит-прибор. При работе прибором ОЦП с самоустанавливающейся линией визирования эти колебания в меньшей мере влияли на ее вертикальность. Перенос центральной точки вверх по вертикали производился для геодезических разбивок и контроля поперечного сечения башни, контроля за установкой передвижной опалубки, расположения элементов арматуры, проемов, металлоконструкций, оси самоподъемного агрегата.

Для определения в натуре положения центра в рабочей зоне применено специальное устройство, представляющее собой систему передвижных марок (рис. 153).

По данным Л. П. Дмитриева [9], центральная марка устанавливалась на ось в пределах 15 мм. Эта точность удовлетворяла техническим условиям, учитывавшим, что колебания башни от внешних условий вызывали значительные отклонения ее геометрической оси от вертикали. От центральной марки устанавливалась опалубка и производилась исполнительная съемка секций. На

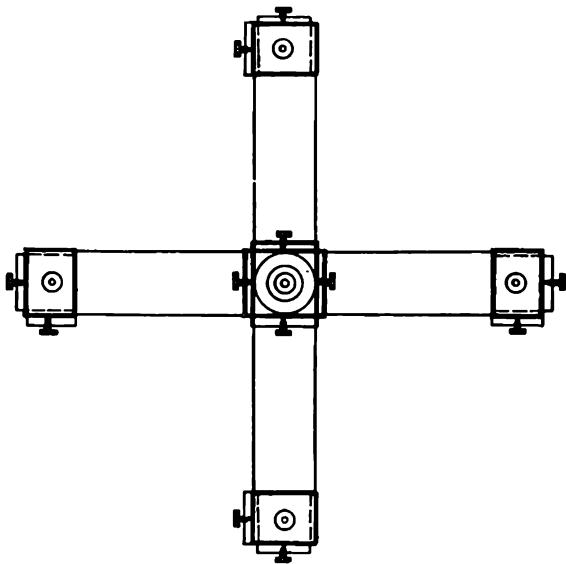


Рис. 153. Устройство для фиксирования центральной точки ствола башни

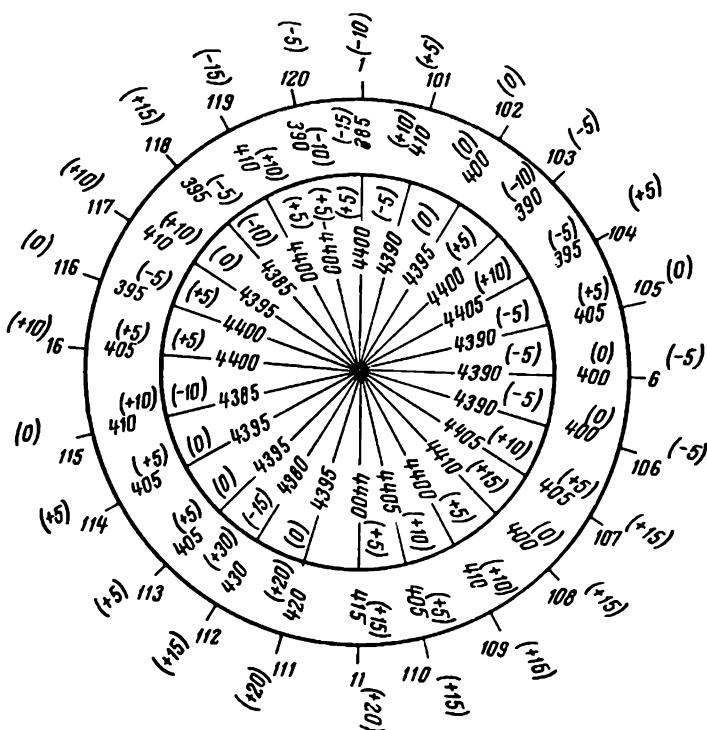


Рис. 154. Исполнительная схема поверхности бетона на отметке 273,8 м

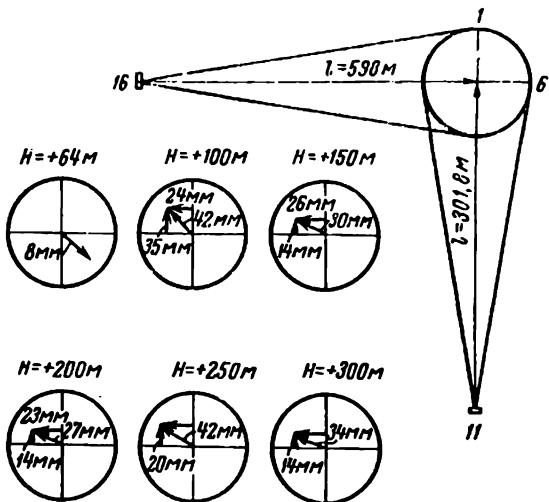


Рис. 155. Исполнительная схема отклонений ствола телебашни от вертикали

исполнительной схеме (рис. 154) показывались отклонения от проектных размеров (в скобках).

Центры, установленные на перекрытиях передвижным устройством, закреплялись марками из оргстекла с нанесенными на них крестообразными рисками. Определения отклонений геометрической оси башни от отвесной линии велись при возведении сооружения и с наземных пунктов. Оптический теодолит устанавливался на глубинных знаках, заложенных на главных осях 1—11 и 6—16 (см. рис. 154). Знаки находились на расстоянии 300 и 600 м от башни. Наблюдения велись на марки, заложенные в бетон башни на отметках +64, +100, +150, +200, +225, +300, +330, +360 м. На рис. 155 показаны отклонения, полученные до отметки +300 м.

По данным измерений, выполненных на отметке +250,0 м, отклонение геометрической оси башни от вертикального положения одни наблюдатели определили в 42 мм (при повторном 34 мм), другие — соответственно 46 и 29 мм. Средняя квадратическая погрешность определения отклонений составила по оси 16—6 (600 м) 8 мм, по оси 1—11 (300 м) 5 мм. Величина отклонения геометрической оси на всех отметках соответствует техническим требованиям, предусмотренным проектом.

Наблюдения за осадкой сооружения велись по маркам, заложенным в основании башни у каждой опоры. Реперы, заложенные на расстоянии 100 м от башни на глубину 40 м, явились высотной опорой для этих наблюдений.

Неравномерность осадки (до 12 мм) к моменту возведения башни на отметку 385 м уменьшилась, и в конце 1966 г. осадка сооружения за 2 мес. составила 2 мм.

§ 54. Геодезическая выверка доменных печей

Метод вертикального визирования был применен автором при монтаже доменных печей металлургических заводов в 1934 и 1943 гг. при помощи двухстороннего оптического центрира (ГДР), сконструированного для трехштативной системы измерения углов в полигонометрии. Этот метод полностью обеспечил необходимую точность геодезических работ и выверку конструкций печей. В связи с тем, что высота доменных печей, сооружаемых в настоящее время, достигает 100 м и требования к точности монтажа повышаются, способ вертикального визирования находит все более широкое применение при помощи зенит-приборов.

Доменная печь — основная часть комплекса (рис. 156). Геодезическое обеспечение строительства этого комплекса заключается в разбивке центра и оси доменной печи и осей остальных сооружений доменного цеха от пунктов строительной сетки с относительной средней квадратической погрешностью 1 : 10 000, в выноске рабочих отметок и исполнительной съемке планово-высотного положения объектов в процессе их монтажа и после его окончания.

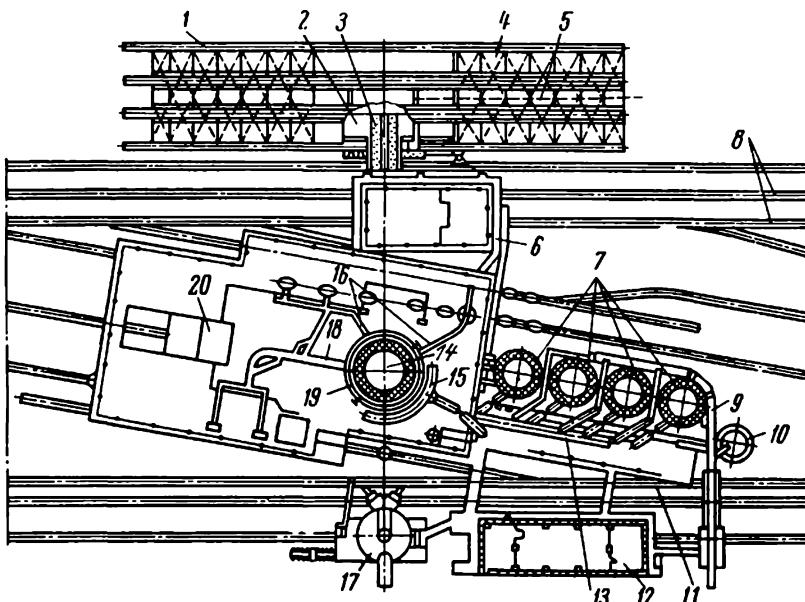


Рис. 156. План сооружения доменной печи:

1 — рудный кран; 2 — путь рудного крана; 3 — склоновый подъемник; 4 — бункерная эстакада; 5 — путь вагона-весов; 6 — здание склонового подъемника; 7 — воздухонагреватели (кауперы); 8 — ходовой путь; 9 — газопровод; 10 — дымовая труба; 11 — здание воздухонагревателей; 12 — пункт управления печью; 13 — воздухопровод; 14 — центр доменной печи; 15 — кольцевой воздухопровод; 16 — шлаковый желоб; 17 — пылеволовитель; 18 — желоб для разливки чугуна; 19 — колонны горна; 20 — здание доменной печи

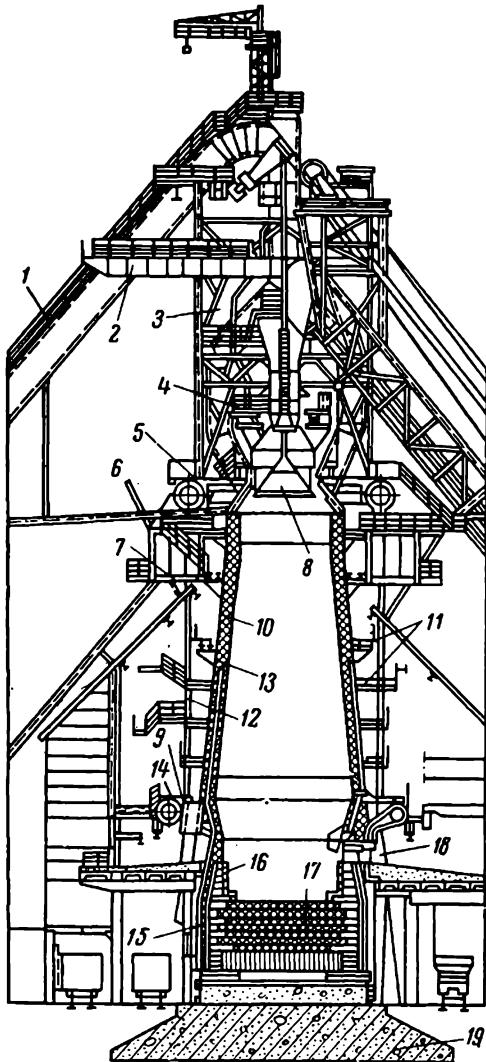


Рис. 157. Разрез доменной печи:

1 — газопровод; 2 — монтажная балка; 3 — колошниковое устройство; 4 — засыпной аппарат; 5, 7, 11 — колцевые площадки; 6 — кольцевая балка; 8 — большой конус; 9 — опорное кольцо; 10 — стальной кожух; 12, 18 — колонны; 13 — огнеупорная кладка; 14 — воздухопровод; 15 — холодильники; 16 — мотор; 17 — лещадь; 19 — фундамент печи

Указанная выше точность разбивки осей сооружений доменного комплекса определяется допусками, учитывающими их технологическую взаимосвязь.

Собственно доменная печь (рис. 157) — вертикальное сооружение шахтного типа — монтируется крупными блоками заводского изготовления.

Фундамент печи 19 возводят из монолитного железобетона. Верхняя и нижняя части кожуха соединяются горизонтальным кольцом жесткости — моратором 16, центр которого является одной из основных точек вертикальной оси печи, проверяемых геодезистами.

Ниже уровня чугунной лещадь 17 устраивают лещадь 17 для жидкого чугуна. Колонны 12, 18 и колцевые площадки 5, 7, 11 печи образуют жесткий каркас, на который передаются нагрузки колошникового устройства и других конструкций печи. Над печью входит в колошниковое устройство стальной копер с оборудованием для загрузки печи. Копер опирают на колыцевую трубчатую балку,ложенную по верху колонн шахты. Центр этого кольца также является основной точкой вертикальной оси печи. Скиповoy подъемник устроен в виде наклонного моста из двух параллельных ферм для передвижения вагонеток с шихтой. Геодезисты выносят в натуре ось подъемника (она должна совпадать с осью печи

строен в виде наклонного моста из двух параллельных ферм для передвижения вагонеток с шихтой. Геодезисты выносят в натуре ось подъемника (она должна совпадать с осью печи

в пределах 20 мм), разбивают верхнюю (у копра) и нижнюю (у скиповой ямы) точки на этой оси, определяющие проектный наклон подъемника. На эти точки передаются проектные отметки (см. § 26); кроме того, их выносят на опоры главных продольных ферм моста. Низ этих ферм может отличаться от проектного положения в пределах 10 мм.

Воздухонагреватели высотой до 40 м и диаметром 9 м располагают на одной продольной оси под углом к оси завода. Эту ось с разбивкой на ней центров воздухонагревателей и закреплением поперечных осей переносят по данным проекта в натуре. Нижняя площадка воздухонагревателей устанавливается на анкеры, точность разбивки которых составляет 5 мм в плане. На проектном расстоянии от печи разбивают строго на ее оси центр пылеуловителя, связанного и с осью пути уборки пыли. Бункерная эстакада состоит из двух рядов бункеров, опирающихся на сборные железобетонные рамы с ригелями-стенками рудных бункеров. Над бункерами помещают железнодорожные пути для подачи шихты, оси которых привязывают к оси эстакады. К бункерной эстакаде примыкают коксовый подъемник, скиповая яма и другие взаимосвязанные устройства, проектные оси которых выносят в натуре с точностью, указанной выше.

Лифт доменной печи состоит из двух смежных шахт — лифтовой и лестничной и обслуживает всю высоту печи. Вертикальные оси этих шахт по проекту привязаны к оси доменной печи и проверяются также методом вертикального визирования.

Пересечение продольной и поперечной осей доменной печи после бетонирования и исполнительной съемки планово-высотного положения фундамента выносят на его поверхность при помощи оптического теодолита. Полученную точку (центр печи) закрепляют керном на металлической марке, заделанной в бетон.

Основная линия, от которой производится выверка конструкций, — вертикальная ось, проходящая через центр печи, закрепленный на фундаменте сооружения, и центры лещади, мораторного кольца, кольцевой площадки и колошникового пояса. Для передачи по вертикали центра печи на монтажные отметки указанных элементов над центром устанавливают любой из имеющихся типов зенит-приборов. Центр печи, над которым устанавливают прибор, передают вверх по вертикали с допуском предельного смещения при монтаже центров мораторного кольца и колошникового пояса 30 мм.

При монтаже блоков кожуха по диаметрально противоположным рискам, выносимым на кромку верхнего пояса до подъема блока, натягивают проволоки. Центр пересечения этих проволок приводят на осевую зенитную линию по указаниям наблюдателя, находящегося внизу у прибора вертикального визирования. От центра проволок проверяют допуск эллиптичности пояса. Разность диаметров допускается не более 0,003 длины. Монтажные допуски отклонения центров кольцевых элементов доменной печи

от вертикальной оси определяют по отношению к центру мораторного кольца величиной $0,002 (H - h) < \pm 30$ мм. Здесь H — отметка кольцевого элемента; h — отметка мораторного кольца.

Таким образом, точность при высоте монтажа 15 м над моратором достигает предельной величины и не меняется на большей высоте. Предельная погрешность геодезических работ при визировании по вертикали, с учетом погрешности центрирования и визирования зенит-прибором, не должна превышать одной трети этой величины, т. е. 10 мм, а средняя квадратическая погрешность 5 мм. Естественно, что такая точность переноса центра печи на верхние отметки обычным отвесом не может быть обеспечена.

Для разбивок при монтаже воздухонагревателей, имеющих значительную высоту, лифтовой шахты и пылеуловителей можно также успешно использовать метод вертикального визирования.

РАЗДЕЛ III

ВЫСОКОТОЧНЫЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ КОНВЕЙЕРНЫХ ЛИНИЙ

ГЛАВА XV

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ

§ 55. Технические условия и состав работ

Широкое применение в промышленности поточных линий, автоматических конвейеров и других технологических линий значительной длины требует повышенной точности их установки. Современные технические условия предусматривают в ряде случаев высокую точность прямолинейного положения однометрового участка линии 100 мк в плане и по высоте при общей погрешности взаимного положения конечных точек до 1 : 200 000.

Изложенные ниже методы высокоточной установки и исполнительной съемки могут быть применены при аналогичных требованиях к точности сооружения.

Основные методы высокоточной установки и исполнительной съемки положения установленных линий идентичны и включают геодезические и метрологические работы.

Определение положения опорных точек сооружения при его монтаже производят через 0,5 м, а при окончательной установке и исполнительной съемке — через 1 м.

Для створных наблюдений на знаках геодезической основы — базовой линии, установки частей сооружения в проектное положение и исполнительной планово-высотной съемки струнно-оптическим способом применяют высокоточные теодолиты, свето дальномеры, подвижные марки с электроприводом и дистанционным управлением, оптические ординатометры, микропиевелиры с переменной базой и специальные нутромеры.

Прецизионными геодезическими приборами можно измерить углы со средней квадратической погрешностью 0,5—0,7" и линии со средней относительной погрешностью 1 : 1 000 000, но при помощи их нельзя добиться точности 0,1 мм взаимного положения двух точек на каждом шаге в 1 м. В то же время существующие метрологические приборы позволяют получить высокую точность измерений только для небольших расстояний. Поэтому методы измерений сочетают точные геодезические определения пунктов, расположенных на определенном расстоянии вдоль сооружения (базовая линия), и метрологические измерения для привязки к ней

точек монтажной оси сооружения, лежащих на близких расстояниях друг от друга.

Вдоль сооружения создают опорную базовую линию, на которой через определенные интервалы устанавливают знаки трубчатого типа с теодолитной и нивелирной марками. Точную установку теодолитных марок-знаков в створ выполняют оптическим методом последовательных приближений при помощи теодолита Т1 со специальным приспособлением для его центрирования или с применением самоподвижной марки с дистанционным управлением; угловые измерения выполняют несколькими приемами (не менее четырех). По отклонениям углов от 180° определяют положение центра знака относительно створа. По угловым отклонениям вычисляют линейные смещения промежуточных знаков от створа между конечными пунктами.

Отметки высотных марок знаков определяют нивелиром Н-05 с комплектом инварных реек (I класс нивелирования). При монтаже направляющих высотные марки связывают ходами микронивелирования, прокладываемыми по технологической линии.

Для установки направляющих в плане применяют струнно-оптический способ [26].

Применительно к местным условиям работ точность всех видов измерений следует приводить в соответствие с заданными техническими требованиями.

§ 56. Построение опорной базовой линии

При определении расстояния между базовой линией и сооружением учитывают его конструкцию, необходимость исключения температурного или динамического влияния на стабильность базовых знаков, а также наиболее благоприятные условия для геодезических измерений.

В рассматриваемом примере знаки базовой линии заложены через 100 м вдоль сооружения на расстоянии 2,00 м от ближайшей технологической плитки.

После определения и фиксации положения главной оси сооружения против конечных знаков линии (0 и 10) под углом 90° к оси откладывают заданные проектом расстояния для установки центров теодолитных марок на базовых знаках.

Для соблюдения технических условий на установку конечных точек технологической линии в плане при ее длине 1000 м (1 : 200 000) расстояния до крайних базовых знаков следует отложить с погрешностью не более 2,5 мм. Такая линейная погрешность в положении центра знака даст угловую погрешность

$$\Delta\alpha'' = \frac{2,5 \cdot 206 265''}{1 000 000} = 0,5'',$$

что достижимо при непосредственном измерении углов.

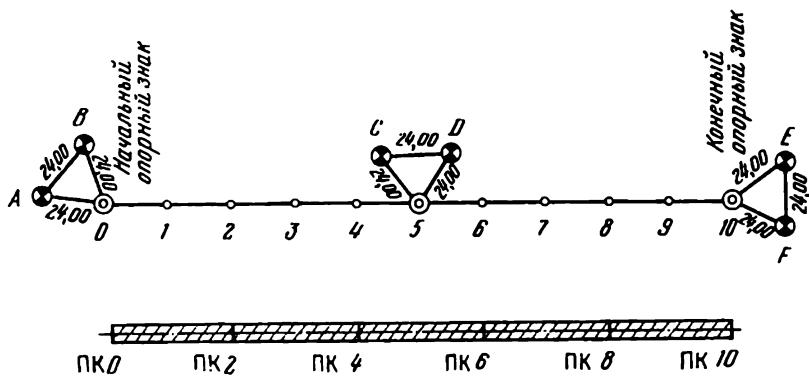


Рис. 158. Расположение знаков базовой линии

Знаки ПК 0, ПК 5 и ПК 10 являются основными, они заложены на глубине до 18—20 м. Для наблюдений за плановым положением этих знаков установлены контрольные знаки A, B, C, D, E (рис. 158) на эту же глубину и такой же конструкции. На одном из каждой пары контрольных знаков устраивают специальную высотную головку с защитной крышкой.

Периодические измерения инварной проволокой или инварной рулеткой расстояний между знаками на контрольных кустах поз-

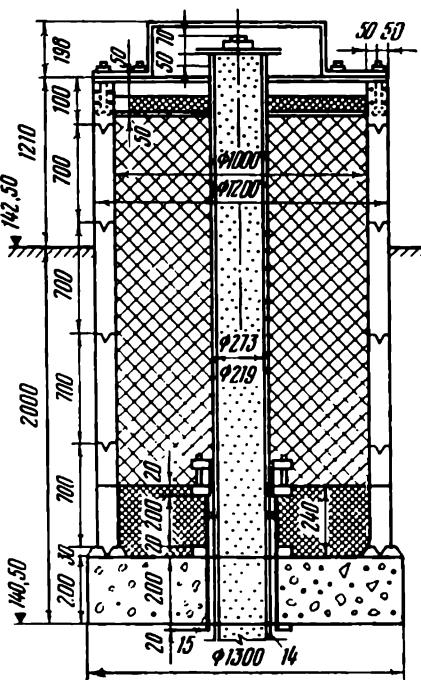
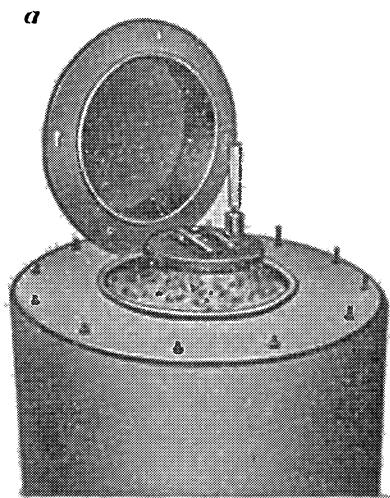


Рис. 159. Знак базової лінії:
а — зовнішній вид, б — розріз

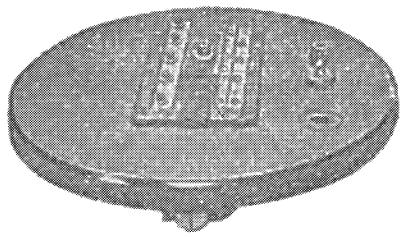


Рис. 160. Координатный столик знака

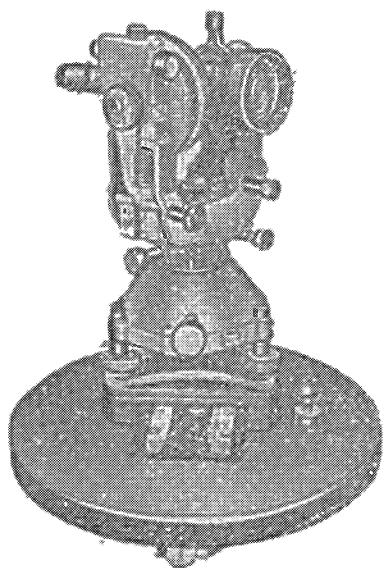


Рис. 161. Теодолит на координатном столике

на технологическую линию применять малую шкаловую рейку и производить отсчеты в одном и том же ее интервале.

Окончательную приварку координатного центра к трубе производят после осадки знака. Привязку технологических элементов к теодолитным маркам базовой линии осуществляют специальным индикаторным жезлом.

Для обеспечения точности установки в створ знаков базовой линии угловые измерения выполняют оптическими теодолитами ТОБ, Т1 (рис. 161) или Theo 010 со специально изготовленными центрирующим и визирным приспособлениями, позволяющими

воляют определять плановые сдвиги основных знаков базовой линии. Это особенно важно для начального (0) и конечного (10) знаков, являющихся опорными для створных измерений на всей базовой линии. Промежуточные знаки базовой линии закладывают на глубину до 8 м. Внешний вид и разрез знака — см. на рис. 159 а, б. Главная часть знака — его координатный центр (рис. 160), расположенный на массивном металлическом диске (столике), положение которого регулируется винтами до окончательной приварки диска к трубе.

Центр знака — калиброванная теодолитная марка, которую можно перемещать перпендикулярно к базовой линии в пределах 60 мм в каждую сторону. Наводящий винт позволяет вводить марку точно в створ. Величина перемещения учитывается по особой шкале с ценой деления нониуса 0,05 мм.

Кроме теодолитной марки на координатном центре размещают нивелирную марку. Для удобства измерений эти марки устанавливают на отметке соответствующего пикета верха технологической линии. Это позволяет в дальнейшем при передаче высот со знака

принудительно центрировать прибор с точностью $m_{ii} = 0,2 - 0,3$ мм. Перед началом измерений на знаках теодолит исследуют по полной программе.

При визировании на разные расстояния в качестве целей на концах створа в зависимости от его длины применяют неподвижные марки, устанавливаемые на знаках базовой линии при помощи специальной центрирующей подставки (рис. 162), или целики, изготовленные из полимерных материалов (рис. 163), закрепляемые на сферической головке теодолитной марки.

Исследования нивелиров Н1 и Н2 выполняют согласно требованиям инструкции [17] и в процессе их работы периодически повторяют.

§ 57. Установка теодолитных марок знаков базовой линии в створ

Пусть протяженность базовой линии равна 1000 м и на ней установлено 11 знаков (рис. 164). Девять из них устанавливают в один створ, задаваемый конечными знаками 0 и 10, причем точность определения положения наиболее слабой точки створа не должна превышать 5 мм. На девяти промежуточных знаках базовой линии последовательно измеряют углы. Цикл угловых измерений на всех знаках базовой линии необходимо проводить в одинаковых условиях, т. е. в самый короткий промежуток времени.

Установку теодолитных марок знаков базовой линии в створ осуществляют методом последовательных приближений, поэтому к точности измерения углов предъявляются высокие требования. Колебания величины 2σ не должны превышать $5''$, а разность средних значений угла в приеме — не более чем $2,5''$.

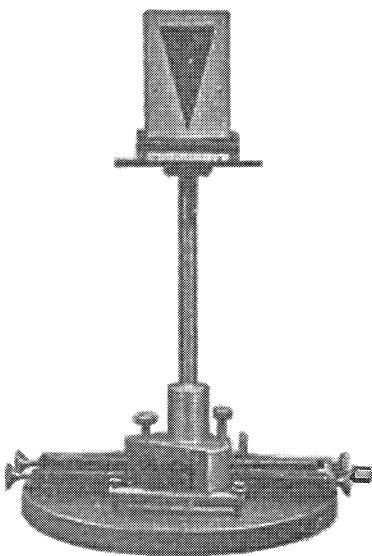


Рис. 162. Неподвижная марка на знаке

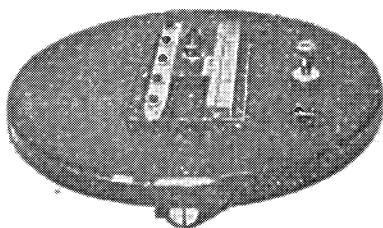


Рис. 163. Целик на теодолитной марке

После проверки вычислений средних значений углов определяют отклонения теодолитных знаков от створа (0—10). Порядок расчетов следующий. Вычисляют отклонения всех наблюдаемых точек створа 0—1, а затем от них переходят к отклонениям относительно створа 0—10. Отклонения вправо от створа считают положительными, влево — отрицательными. Если на знаке 1 угол не равен $180^\circ 00'00''$ значит, знак 2 отклонен от створа 0—1 на величину

$$q'_2 := \frac{\gamma_1'' s}{\rho''}, \quad (\text{XV.1})$$

где $\gamma_1'' = 180^\circ - \alpha_1$; s — расстояние между знаками; ρ'' — радиан.

Угол, измеренный на знаке 2, так же не равен $180^\circ 00'00''$; следовательно, знак 3 отклонился от створа 0—1 на величину

$$q'_3 := \frac{\gamma_1'' 2s}{\rho''} + \frac{\gamma_2'' s}{\rho''} = \frac{(2\gamma_1'' + \gamma_2'' s)}{\rho''}, \quad (\text{XV.2})$$

где $\gamma_2'' = 180^\circ - \alpha_2$.

Знак 4 отклонен на величину

$$q'_4 := \frac{\gamma_1'' 3s}{\rho''} + \frac{\gamma_2'' 2s}{\rho''} + \frac{\gamma_3'' s}{\rho''} = \frac{s(3\gamma_1'' + 2\gamma_2'' + \gamma_3'')}{\rho''} \quad (\text{XV.3})$$

и т. д.

Знак 10 от створа 0—1 отклонится на величину

$$s(9\gamma_1'' + 8\gamma_2'' + 7\gamma_3'' + 6\gamma_4'' + 5\gamma_5'' + 4\gamma_6'' + q'_{10} = \frac{+ 3\gamma_7'' + 2\gamma_8'' + \gamma_9''}{\rho''}); \quad (\text{XV.4})$$

Здесь q'_{10} — величина отклонения створа 0—1 относительно створа 0—10 у знака 10. У знака 9 отклонение створа 0—1 относительно 0—10 равно 0,9 q'_{10} , у знака 8—0,8 q'_{10} и т. д., а у знака 1—0,1 q'_{10} .

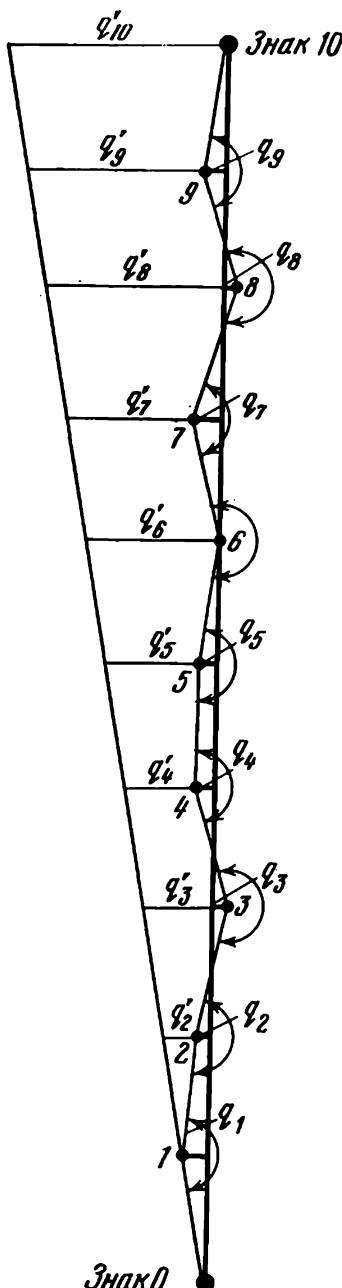


Рис. 164. Створ базовой линии

Следовательно, отклонения центров теодолитных марок-знаков базовой линии от створа 0—10 определяются как разности отклонений промежуточных пунктов от створа 0—1 и отклонений створа 0—1 от створа 0—10 для данного знака:

$$\left. \begin{array}{l} q_1 = q'_1 - 0,1q'_{10}; \\ q_2 = q'_2 - 0,2q'_{10}; \\ \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot \\ q_{10} = q'_{10} - q'_{10} = 0 \end{array} \right\} \quad (\text{XV.5})$$

или

$$\left. \begin{array}{l} q_1 = -\frac{s}{\rho''} (0,9\gamma_1'' + 0,8\gamma_2'' + 0,7\gamma_3'' + 0,6\gamma_4'' + 0,5\gamma_5'' + \\ + 0,4\gamma_6'' + 0,3\gamma_7'' + 0,2\gamma_8'' + 0,1\gamma_9''); \\ q_2 = \frac{\gamma'' s}{\rho''} - 0,2q'_{10} = -\frac{s}{\rho''} (0,8\gamma_1'' + 1,6\gamma_2'' + 1,4\gamma_3'' + \\ + 1,2\gamma_4'' + \gamma_5'' + 0,8\gamma_6'' + 0,6\gamma_7'' + 0,4\gamma_8'' + 0,2\gamma_9''); \\ q_3 = \frac{s(2\gamma_1'' + \gamma_2'')}{\rho''} - 0,3q'_{10} = -\frac{s}{\rho''} (0,7\gamma_1'' + 1,4\gamma_2'' + 2,1\gamma_3'' + \\ + 1,8\gamma_4'' + 1,5\gamma_5'' + 1,2\gamma_6'' + 0,9\gamma_7'' + 0,6\gamma_8'' + 0,3\gamma_9''); \\ q_4 = -\frac{s}{\rho''} (0,6\gamma_1'' + 1,2\gamma_2'' + 1,8\gamma_3'' + 2,4\gamma_4'' + 2\gamma_5'' + \\ + 1,6\gamma_6'' + 1,2\gamma_7'' + 0,8\gamma_8'' + 0,4\gamma_9''); \\ q_5 = -\frac{s}{\rho''} (0,5\gamma_1'' + \gamma_2'' + 1,5\gamma_3'' + 2\gamma_4'' + 2,5\gamma_5'' + \\ + 2\gamma_6'' + 1,5\gamma_7'' + \gamma_8'' + 0,5\gamma_9''); \\ q_6 = -\frac{s}{\rho''} (0,4\gamma_1'' + 0,8\gamma_2'' + 1,2\gamma_3'' + 1,6\gamma_4'' + 2\gamma_5'' + \\ + 2,4\gamma_6'' + 1,8\gamma_7'' + 1,2\gamma_8'' + 0,6\gamma_9''); \\ q_7 = -\frac{s}{\rho''} (0,3\gamma_1'' + 0,6\gamma_2'' + 0,9\gamma_3'' + 1,2\gamma_4'' + 1,5\gamma_5'' + \\ + 1,8\gamma_6'' + 2,1\gamma_7'' + 1,4\gamma_8'' + 0,7\gamma_9''); \\ q_8 = -\frac{s}{\rho''} (0,2\gamma_1'' + 0,4\gamma_2'' + 0,6\gamma_3'' + 0,8\gamma_4'' + \gamma_5'' + \\ + 1,2\gamma_6'' + 1,4\gamma_7'' + 1,6\gamma_8'' + 0,8\gamma_9''); \\ q_9 = -\frac{s}{\rho''} (0,1\gamma_1'' + 0,2\gamma_2'' + 0,3\gamma_3'' + 0,4\gamma_4'' + 0,5\gamma_5'' + \\ + 0,6\gamma_6'' + 0,7\gamma_7'' + 0,8\gamma_8'' + 0,9\gamma_9''). \end{array} \right\} \quad (\text{XV.6})$$

Вычисления отклонений ведут по схеме, приведенной на рис. 164 с соответствующими записями в таблице. В одном цикле измере-

ния углов выполняют в прямом ($0—10$) и обратном ($10—0$) направлениях. Отклонения промежуточных пунктов от створа $0—10$ в прямом и обратном ходах вычисляют независимо и за окончательный результат принимают среднее из полученных значений.

По величине и знаку отклонений теодолитную марку знака устанавливают в главном створе, после чего измерения углов повторяют. После шести циклов измерений теодолитные марки устанавливают в окончательный створ.

§ 58. Точность определения отклонений промежуточных пунктов от створа

Отклонения промежуточных пунктов от наблюдаемого створа и точность вычисляют по формулам

$$\left. \begin{aligned} q &= \frac{s\gamma''}{\rho''}; \\ m_q &= \frac{s}{\rho''} m_\gamma'', \end{aligned} \right\} \quad (\text{XV.7})$$

т. е. точность определения q зависит от точности измерения углов на знаках.

На величину m_q точность измерения расстояния не оказывает ощутимого влияния, поэтому s достаточно определить с относительной погрешностью $1 : 1000$. Угловые измерения являются равноточными, поэтому средние квадратические погрешности определения отклонений от створа промежуточных пунктов будут (в мм)

$$\left. \begin{aligned} m_{q_{1,9}} &= \frac{s}{\rho''} \sqrt{4,5m_\gamma^2} = 1,03m_\gamma; \\ m_{q_{2,8}} &= \frac{s}{\rho''} \sqrt{8m_\gamma^2} = 1,37m_\gamma; \\ m_{q_{3,7}} &= \frac{s}{\rho''} \sqrt{10,5m_\gamma^2} = 1,5m_\gamma; \\ m_{q_{4,6}} &= \frac{s}{\rho''} \sqrt{12m_\gamma^2} = 1,68m_\gamma; \\ m_{q_5} &= \frac{s}{\rho''} \sqrt{12,5m_\gamma^2} = 1,72m_\gamma, \end{aligned} \right\} \quad (\text{XV.8})$$

где m_γ'' — средняя квадратическая погрешность измерения угла на пункте.

Средняя квадратическая погрешность измерения угла четырьмя приемами, вычисленная по уклонениям от среднего значения, составит $m_a = 1,00''$. Это дает погрешность в определении отклонения точки от створа при $s = 100$ м

$$m_q' = \frac{100\,000}{206\,265'} 1'' = 0,48 \text{ мм.}$$

Учитывая погрешности центрирования теодолита и двух визирных целей, каждая из которых в среднем составляет около 0,15 мм, получим

$$m_{q'} = \sqrt{0,48^2 + (0,15\sqrt{3})^2} = 0,54 \text{ мм.} \quad (\text{XV.9})$$

Погрешности за центрирование теодолита (в градусной мере) —

$$m_u = \frac{0,15\rho''}{s} = 0,3''; \quad (\text{XV.10})$$

визирных целей (редукцию)

$$m_r = \frac{0,15\rho''}{s} \sqrt{2} = 0,42''. \quad (\text{XV.11})$$

Таким образом, общая погрешность измерения угла

$$m_y^2 = m_a^2 + m_u^2 + m_r^2 \quad (\text{XV.12})$$

или

$$m_y = \sqrt{1''^2 + 0,3''^2 + 0,42''^2} = 1,13''.$$

Подставляя это значение в формулы (XV.8) определения погрешностей смещения теодолитных марок от створа, получим:

$$m_{q_1, 9} = 1,15 \text{ мм}; \quad m_{q_3, 7} = 1,78 \text{ мм};$$

$$m_{q_2, 6} = 1,55 \text{ мм}; \quad m_{q_4, 6} = 1,90 \text{ мм};$$

$$m_{q_5} = 1,94 \text{ мм.}$$

Наиболее слабым местом в определении отклонения является, таким образом, середина линии, т. е. пятый знак, где предельная погрешность достигла 3,88 мм при допустимой 5 мм.

Взаимное положение пунктов базовой линии определяется разностью величин отклонений центров теодолитных марок от створа. Следовательно, погрешность определения взаимного положения теодолитных марок (в мм) составит

$$\left. \begin{aligned} m_{(q_1-q_0)} &= m_{(q_0-q_{10})} = \frac{s}{\rho''} \sqrt{4,5m_y^2} = 1,15; \\ m_{(q_2-q_1)} &= m_{(q_6-q_9)} = \frac{s}{\rho''} \sqrt{3,5m_y^2} = 1,02; \\ m_{(q_3-q_2)} &= m_{(q_7-q_8)} = \frac{s}{\rho''} \sqrt{2,5m_y^2} = 0,86; \\ m_{(q_4-q_3)} &= m_{(q_8-q_7)} = \frac{s}{\rho''} \sqrt{1,5m_y^2} = 0,67; \\ m_{(q_5-q_4)} &= m_{(q_5-q_6)} = \frac{s}{\rho''} \sqrt{0,5m_y^2} = 0,39, \end{aligned} \right\} \quad (\text{XV.13})$$

т. е. прямолинейность створа выдерживается и на центральной части базовой линии.

Ниже приведены средние квадратические погрешности определения величин уклонений промежуточных пунктов от главного створа, вычисленные по данным шести циклов угловых измерений (в мм),

$$\begin{aligned}m_{q_1} &= 0,58; \quad m_{q_5} = 1,74; \\m_{q_2} &= 1,18; \quad m_{q_6} = 1,57; \\m_{q_3} &= 1,37; \quad m_{q_7} = 1,27; \\m_{q_4} &= 1,62; \quad m_{q_8} = 0,95; \\m_{q_9} &= 0,67.\end{aligned}$$

§ 59. Наблюдения при помощи подвижной визирной марки

Оптический метод створных измерений с использованием подвижной визирной марки находит применение при строительстве гидротехнических сооружений, наблюдениях за состоянием глубинных опорных знаков, при контроле и выверке прямолинейности технологических линий. При выполнении створных наблюдений участвуют два лица — наблюдатель, находящийся у теодолита, и оператор, осуществляющий по команде наблюдателя механическое перемещение подвижной марки и снятие отсчетов ее местоположения.

В 1970 г. в МИИГАиК изготовили подвижную визирную марку с автоматическим дистанционным управлением. Положением подвижной визирной марки управляет сам наблюдатель дистанционно по кабельной линии связи. Передачу отсчетов положения подвижной марки по шкале с ценой деления 0,1 мм осуществляет оператор на пункт наблюдения по телефону по этой же линии связи. Схема дистанционного управления визирной маркой предусматривает надежную фиксацию ее в створной плоскости.

Скорость перемещения марки в пределах 100 мм может изменяться от 0,1 до 2 м/с.

Подвижная марка с автоматическим дистанционным управлением (рис. 165) состоит из блока управления и собственно подвижной марки, соединенных между собой кабелем.

Прибор работает в интервале температур от -20 до $+30^\circ\text{C}$. Масса марки 4,7 кг, блока управления — 3 кг.

До полевых исследований подвижную визирную марку с дистанционным управлением дооборудовали подставкой для жесткого центрирования на знаках базовой линии. Наблюдения вели три наблюдателя при помощи теодолита ОТ-02, установленного на расстоянии 100 м от подвижной марки. Наблюдателями выполнено по 25 измерений. Перед каждым новым измерением марку отклоняют от створа примерно на 20 мм. Наблюдения проводились при четком и слегка колеблющемся изображении.

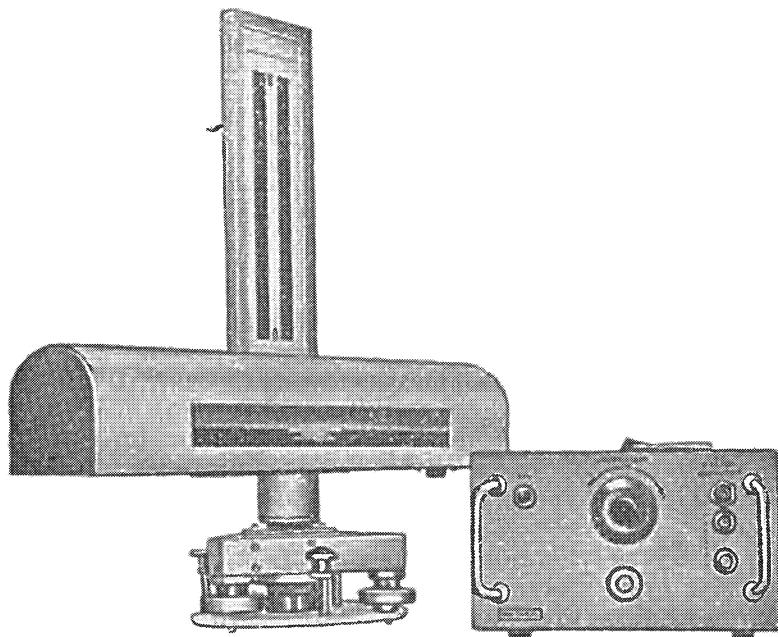


Рис. 165. Подвижная марка и блок управления

По результатам обработки наблюдений каждого исполнителя получены следующие средние квадратические погрешности одного измерения:

$$m_1 = 1,21 \text{ мм}; m_{II} = 1,51 \text{ мм}; m_{III} = 1,80 \text{ мм}; m_{\text{сред}} = 1,54 \text{ мм}.$$

Рассчитаем теоретически ожидаемую среднюю квадратическую погрешность одного измерения. Основными погрешностями, обуславливающими точность определения нестворности знаков базовой линии при помощи теодолита ОТ-02 и подвижной марки с дистанционным управлением по программе полевых исследований, будут являться:

а) $m_{\text{виз}}$ — точность визирования,

б) $m_{\text{реакции}}$ — расстояние, проходимое маркой за время от момента фиксации мишени в биссекторе до полной остановки двигателя.

Тогда

$$m_T = \sqrt{m_{\text{виз}}^2 + m_{\text{реакции}}^2} = 1,12 \text{ мм}, \quad (\text{XV.14})$$

где

$$m_{\text{виз}} = \frac{30'' \cdot s}{v \times \rho''} = 0,5 \text{ мм}, \quad (\text{XV.15})$$

$$m_{\text{реакции}} = at = 10 \text{ мм}/\text{с} \cdot 0,1\text{с} = 1 \text{ мм}, \quad (\text{XV.16})$$

Таблица 32

Элементы математической статистики	Значения элементов математической статистики	Элементы математической статистики	Значения элементов математической статистики
\bar{x} , мм	-0,98	γ_1 наб	0,77
S^2 , мм ²	0,14	γ_{II} наб	0,75
S , мм	0,38	γ_{III} наб	0,63
S_x , мм	0,001	γ_q	0,72

a — номинальная скорость перемещения мишени марки при остановке двигателя кнопкой «мгновенный стоп»; t — время, потребное для полного срабатывания системы «наблюдатель — кнопка» «стоп — двигатель» и определенное эмпирически.

Полученное незначительное расхождение точности полевых результатов с теоретической ($\Delta_m = 0,42$ мм) можно объяснить различным опытом управления кнопкой «мгновенный стоп» у операторов.

Обработку результатов измерений проводили методом математической статистики. По измеренным тремя наблюдателями разностям x_1, x_2, x_3 отклонений теодолитной марки Зн NO от створа Зн $NO - 2$ составлялись вариационные ряды и вычислялись взвешенное среднее арифметическое значение и эмпирическая дисперсия соответственно по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \bar{x} &= \frac{\sum m_i x_{ij}}{N}; \\ S^2 &= \frac{\sum m_i (\tilde{x} - \bar{x})}{N - 1}, \end{aligned} \right\} \quad (XV.17)$$

где N — сумма частот отклонений в вариационном ряду; m_i — частота появления отклонений.

Средняя квадратическая погрешность среднего арифметического значения вычислена по формуле

$$S_x = \frac{S^2}{N - 1}. \quad (XV.18)$$

Кроме того, был проведен анализ по определению смещения центра группирования результатов измерений из-за воздействия условий наблюдений по каждому наблюдателю. Для обнаружения указанного смещения использован критерий Аббе.

В табл. 32 приведены элементы математической статистики и значения критерия Аббе (γ), полученного по формуле

$$\gamma = \frac{\tilde{m}^2}{m^2}, \quad (XV.19)$$

где

$$\tilde{m}^2 = \frac{1}{2(n-1)} \sum_1^{50} d_i^2, \quad (\text{XV.20})$$

$$m^2 = \frac{1}{n-1} \sum_1^{50} \delta_i^2. \quad (\text{XV.21})$$

Теоретическое значение γ_q определялось по формуле

$$\gamma_q = 1 - \frac{zq}{\sqrt{n-1}}. \quad (\text{XV.22})$$

Уровень значимости q при обработке принят равным 0,05.

Измерения третьего наблюдателя в незначительной степени искажены условиями наблюдений, так как $\gamma_{III\text{ наб}} < \gamma_q$.

Это обстоятельство можно объяснить тем, что часть измерений третьего наблюдателя была выполнена в период начинающейся температурной инверсии.

Створные наблюдения при помощи подвижной марки с дистанционным управлением показали значительное повышение производительности полевых работ по сравнению с обычной подвижной маркой.

На головку конечного знака 0 с принудительной посадкой устанавливают оптический теодолит Т1 или Т2, а на второй конечный знак 10 — неподвижную марку с принудительным центрированием. Трубу теодолита ориентируют по неподвижной марке. Подвижную визирную марку также с принудительным центрированием устанавливают на промежуточных знаках 1, 2, ..., 5.

Наблюдатель последовательно при двух кругах теодолита несколько раз вводит марку в створ. По окончании полного цикла наблюдений определяют окончательную величину отклонения центра знака от створа. Затем теодолит и неподвижную визирную цель меняют местами и аналогичные измерения при помощи подвижной марки производят на знаках 9 ... 5. Как показал опыт, принцип работы подвижной маркой «от себя» является более рациональным.

§ 60. Установка нивелирных марок и нивелирование базовой линии

Трубы знаков базовой линии срезают с учетом установки координатных центров и нивелирных марок в проектное положение по высоте.

После предварительной приварки координатных центров к трубам следует установить, что знаки с нивелирными марками практически незыблемы. Только после этого координатные центры окончательно приваривают к трубам знаков.

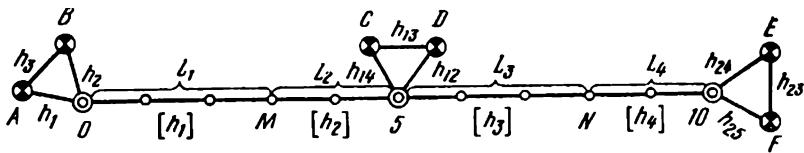


Рис. 166. Нивелирная сеть базовой линии

Нивелирный ход (с длиной визирных лучей ≈ 50 м) по знакам базовой линии (рис. 166) привязывают к контрольным знакам в начале, середине и конце линии. Вычисленные в первых двух циклах нивелирования высоты нуля шкаловых марок на контрольных знаках в дальнейших циклах принимают за исходные и от них производят уравнивание высот всех знаков линии. Нивелирование выполняют по предварительно прокомпариованным штриховым инварным рейкам или шкаловым инварным маркам.

Точность нивелирования. Суммарная погрешность отсчета по рейке

$$m_{\text{отс}} = \sqrt{m_{\text{нав}}^2 + m_{\text{совм}}^2}, \quad (\text{XV.23})$$

где $m_{\text{нав}}$ — точность наведения; $m_{\text{совм}}$ — точность совмещения изображения концов пузырька контактного уровня.

Согласно формулам (VII.4) при $s \approx 50$ м $m_{\text{нав}} = 0,12$ мм,

$$m_{\text{совм}} = \frac{\tau''}{v_1 p''} s = 0,01 \text{ мм}, \quad (\text{XV.24})$$

где τ'' — цена деления уровня (10 с/мм); v_1 — увеличение лупы.

Отсюда $m_{\text{отс}} = 0,13$ мм.

Точность определения среднего превышения станции из нивелирования в прямом и обратном направлениях с отсчетами по двум шкалам инварной рейки получим $m_h = \frac{0,13}{\sqrt{2}} \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{2}} \approx 0,10$ мм.

Средняя квадратическая погрешность определения отметок конечного знака 10 по отношению к исходному 0 будет равна $m_{h_{10}} = 0,10 \sqrt{10} = 0,32$ мм, а предельная $\Delta_{h_{10}} \approx 1$ мм.

При сравнительно одинаковых условиях наблюдений разность в превышениях между соседними реперными знаками в прямом и обратном ходах не должна превышать $m_d = m_h \sqrt{2} = 0,10 \sqrt{2} = 0,14$ мм с предельной величиной 0,5 мм. Пользуясь разностями двойного нивелирования, можно произвести оценку точности работ по формуле

$$m_{h_{\text{ср}}} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{d^2}{n-1}}, \quad (\text{XV.25})$$

где $m_{h_{\text{ср}}}$ — погрешность превышения между двумя соседними знаками, полученного из нивелирования в прямом и обратном

направлениях; d — разность превышений между знаками в прямом и обратном направлениях; n — число разностей (в данном случае $n = 10$).

При выполнении геометрического нивелирования для высокоточной установки технологической линии необходим учет всех источников погрешностей и выбор метода наблюдений, максимально ослабляющего их влияние.

Инварные рейки оборудуют специальными подпятниками, исключающими погрешность в отсчете за несовпадение осей инварной шкалы рейки и нивелируемой марки. Шкаловые инварные марки устанавливают на высотные марки знаков базовой линии при помощи специального башмака.

При использовании железобетонных площадок для установки нивелира, шкаловых марок, подпятников и других приспособлений значительно повышается точность нивелирования.

§ 61. Обработка результатов нивелирования

Начальный цикл наблюдений выполняют двумя сериями измерений в прямом и обратном направлениях. Наблюдения производят в различное время суток с интервалом между сериями не более 12 ч. Начальный цикл является особо ответственным, так как по сравнению с ним производят вычисления во всех последующих циклах. Уравнивание результатов начального цикла нивелирования выполняют строгим способом. В последующих циклах применяют упрощенный способ уравнивания.

В первом цикле обе серии наблюдений уравнивают совместно при условии

$$[vv] + [v'v'] = \min, \quad (\text{XV.26})$$

где v — поправки к превышениям первой серии; v' — поправки к превышениям второй серии.

Вероятнейшие поправки к превышениям определяют из следующих условных уравнений:

$$\left. \begin{array}{l} v_1 - v'_1 + \dots + v_5 - v'_5 + w_1 = 0; \\ \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \\ v_6 - v'_6 + \dots + v_{10} - v'_{10} + w_2 = 0, \end{array} \right\} \quad (\text{XV.27})$$

где

$$\left. \begin{array}{l} w_1 = (h_1 - h'_1) + \dots + (h_5 - h'_5); \\ w_2 = (h_6 - h'_6) + \dots + (h_{10} - h'_{10}). \end{array} \right\} \quad (\text{XV.28})$$

Здесь h — превышения, измеренные в 1-й серии; h' — превышения, измеренные во 2-й серии.

Решая систему уравнений по методу наименьших квадратов, найдем поправки к измеренным начальным и повторным превы-

шениям (учитывая, что число станций при 1-й и 2-й сериях измерений одинаково, т. е. $n_i = n'_i$),

$$\left. \begin{aligned} v_1 = v'_1 &= -\frac{1}{[2n]_1^5} w_1 n_1; \\ \dots &\dots \\ v_5 = v'_5 &= -\frac{1}{[2n]_1^5} w_1 n_5, \end{aligned} \right\} \quad (\text{XV.29})$$

где

$$\left. \begin{aligned} [2n]_b^5 &= 2[n_1 + \cdots + n_5], \\ v_6 = v'_6 &= -\frac{1}{[2n]_b^{10}} w_2 n_6; \\ \dots &\dots \dots \dots \dots \dots \dots \\ v_{10} = v'_{10} &= -\frac{1}{[2n]_b^{10}} w_2 n_{10}. \end{aligned} \right\} \quad (\text{XV.30})$$

Средняя квадратическая погрешность единицы веса

$$\mu = \sqrt{\frac{[pvv] + [p'v'v']}{r}}, \quad (\text{XV.31})$$

где r — число условных уравнений, а

$$[pvv] + [p'v'v'] = \frac{w_1^2}{[n+n']^5} + \frac{w_2^2}{[n+n']^6},$$

или

$$[pvv] + [p'v'v'] = \frac{w_1^2}{[2n]_1^5} + \frac{w_2^2}{[2n]_0^6}. \quad (\text{XV.32})$$

После вычисления отметок по уравненным превышениям основных знаков определяют отметки контрольных планово-высотных знаков.

Упрощенное уравнивание нивелирной сети Зн0—Зн10 можно произвести различными способами. В данной нивелирной сети контрольные реперы имеют конструкцию, позволяющую принять их условно за исходные пункты, поэтому рационально применить способ уравнивания нивелирной сети с двумя узловыми точками M и N . От точек B и D проложены ходы к точке M , а от точек D и F — ходы к точке N . Длины ходов соответственно равны L_1 , L_2 , L_3 и L_4 (см. рис. 166).

Для уравнивания сети определяют вероятнейшие значения отметок точек M и N . Отметки этих точек определяют дважды: отметку M — от точек 0 и 5, отметку N — от точек 5 и 10.

$$\left. \begin{array}{l} H_{M_1} = H_0 + [h_1]; \quad H_{N_1} = H_5 + [h_3]; \\ H'_{M_1} = H_5 + [h_2]; \quad H'_{N_1} = H_{10} + [h_4]. \end{array} \right\} \quad (\text{XV.33})$$

где H_0 , H_5 , H_{10} — отметки исходных реперов; $[h_1]$, ..., $[h_4]$ — сумма превышений по ходу от 0 до 3, от 3 до 5, от 5 до 8 и от 8 до 10 точек.

Веса этих значений будут: $p_1 = \frac{1}{L_1}$ и $p_2 = \frac{1}{L_2}$ для точки M ; $p_3 = \frac{1}{L_3}$ и $p_4 = \frac{1}{L_4}$ для точки N .

Имея два значения отметок M и N и их веса, можно определить окончательные значения отметок точек M и N по формулам:

$$H_M = \frac{H_{M_1}p_1 + H_{M_2}p_2}{p_1 + p_2}; \quad H_N = \frac{H_{N_1}p_1 + H_{N_2}p_2}{p_1 + p_2}. \quad (\text{XV.34})$$

Если длины ходов будут одинаковыми, то $H_M = \frac{H_{M_1} + H_{M_2}}{2}$ и $H_N = \frac{H_{N_1} + H_{N_2}}{2}$. Составив разности $H_M - H_{M_1}$ и $H_M - H_{M_2}$; $H_N - H_{N_1}$ и $H_N - H_{N_2}$, получим невязки нивелирных ходов:

$$\left. \begin{array}{l} H_M - H_{M_1} = f_{h_1}; \quad H_N - H_{N_1} = f_{h_1}; \\ H_M - H_{M_2} = f_{h_2}; \quad H_N - H_{N_2} = f_{h_2}, \end{array} \right\} \quad (\text{XV.35})$$

которые распределяют с обратным знаком пропорционально длиnam ходов.

Расстояния между знаками одинаковы, поэтому невязка распределяется на все знаки базовой линии поровну, т. е.

$$v_i = \frac{f_h}{n},$$

где f_h — невязка хода; n — общее число станций хода.

Затем, начиная с одного из концов хода, вычисляют отметки точек по исправленным превышениям.

§ 62. Измерение расстояний между знаками базовой линии

Высокие требования к точности положения в продольном и поперечном отношениях предъявляются к балкам верхнего строения линии (1 мм). Чтобы установить их с требуемой точностью в каждой 100-метровой секции, нужно измерить расстояние между знаками базовой линии с точностью $m_s = 1,0\sqrt{20} \approx 4,5$ мм.

Такую точность определения расстояний быстро и безошибочно получают при помощи различных светодальномеров, в том числе ЕОК 2000. Как показала практика, измерения расстояний от 15 до 200 м одним приемом по программе симметричных наблюдений C_{1-4} , R_{1-4} , C_{1-4} , где C_{1-4} — измерение короткой оптической линии, а R_{1-4} — измерение расстояния, характеризуются средними погрешностями около 7,1 мм.

Вначале светодальнометр устанавливают на знаке 2, а отражатели на знаках 0 и 4 и производят измерения расстояний между

знаками: 2 и 0, 2 и 1; 2 и 3, а также 2 и 4. Затем прибор переносят на знак 6, а затем на знак 8. Приемо-передатчик и отражатели дооборудуют специальными подставками, позволяющими принудительно центрировать их с погрешностью $m_u = 0,2$ мм.

Расстояния между соседними знаками вычисляют как разность двух измерений: $s_{0-1} = s_{2-0} - s_{2-1}$, после чего определяют средние значения расстояний 100-метровых секций.

Расстояние между знаками 0 и 10 измеряют в двух направлениях тремя приемами с точностью $m_{s_{0-10}} = \frac{7}{\sqrt{3}\sqrt{2}} \approx 3$ мм и принимают за истинное.

Поправки Δ в 100-метровые секции вычисляют по принципу равноточных измерений. Ожидаемая погрешность $m_{s_{100}} = \frac{3 \text{ мм}}{\sqrt{10}} = 0,9$ мм.

Результаты линейных измерений показывают, что фактически полученная точность соответствует расчетной.

Измерения, выполненные в различное время года, подтверждают, что знаки базовой линии могут иметь планово-высотные смещения, поэтому циклы измерений расстояний светодальномером рекомендуется повторять не реже одного раза в квартал.

§ 63. Устройство струнного базиса

Установка направляющих в плане с заданной точностью 0,1 мм полностью обеспечивается струнно-оптическим методом *. Сущность метода заключается в следующем.

От центров знаков базовой линии, установленных в основной створ, с помощью специального мерного прибора по секционно выставляют калиброванную остальную струну параллельно этому створу. Струну размещают между знаками базовой линии и ближайшей технологической ниткой, ниже ее уровня в трубе диаметром 100 мм. Трубу закрепляют на кронштейнах, образующих кривую, соответствующую кривой прогиба струны при натяжении ее до 10 кгс. Концы 100-метровых участков трубы соединяют с чугунными колодцами, прикрепленными к основанию линии сооружения против знаков базовой линии. В колодцах смонтированы блочные устройства для натяжения и перемещения струны (рис. 167). В защитных трубах через каждый метр сделаны отверстия, позволяющие визировать на струну оптической трубы ординатора.

В блочном устройстве два блока на одной оси могут на салазках перемещаться перпендикулярно к струне. Салазки перемещаются по плите — основанию устройства, — имеющей шкалу с миллиметровыми делениями и индекс, относительно которого фиксируют механизм в заданном положении. При установке струны

* Приборы струнно-оптического метода разработаны и изготовлены в МИИГАиК.

на определенном расстоянии от знаков базовой линии инвариантную ленту пропускают через отверстия кожуха и закрепляют на цилиндрическом штыре. Лента получает одностороннее натяжение со стороны знака базовой линии.

После установки один конец струны крепят наглухо, а другой через блок натягивают при помощи спиральной пружины. Колодцы, в которых струна наглухо скреплена с блоком, чередуются с колодцами, где она свободно пропущена через блок и натянута пружиной. При необходимости одновременную установку струны в рабочее положение производят на несмежных 100-метровых участках.

Струна служит вспомогательной осью, параллельной створу базовой линии, при детальной выверке элементов направляющих сооружения.

Точность определения положения любой точки элемента зависит от погрешностей m_1 установки струны в пределах секции от двух знаков базовой линии и m_2 измерения ординаты — расстояния от установленной струны до выверяемой точки технологического элемента.

Общая погрешность определения положения определяемой точки ближайшего элемента левой направляющей относительно базовой линии составит

$$m_{\text{п. з.}} = \sqrt{m_1^2 + m_2^2}. \quad (\text{XV.36})$$

Погрешность измерения расстояния от левого до правого элемента (другой направляющей) будет

$$m_{\text{п. з.}} = \sqrt{m_1^2 + m_2^2 + m_3^2}. \quad (\text{XV.37})$$

При допустимой величине установки этих элементов в плане 0,1 мм на шаге 1 м взаимная точность определения смежных точек для левого элемента

$$m_{\text{вз. л. з.}} = m_2; \quad (\text{XV.38})$$

для правого элемента

$$m_{\text{вз. п. з.}} = \sqrt{m_2^2 + m_3^2}. \quad (\text{XV.39})$$

Таким образом, для определения взаимного положения точек левого элемента необходимо, чтобы измерение соответствующих ординат обеспечивалось со средней квадратической погрешностью $m_2 = 0,05$ мм ($\Delta = 0,1$ мм).

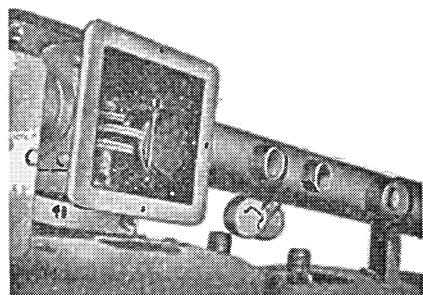


Рис. 167. Струнное приспособление с колодцем и трубой

Для обеспечения такой же точности взаимного положения точек правого элемента необходимо, чтобы точность измерения расстояния между левым и правым элементами была выше точности измерения ординаты левого элемента не менее чем в пять раз, т. е. $m_3 < 0,2 m_2$.

Погрешность определения точек левого и правого элементов относительно базовой линии по техническим условиям не должна превышать на расстоянии 100 м (длина секции):

$$\frac{5,0}{1\,000\,000} \cdot 100\,000 = 0,5 \text{ мм (пред.).}$$

Отсюда можно определить допустимую среднюю квадратическую погрешность измерения расстояния от двух знаков базовой линии до устанавливаемой струны.

Пользуясь формулой (XV.36), найдем

$$m_1 = \sqrt{m_{л.з}^2 - m_2^2}, \quad (\text{XV.40})$$

где m_1 — искомая погрешность. Учитывая, что $m_{л.з} = 0,25$ мм и $m_2 = 0,05$ мм, погрешность установки струны должна быть не более 0,5 мм. Допустимая средняя квадратическая погрешность отсчетов по двум шкалам мерного прибора при измерении от двух знаков линии соответственно должна быть не более

$$m_{отсч} = \frac{0,5}{\sqrt{2} \sqrt{2}} = 0,25 \text{ мм.}$$

§ 64. Разбивка и крепление главной оси сооружения

При разработке способа разбивки и крепления главной оси технологической линии учитывают ее конструкцию, элементы, требующие высокой точности монтажа, и очередность строительства.

Исходя из технических условий (см. выше), предельная поперечная и продольная погрешности на 100-метровой секции $\Delta_{секции} = \frac{5}{\sqrt{10}} \approx 1,5$ мм.

Разбивку и крепление главной оси сооружения и ее параллельно смещенной выносной линии выполняют от знаков базовой линии одновременно. В начале, середине и конце линии по ее оси устанавливают бетонные монолиты. Крепление параллельно смещенной линии (ось сооружения может быть закрыта при начале работ), расположенной между створом базовой линии и главной осью сооружения, совмещают с площадками для стоянок нивелира.

В конструкции площадок, расположенных через каждые 50 м, предусматривают специальные металлические пластины, на которых производят створные пасечки. Разбивку главной оси сооружения производят полярным способом, при помощи теодолита Т1,

инварных рулеток, универсальных центрирующих приспособлений УЦП, (рис. 168) оптических центриров, постоянных и подвижных визирных марок. Сгущение в точном створе точек выносной линии производят методом последовательных створов.

Опорные точки $O_1, 5_1, 10_1$ на параллельно смещенной оси принимают за исходные и расхождения в их положении, полученных полярным способом от знаков базовой линии, превышающие 3 мм, распределяют внутри секции пропорционально расстояниям от опорной до каждой определяемой точки.

Поправка Δl_i в положении любой точки смещенной оси определяется по формуле

$$\Delta l_i = s_i \operatorname{tg} \alpha. \quad (\text{XV.41})$$

Точность разбивки главной оси сооружения. Точность разбивки точек главной оси технологической линии от знаков базовой линии является функцией погрешностей угловых и линейных измерений.

$$m_{T_i} = f(m_\alpha, m_s). \quad (\text{XV.42})$$

Суммарное значение погрешности откладывания угла в нашем случае $m_\alpha = \sqrt{m_n^2 + m_\phi^2}$, где m_n, m_ϕ —соответственно погрешности визирования и фокусирования. По исследованиям МИИГАиК угловая величина погрешности визирования остается примерно одинаковой и составляет

$$m_n = \frac{15 \div 20''}{v^\times} \approx 0,5''. \quad (\text{XV.43})$$

Откладывая угол при двух положениях круга,

$$m_n \approx \frac{0,5'' \sqrt{2}}{\sqrt{2}}.$$

По исследованиям ЦНИИКАиК погрешность из-за неправильного хода фокусирующей линзы для теодолита Т2 в среднем составляет $m_\phi \approx 1''$.

Отсюда

$$m_\alpha = \sqrt{0,5''^2 + 1''^2} \approx 1,1''.$$

Для откладывания расстояний используют компарированные рулетки с миллиметровыми делениями, специальные штативы и УЦП.

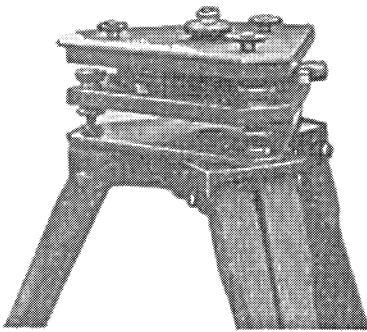


Рис. 168. Штатив УЦП

Учитывая при откладывании расстояний погрешности отсчитывания по шкале рулетки, натяжения, неточного знания термических коэффициентов и температуры мерного прибора, получим погрешность собственно измерения $m_s \approx 0,35$ мм. Влияние погрешностей принудительного центрирования и редукции пренебрегаем мало, и поэтому точность разбивки главной оси сооружения полярным способом определится по формуле

$$m_{T_i}^2 = m_s^2 + \frac{m_\alpha^2 s^2}{p''^2} + m_{\text{фикс}}^2. \quad (\text{XV.44})$$

Подставив полученные числовые значения и принимая $m_{\text{фикс}} = 0,5$ мм, получим $m_{T_i} = \sqrt{0,122 + 0,003 + 0,25} \approx 0,6$ мм.

Положение осевых точек определяют от знаков базовой линии независимо друг от друга, поэтому следует считать, что величина $m_{T_i} = 0,6$ мм характеризует непосредственное уклонение точек главной оси от створа базовой линии.

С целью уменьшения влияния боковой рефракции на точность откладывания углов наблюдения целесообразно производить в период наиболее благоприятных температурных условий.

Оценка метода последовательных створов может быть выполнена по формуле

$$M_n^2 = m_n^2 + n \left(\frac{m_\alpha^2 s^2}{p^2} + m_{\text{фикс}}^2 \right), \quad (\text{XV.45})$$

где m_n , m_α — соответственно погрешность определения положения опорного пункта и визирования и фокусирования; s — длина пролета, равная 100 м; n — число пролетов до определяемой точки.

Подставив числовые значения указанных в формуле величин, получим погрешность точки выносной линии относительно створа базовой линии для каждой из двух секций (0—5 или 5—10) при числе пролетов 5:

$$M_n = \sqrt{0,36 + 5 \cdot 0,65} = 2 \text{ мм.}$$

§ 65. Геодезическое обеспечение строительства основания сооружения

Геодезическое обеспечение сооружения основания линии связывают с проектом производства строительно-монтажных работ и осуществляют в такой последовательности: разбивка свайного основания; разбивка проектного положения опалубки под монолитные опоры, ее выверка и проверка установки закладных деталей; проверка установки верхнего строения; разбивка монтажных осей на швеллерах; разбивка и проверка установки узлов крепления направляющих линий.

Верх монолитной опоры устанавливают в плане и по высоте с точностью не ниже 1 мм. Для установки верхнего строения в плане

и по высоте установлена такая же точность. Вынос монтажных осей на швеллеры верхнего строения, а также детальная разбивка местоположения узлов крепления должны обеспечивать установку последних относительно главной оси сооружения с погрешностью не более 2 мм. Разбивку элементов свайного основания производят от опорных пунктов главной оси сооружения. Установка закладных деталей является более ответственным этапом работ, поэтому предварительно выполняют контрольную съемку положения верха опалубки опор относительно главной оси сооружения. Закладные детали устанавливают при помощи специального кондуктора, после чего составляют исполнительную схему и бетонируют опоры при правильном положении закладных деталей.

На монолитные опоры устанавливают сборное железобетонное верхнее строение. Требуемая точность его установки в проектное положение в плане и по высоте по техническим условиям составляет ± 1 мм. На опорах, находящихся против знаков базовой линии и в середине секции, на металлических пластинах закрепляют главную ось сооружения. В дальнейшем эти три точки в каждой секции используют как исходные при проектировании главной оси на все промежуточные опоры.

При изготовлении верхнего строения закладывают по продольной оси пластины на концах каждого железобетонного элемента. На эти пластины выносят и керном закрепляют продольную ось верхнего строения.

Совмещение продольной оси железобетонных элементов с главной осью сооружения производят при помощи теодолита и визирной цели.

Выставленная группа железобетонных элементов после их соединения между собой и с опорами сооружения образует несущую балку.

После исполнительной планово-высотной съемки в пределах 100-метровой секции определяют возможность окончательной заделки швов и соединений каждой балки. Вынос правой и левой продольных монтажных осей на швеллеры верхнего строения производят по секционно откладыванием проектных расстояний от знаков базовой линии или струны металлической линейкой с миллиметровыми делениями. Установку швеллеров на проектную высоту (с точностью 3 мм) производят при помощи нивелира Н2. Разбивку монтажных осей левого и правого швеллеров можно производить при помощи специального шаблона. Осевую точку шаблона центрируют над точками строительной оси, зафиксированными на пластинах в концах лотков. Торцы шаблона определяют оси правого и левого швеллеров. В створе монтажной оси мерным прибором производят детальную продольную разбивку узлов крепления.

Для разбивки узлов в поперечном направлении монтажная ось проектируется теодолитом и закрепляется на всех рисках,

фиксирующих положение узлов секции. Установку крепительных узлов, имеющих небольшой запас регулировки, производят совмещением оси симметрии узла с монтажной осью на швеллере в пределах 1,0 мм. После исполнительной съемки узлы приваривают к плоскостям швеллеров и составляют схему их окончательного положения.

§ 66. Высотное обеспечение при сооружении основания линии

В качестве высотной основы для установки верхнего строения с точностью 1 мм, а закладных деталей 0,5 мм используют высотные марки на знаках базовой линии, отметки которых получены нивелированием II класса.

С одной стоянки нивелира, установленного на специальной площадке, обеспечивают установку верхнего строения и закладных частей на 100-метровой секции. Рейки оборудуют специальным подпятником, центр ограждительного кольца которого лежит на оси шкалы рейки, исключающим возможность несовпадения осей шкалы рейки и высотной марки. Как правило, закладные детали не имеют четко выраженной точки, устанавливаемой на проекционную отметку. Целесообразно поэтому дооборудовать рейки стальным шариком, вставляемым в отверстие подпятника. Этот шарик устанавливают на одну и ту же фиксированную точку детали в пределах 1 мм. При этом погрешность взгляда из-за наклона

$$m_{H_1} = -\frac{bv^2}{\rho^2}, \quad (\text{XV.46})$$

где b — высота визирного луча над пяткой рейки; v — средняя величина угла наклона рейки при отсчете по ней.

Ориентировочно при $m_H = m_{\text{комп}} = 0,2$ мм будет иметь

$$v' = \sqrt{\frac{2 \cdot 3438^2 \cdot 0,2}{1500}} \approx 56'.$$

При несовпадении оси шкалы рейки с зафиксированной точкой детали в пределах $a = 1$ мм дополнительная погрешность в отсчете составит

$$m_{H_2} = \frac{av'}{\rho'} = \frac{1 \cdot 56'}{3438'} \approx 0,02 \text{ мм.} \quad (\text{XV.47})$$

При применении высокоточного нивелира прежде всего следует обращать внимание на соблюдение главного условия (2,1'') и на угловое смещение визирной оси при перифокусировании (0,8'').

Предельная погрешность установки верхнего строения по высоте на неподвижных опорах $\Delta H_{(\text{нен. оп.})} \leq 1$ мм.

ГЛАВА XVI

ВЫСОКОТОЧНЫЕ ИЗМЕРЕНИЯ МЕТРОЛОГИЧЕСКИМИ ПРИБОРАМИ

§ 67. Метрологические приборы

Высокой точности при монтаже технологических линий можно добиться, применяя специальные метрологические приборы *.

Индикаторный жезл. При помощи индикаторного жезла (рис. 169, а) измеряют расстояния от теодолитной марки опорного знака до технологических элементов направляющих с высокой точностью порядка (0,01 мм). Две параллельные штанги жестко соединены кронштейнами с деталями, через которые осуществляется контакт с теодолитной маркой опорного знака и боковой поверхностью элемента технологической линии.

Жезл контактируют с теодолитной маркой (рис. 169, б) калиброванным цилиндром в одной точке. Упор индикатора для контакта с технологическим элементом (рис. 169 в), также цилиндрический. Такая конструкция деталей значительно ослабляет влияние погрешностей измерения, связанных с неточной установкой жезла.

Деталь для контакта с технологическим элементом и индикаторный узел сконструированы так, что при компарировании индикаторный жезл может быть установлен на необходимый размер, например в пределах 2000 ± 20 мм.

До начала измерений индикаторный жезл компарируют на эталоне, затем устанавливают на знаке так, чтобы ось прибора была перпендикулярна к базовой линии. Приведя при помощи накладного уровня прибор в горизонтальное положение, производят отсчет по индикатору. Зная из результатов компарирования уравнение прибора, определяют расстояние между технологическим элементом и маркой знака базовой линии.

Оптико-механический ординатометр. Прибор предназначен для приведения струны в положение, параллельное базовой линии, а также для установки, выверки и исполнительной съемки положения технологической секции в плане. Расстояние между опорными знаками и технологической секцией измеряют индикаторным жезлом, а между нитью струнного базиса и технологическим элементом (в пределах от 425 до 475 мм) — оптическим ординатометром (рис. 170, а).

Конструкция ординатометра обеспечивает измерение отклонений точек в диапазоне 5 мм, т. е. в пределах шкалы часового индикатора. В связи с этим до измерений ординатометром предварительную установку технологического устройства линии необходимо произвести в пределах 5 мм.

* Разработаны и изготовлены в МИИГАиК.

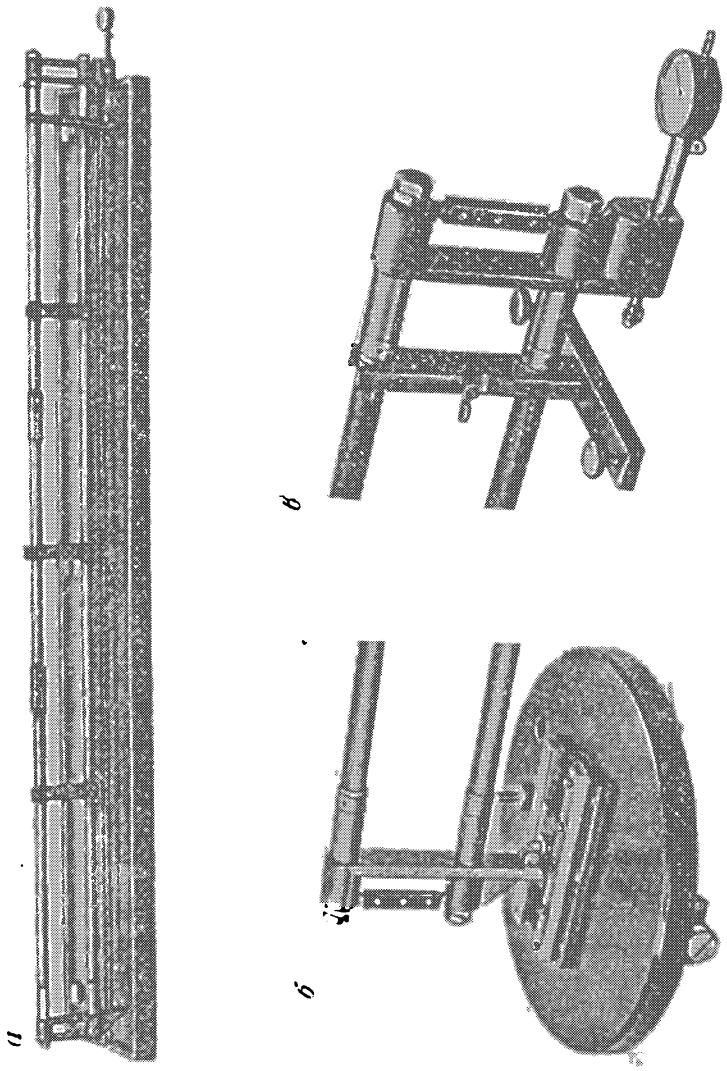


Рис. 169. Индикаторный жезл:
а — жезл на эталоне; б — контакт с геодолитной меркой;

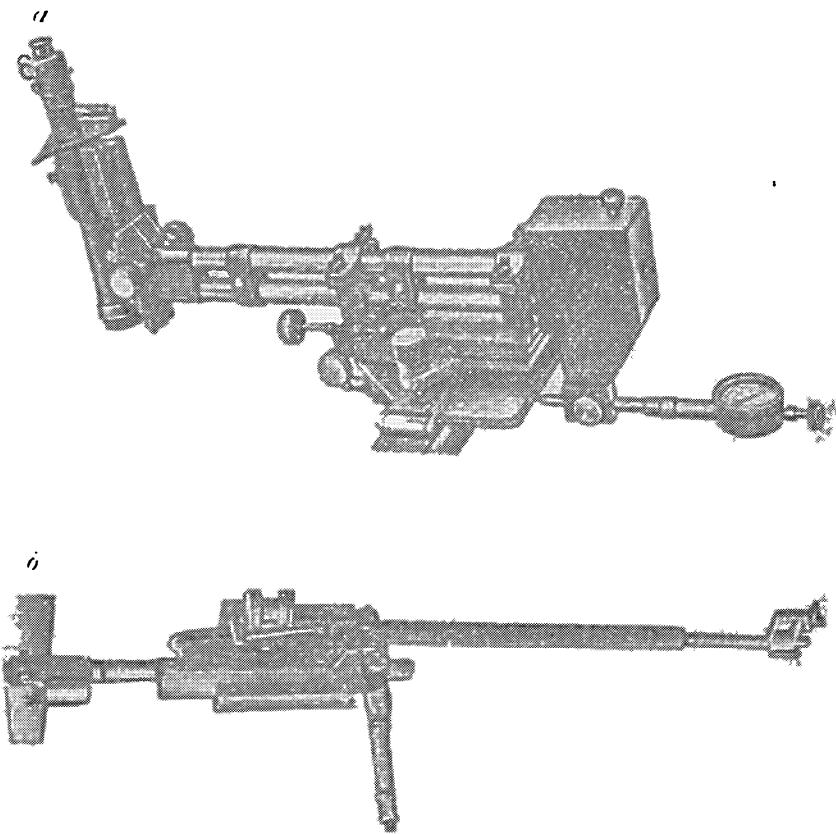


Рис. 170. Оптико-механический ординатометр:
а — ординатометр с микроскопом; б — ординатометр с самоустанавливающейся линией визирования

На плите ординатометра размещен трегер с подъемными винтами. На трегере установлен кронштейн, к одному концу которого прикреплен микроскоп, а к другому противовес с устройством для закрепления индикаторного узла. В рабочем положении шток индикатора должен упираться в точку на правой боковой поверхности технологического элемента.

Необходимо, чтобы ось кронштейна оптического ординатометра была перпендикулярна к продольной оси технологического элемента.

Для выполнения этого условия прибор закрепляют на элементе и нивелируют. Индикатор устанавливают на произвольный отсчет, затем винтом азимутального вращения поворачивают прибор из одного крайнего положения в другое. При таком вра-

щении отсчет на индикаторе будет меняться и при минимальной его величине условие будет выполнено.

Для определения точности работы прибором исследуют точность его установки и точность наведения на струну.

Для первого определения ординатометр устанавливают на одной и той же точке несколько раз, производя при этом отсчет по индикатору. В результате исследования определена средняя квадратическая погрешность установки прибора на точке

$$m_{\text{уст}} = \sqrt{\frac{|w|}{n-1}} = \sqrt{\frac{0.0144}{19}} = 0,03 \text{ мм} \quad (\text{XVI.1})$$

(при допустимой 0,05 мм).

Для определения точности наведения на струну ординатометр приводят в рабочее положение и, действуя винтом каретки, делают ряд наведений на струну, контролируя при этом показания пузырька уровня. При каждом наведении производят отсчет по индикатору.

Средняя квадратическая погрешность наведения на струну равна

$$m_{\text{нав}} = \sqrt{\frac{|w|}{n-1}} = \sqrt{\frac{0.0066}{19}} = 0,02 \text{ мм.}$$

Ординаты технологического элемента относительно струны, согласно указанным выше данным, определяют со средней квадратической погрешностью

$$m_{\text{орд}} = \sqrt{m_{\text{уст}}^2 + m_{\text{нав}}^2} = \sqrt{0,03^2 + 0,02^2} = 0,035 \text{ мм.} \quad (\text{XVI.2})$$

В модифицированной модели ординатора микроскоп заменен зрительной трубой НСМ-2А (с увеличением 30 \times) с самоустанавливающейся линией визирования. Труба снабжена дополнительной призмой, устанавливаемой на каретке, перемещающейся относительно основания прибора, жестко скрепленного с технологической линией. Величина перемещения каретки при помощи упорного рычага передается на индикатор. Отсчет по индикатору производится тогда, когда изображение струны находится в биссекторе сетки нитей.

Прибор приводится в рабочее положение без уровней и подъемных винтов.

Ординатометр крепится на тележке и собирается из двух узлов: рычага и лафета. Рычаг является главным узлом прибора и состоит из пентапризмы, удлинителя, трубы, индикаторного блока и уровней. Если в технологической линии две нитки, то для устойчивости на одной из них прибор оборудуют специальной перекладиной, опирающейся тележку на вторую нитку (рис. 170, б). Перекладина одновременно является блоком электропитания специальной подсветки струны в момент производства измерений.

Инварный нутромер (рис. 171). Прибор предназначен для определения планового положения точек правой направляющей тех-



Рис. 171. Инварный нутромер

нологической линии относительно соответствующих точек левой. Им измеряют расстояния между внутренними боковыми поверхностями двух ниток технологической линии в нужном сечении сооружения.

Прибор состоит из штанги — дюралюминиевой трубы и двух контактных узлов. Один из них представляет собой подвижный шток с индикатором часового типа, второй — неподвижный. Внутри трубы помещена инварная проволока, соединенная пружинами с контактными узлами нутромера. Конструкция прибора позволяет сохранять постоянное расстояние между контактирующими точками при значительных колебаниях температуры воздуха.

При измерении нутромер укладывается на нитки технологической линии в заданном поперечном сечении. Кратчайшее определяемое расстояние фиксируют по наибольшему отсчету на индикаторе.

Для приведения в рабочее положение нутромер снабжен подъемными винтами, опирающимися на верх ниток линии, и цилиндрическим уровнем, расположенным параллельно оси нутромера.

Уравнение нутромера определяют при его компарировании на эталоне перед началом работ. Отсчет по индикатору, выведенный из уравнения, должен соответствовать расстоянию между контактами, равному проектному расстоянию между технологическими нитками. В процессе работ уравнение нутромера периодически проверяют.

Эталон для компарирования метрологических приборов служит для определения длин индикаторного жезла и инварного нутромера. Инварная лента шириной 30 мм закреплена в деревянной обойме при постоянном натяжении 12 кгс. К ленте жестко прикреплены металлические цилиндры-циелики, на головке которых сделаны насечки (штрихи). Компарирование самого эталона производят на стационарном компараторе МИИГАиКа при температуре $+17,2^{\circ}\text{C}$. При этом определяют расстояние между штрихами и между внешними образующими поверхностями цилиндров. Эталон упакован в специальный ящик.

§ 68. Последовательность установки технологической линии в плане. Предварительная установка

Установка технологического устройства линии разделяется на следующие этапы: предварительная установка; исполнительная съемка струнно-оптическим методом; точная установка (выверка) по результатам исполнительной съемки; контрольная съемка после выверки линии.

Для предварительной установки от смежных знаков базовой линии в пределах секции мерным прибором откладывают проектный размер до внутренней боковой поверхности ближайшей технологической нитки и при помощи боковых винтов узла крепления устанавливают ее в проектное положение. Получив две опорные точки (в начале и конце секции), используют их в качестве исходных для установки промежуточных точек при помощи оптического теодолита и визирной цели (рис. 172). Для уменьшения погрешностей визирования установку промежуточных точек первой половины секции выполняют с начальной, второй — с конечной исходной точки. При двух технологических нитках предварительную установку второй из них выполняют при помощи инвариального штатива или же деревянного шаблона (деревянистый бру-

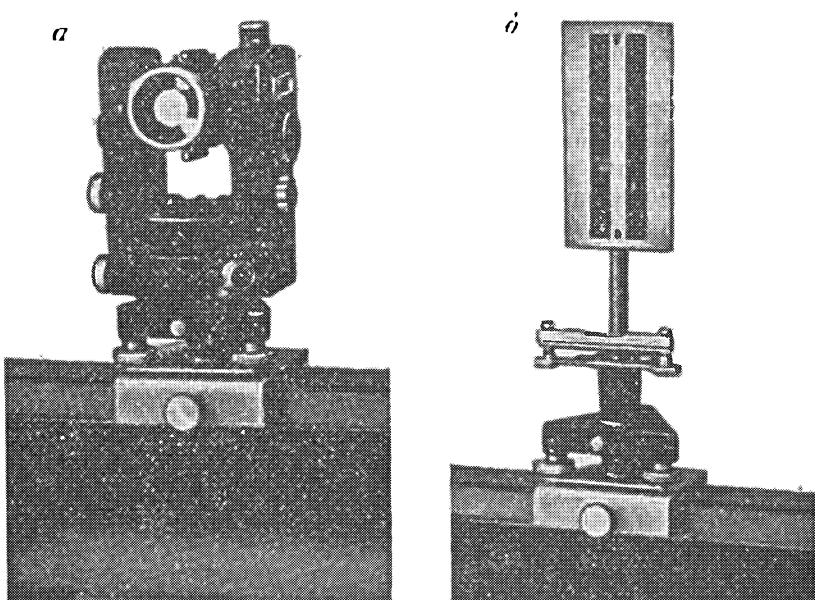


Рис. 172. Приборы над выверяемой плоскостью:
а — теодолит; б — визирная цель

сок сечением 40×40 мм, на концах которого закреплены металлические шарики). Расстояние между внешними образующими шариков равно проектному расстоянию между технологическими нитками.

Прижимая один конец шаблона к определенной точке на боковой поверхности технологического элемента левой нитки, второй его конец двигают в горизонтальной плоскости. В тот момент, когда шаблон находится на ближайшем расстоянии от боковой поверхности правой нитки и ось шаблона перпендикулярна к оси левой нитки, а следовательно, и базовой линии, боковую поверхность правой нитки приводят в соприкосновение с шариком на конце шаблона.

Предварительная установка технологического устройства в плане изложенным методом обеспечивает его проектное положение в пределах $2\div3$ мм, что позволяет перейти к применению ординатометра.

§ 69. Исполнительная съемка технологической линии

До начала исполнительной съемки определяют уравнение индикаторного жезла и фиксируют отсчет индикатора при компарировании прибора. Например, если отсчет при сравнении жезла с эталоном $a_3 = 4,38$ мм, то при уравнении эталона $L_3 = 2045,61$ мм уравнение жезла будет

$$L_{jk} = L_3 - a_3, \quad (\text{XVI.3})$$

или

$$L_{jk} = 2045,61 - 4,38 = 2041,23 \text{ мм.}$$

Это расстояние между цилиндрическим упором и упором штока индикатора жезла соответствует отсчету по шкале индикатора, равному нулю.

При определении расстояния от теодолитной марки знака базовой линии до опорной точки технологического элемента цилиндрический упор жезла контактируют с теодолитной маркой, а шток индикатора — с опорной точкой. Вращением жезла на небольшой угол вокруг теодолитной марки находят положение минимального отсчета индикатора (нормали к базовой линии). Расстояние от марки до опорной точки вычисляют по формуле

$$L = L_{jk} + a_p = L_3 - a_3 + a_p, \quad (\text{XVI.4})$$

где L_{jk} — длина индикаторного жезла; L_3 — длина эталона; a_p — отсчет по индикатору при измерении расстояний от марки до элемента; a_3 — отсчет по индикатору при компарировании жезла. Например, $L_{jk} = 2041,23$ м; $a_p = 4,22$ м; $L_3 = 2045,61$ м; $a_3 = 4,38$ м;

$$L = 2041,23 + 4,22 = 2045,61 - 4,38 + 4,22 = 2045,45 \text{ мм},$$

По этим данным вычисляют отклонения опорной точки от проектного положения. Если положение створа знаков базовой линии определено таким образом, что проектное расстояние опорных точек технологической штатки до теодолитных марок равно 2045,61 мм, т. е. равно длине инварного эталона, то отклонение элемента от проектного положения

$$v = L - L_s \quad (\text{XVI.5})$$

или

$$v = 2045,45 - 2045,61 = -0,16 \text{ мм.}$$

Знак минус характеризует смещение элемента к базовой линии, знаком плюс определяют смещение от нее.

В этом случае нет необходимости вычислять уравнение жезла и расстояние от марки до опорной точки.

После определения уклонений начальной и конечной опорных точек 100-метровой секции при помощи оптического ординатометра производят установку струны в положение, параллельное оси базовой линии. Прибор устанавливают на начальной опорной точке и биссектор микроскопа наводят на струну. На индикаторе отсчитывают

$$a'_n = 5,00 + v_n \quad (\text{XVI.6})$$

(5,00 — средний отсчет на шкале индикатора).

Затем ординатометр перемещают на конечную опорную точку секции, где приводят в рабочее положение, и перемещением каретки на шкале индикатора отсчитывают

$$a' = 5,00 + v_k. \quad (\text{XVI.7})$$

Если $v_n = -0,16$, а $v_k = +0,11$ мм, то отсчет по индикатору ординатометра на начальной опорной точке

$$a'_n = 5,00 - 0,16 = 4,84 \text{ мм,}$$

а на конечной

$$a'_k = 5,00 + 0,11 = 5,11 \text{ мм.}$$

Затем перемещением блочного устройства струну вводят в биссектор сетки нитей, чем приводят ее в положение, параллельное оси базовой линии. После проверки приступают к съемке положения технологических элементов данной секции.

Установка струны параллельно базовой линии может быть произведена при помощи инварной ленты. Один конец инварной ленты закрепляют на механизме управления струной, а второй натягивают динамометром или грузом со стороны знака базовой линии.

Перемещая ленту вместе со струной по нормали к сооружению, фиксируют проектное расстояние до координатного центра знака. Расстояние от нуля шкалы инварной ленты до продольной оси струны (передний отсчет по шкале) определяется с помощью трубы ординатометра, установленного на технологическом элементе.

Аналогично устанавливают на секции и второй конец струны. Затем движением каретки ординатометра устанавливают на индикаторе отсчет, соответствующий проектному расстоянию между установленной струной и внутренней боковой поверхностью технологического элемента. Таким же образом измеряют отклонение технологической нитки от проектного положения на другом конце секции.

Измерение отклонений технологической нитки от проектного положения с записью показаний индикатора производят через каждый метр по длине секции сооружения, фиксируя точки против визирных отверстий защитной трубы струны. На каждой снимаемой точке биссектор трубы прибора наводят на струну движением каретки и записывают в журнале отсчет по шкале индикатора.

Величину и знак уклона v от проектного положения каждой точки вычисляют непосредственно в журнале по формуле

$$v = a'_k - 5,00 \text{ мм},$$

где a'_k — отсчет по индикатору.

Последний отсчет по индикатору на конечной точке должен совпадать с контрольным отсчетом, сделанным на этой точке перед началом измерений. Расхождение между отсчетами не должно превышать предельной точности измерения ординатометром.

При исполнительной съемке струнно-оптическим методом производят: определение положения опорных точек от теодолитных марок знаков базовой линии; установку 100-метровых отрезков струны от опорных точек параллельно оси базовой линии; измерение расстояний от струны до выверяемых опорных точек технологических элементов.

Приняв, что каждый из этих трех циклов измерений сопровождается соответственно средними квадратическими погрешностями m_1 , m_2 и m_3 , точность положения выверяемых точек относительно базовой линии будет

$$m^2 = \sum_1^3 m^2. \quad (\text{XVI.8})$$

Каждый цикл измерений сопровождается примерно одинаковыми по величине погрешностями: нивелирования прибора и установки его оси по нормали к базовой линии, контактирования, отсчета по индикатору и др. В нашем примере суммарное влияние этих погрешностей колеблется в пределах $0,035 \div 0,050$ мм.

Следовательно, средняя квадратическая погрешность в определении положения точек технологической нитки относительно базовой линии составит:

$$m = m_1 \sqrt[3]{3} = 0,05 \sqrt[3]{3} = 0,09 \text{ мм.}$$

Предельная величина этой погрешности не будет превышать $0,20 \div 0,25$ мм. Взаимное положение выверяемых точек внутри каждой 100-метровой секции зависит только от точности измерения расстояний от струны до этих точек и составляет в среднем не

более 0,1 мм, т. е. принятый метод измерений и используемые приборы обеспечивают заданную техническими условиями точность установки технологической линии.

Исполнительную съемку положения правой технологической нитки выполняют инварным нутромером. Уравнение прибора проверяют каждый раз до начала работ, т. е. определяют отсчет по индикатору, при котором расстояние между контактирующими точками равно проектному расстоянию между нитками. Съемку правой нитки производят также через один метр по длине сооружения. Получающийся наибольший отсчет по индикатору нутромера a_n характеризует наименьшее расстояние между нитками по исследуемому сечению. Отклонение от проектного расстояния между нитками Δl вычисляют по формуле

$$\Delta l = L_{\text{п}} - a_n, \quad (\text{XVI.9})$$

где $L_{\text{п}}$ — длина нутромера; a_n — отсчет по индикатору.

Величину и направление уклонения правой технологической нитки v_k вычисляют от соответствующих точек левой с учетом отклонения от проектного расстояния между нитками по формуле

$$v_k = v_L + \Delta l, \quad (\text{XVI.10})$$

где v_L — величина уклонения левой нитки от проектного положения.

По данным исполнительной съемки производят предварительную выверку правой технологической нитки.

Съемка правой технологической нитки состоит из одного независимого цикла — измерения проектного расстояния между нитками.

Общую погрешность цикла измерений составляют погрешности, возникающие при установке прибора по нормали к оси сооружения, контактировании, отсчете по индикатору и т. п. Суммарная погрешность измерения в этом цикле определяется величиной 0,01—0,03 мм. Следовательно, это и есть средняя квадратическая погрешность определения положения точек правой технологической нитки относительно левой. Относительно струны эта погрешность увеличивается и будет

$$m = \sqrt{0,09^2 + 0,03^2} = 0,095 \text{ мм.}$$

§ 70. Окончательная установка технологической линии в плане. Установка по высоте

Окончательную установку линии в проектное положение производят по разностям проектных величин и результатов, полученных при съемке предварительно выверенных элементов. Для этого служат специальные индикаторные стойки (рис. 173).

На стойке два индикатора, подвижные штоки которых находятся в двух взаимно перпендикулярных плоскостях. Вертикально

установленный индикатор служит для определения положения технологической нитки по высоте, горизонтальный — в плане.

Такая стойка ставится на верхнюю плоскость опорного швеллера в том поперечном сечении сооружения, где производят исправление.

Несколько держателей индикаторов устанавливают на швеллере через один метр таким образом, чтобы шток горизонтального индикатора касался боковой поверхности технологического элемента, а шток вертикального индикатора — верхней поверхности. Начальный отсчет на шкале индикатора устанавливают так, чтобы после исправления положения элемента отсчет стал равным целому числу (например, 5,00) или нулю. Такая установка производится перемещением индикатора в гнезде стойки с закреплением специальным винтом. Элементы перемещаются при помощи винтов узлов крепления. Точность установки технологических элементов этим способом обеспечивается в пределах 0,01 мм. При перемещении технологического элемента может произойти смещение близлежащих точек. Учитывая это, необходимо при выверке учитывать показатели индикаторных стоек, установленных на смежных точках. Целесообразно последовательное исправление производить, переставляя задние индикаторные стойки вперед по мере установки элемента. После окончательной установки производят исполнительную съемку еще раз. Высокие технические требования, предъявляемые к высотной установке технологических линий, зачастую не могут быть выполнены даже с применением нивелиров Н1.

Поэтому, учитывая также частоту точек измерения (через 1 м по длине сооружения), а также протяженность сооружения, для высотной выверки принят метод микронивелирования.

Прибором для этого метода служит микронивелир с постоянной или переменной базой.

Все вспомогательные действия в принятом методе — передача отметок со знаков базовой линии на технологический элемент

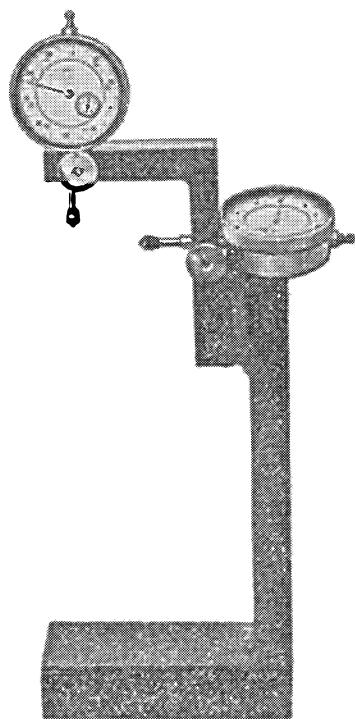


Рис. 173. Держатель индикаторов

линии, контрольные определения каких-либо промежуточных точек — выполняют геометрическим нивелированием при помощи нивелира Н1 или Н2 и инварных реек с погрешностью $m_h = 0,1$ мм на участке 100 м.

Высотные установка и съемка положения технологических элементов линии состоят из следующих этапов:

1) предварительной установки методом геометрического нивелирования;

2) высотной исполнительной съемки сочетанием геометрического нивелирования и микронивелирования;

3) окончательной установки элементов линии по высоте.

Предварительную установку по высоте производят с точностью $m_{h\text{ предвар}} = 1$ мм на шаге 2 м. Исполнительную съемку линии и окончательную установку осуществляют при помощи микронивелиров с точностью 0,1 мм на шаге 1 м.

При предварительной установке технологических элементов нивелир устанавливают на специально оборудованной бетонной площадке с обязательным соблюдением равенства плеч при длине их 25–26 м от нивелира до знака базовой линии или до марки, установленной на швеллере. Затем дважды определяют горизонт инструмента и принимают среднее его значение. Точки технологического элемента (против узлов крепления) устанавливают по разности горизонта инструмента и их проектной отметки при помощи подъемных винтов узла крепления.

На участке в 100 м (секции) делают две стоянки нивелира. Предварительная установка считается законченной, если отклонения по высоте между соседними точками по данным съемки не превышают 1 мм.

§ 71. Микронивелирование

М и к р о н и в е л и р ы. Для того чтобы предельная погрешность в высотном положении двух выверяемых точек, находящихся на расстоянии 1 м друг от друга, не была больше 0,1 мм, необходимо обеспечить среднюю квадратическую погрешность взаимного положения этих точек $m_h = 33$ мкм. С такой точностью высотная съемка технологических элементов может быть произведена при помощи специального уровня-микронивелира, установленного на корпусе с двумя опорными точками.

Микронивелиром с постоянной базой (рис. 174, а) определяют превышения между соседними фиксированными точками вдоль технологической линии и разности высот точек левой и правой ниток; при помощи микронивелира могут быть переданы и отметки с реперов базовой линии на точки левой нитки. Диапазон измерения превышений при помощи микронивелира 5 мм.

Основным узлом микронивелира с переменной базой (рис. 174, б) является цилиндрический уровень с ценой деления $\tau = 6 \div 8''$. Уровень с прозрачной крышкой закреплен внутри

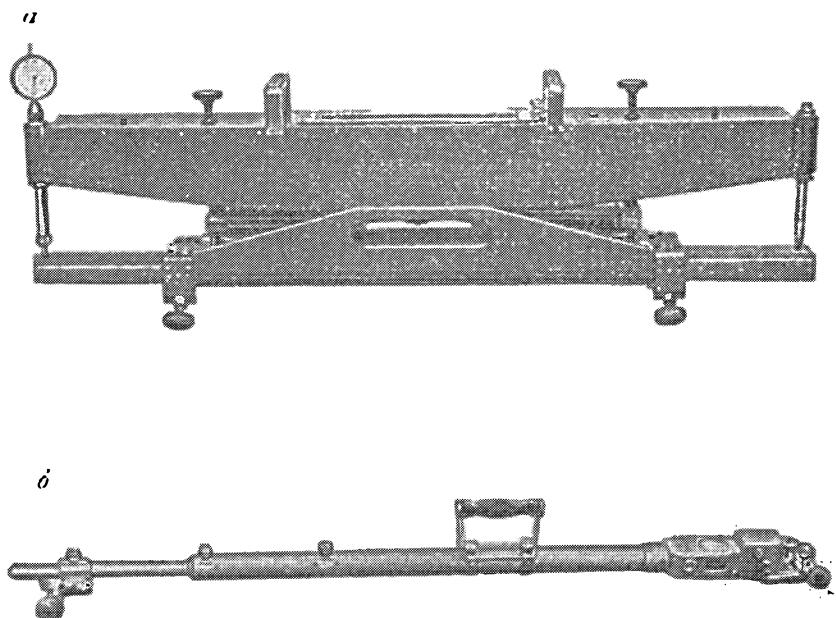


Рис. 174. Микронивелиры

несущей штанги микронивелира и термостатирован специальными теплоизоляционными материалами. На концах несущей дюралюминиевой штанги смонтированы контактные узлы. Один из них является подвижным и через систему рычагов и толкателей связан с часовым индикатором, другой — жестко крепится к выдвижному концу штанги. Цена деления индикатора равна 10 мкм. Индикатор снабжен счетчиком целых оборотов (100 делений стрелки).

При установке прибора на технологический элемент подвижный и неподвижный штоки контактных узлов опираются на его поверхность. Расстояние между осями контактных штоков прибора является его базой. Конструкция прибора позволяет изменять его базу в соответствии с расстоянием между нивелируемыми точками для точной установки контактных опор. Изменение базы прибора в пределах от 830 до 1500 мм осуществляется перемещением подвижного колена несущей штанги. Величина базы фиксируется двумя стопорными винтами.

Пузырек уровня приводится на нуль-пункт наводящим винтом, находящимся со стороны подвижного контактного узла прибора. Этот винт опирается при измерении на верхнюю плоскость технологического элемента. Для устранения боковых наклонов (крена) прибора в корпус встроен поперечный цилиндрический уровень с ценой деления 30". При передвижении по технологическому

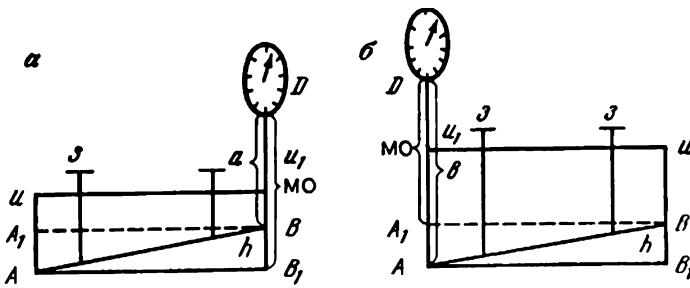


Рис. 175. Схема определения превышений микронивелиром

элементу прибор поднимают и опускают при помощи рычажного приспособления.

Перенос или перемещение микронивелира производят при помощи специальной ручки, что исключает температурное влияние человека на корпус прибора.

Перед производством работ на элементах отмечают точки для установки опор микронивелира и присваивают им порядковые номера. Каждый элемент технологической линии также нумеруют. Таким образом, № 22—5 обозначает пятую точку на 22-м элементе.

После определения нивелиром Н1 или Н2 отметок крайних точек секции между ними прокладывают микронивелирный ход в прямом и обратном направлениях или одновременно двумя микронивелирами. По полученным средним превышениям и вычисленным отметкам производят окончательную выверку технологической линии и затем исполнительную высотную съемку.

Определение превышений микронивелиром. Пусть требуется определить превышение между точками А и В (рис. 175), над которыми установлен микронивелир. В точке А поставлена неподвижная опора, а в точке В — подвижная. Действуя наводящим винтом, пузырек уровня приводят в нуль-пункт. Отсчет по индикатору при превышении между точками, равном нулю, обозначим через МО (место нуля). Такой отсчет был бы получен, если бы точка В переместилась в точку В₁. Из рис. 175, а видно, что превышение

$$h = \text{МО} - a, \quad (\text{XVI.11})$$

где a — отсчет по индикатору микронивелира.

При повороте микронивелира на 180° над точкой А окажется подвижная опора (рис. 175, б). Ось уровня снова приводят в горизонтальное положение и по индикатору производят отсчет. Превышение между точками А и В

$$h = b - \text{МО}. \quad (\text{XVI.12})$$

Отсюда

$$\text{МО} = \frac{a+b}{2}; \quad h = \frac{b-a}{2}. \quad (\text{XVI.13})$$

Таблица 33

т. с	Средняя квадратическая погрешность микронивелирования m_h (в мкм) на станции при l (мм)		
	1000	1130	2000
10	12 *	16	21
5	8	10	12

* Из литературных источников. в лабораторных условиях $m_0 = 0,15$.

По приведенным выше формулам определяют МО и превышения. Практикой установлено, что МО подвержено изменениям из-за возможных влияний на корпус, уровень и отсчетное устройство, поэтому определение превышений при одном положении микронивелира является бесконтрольным и может привести к погрешностям. Определение превышения на каждой станции производят при двух положениях микронивелира. Из опыта установлено, что МО целесообразно определять не реже чем через 20—25 установок прибора и вводить поправки в превышения. Необходимо оберегать прибор от ударов, тряски и проникновения пыли и влаги в механизм отсчетного устройства.

Для оценки точности микронивелирования можно применить известную формулу

$$m_h^2 = \frac{1}{4} (m_a^2 + m_b^2), \quad (\text{XVI.14})$$

где m_h — погрешность превышения, определенного на станции; m_a , m_b — погрешности измерения величин a и b (отсчеты по индикатору при двух положениях микронивелира). Погрешности в отсчетах a и b в основном зависят от точности установки пузырька уровня в нуль-пункт (m_0) и от погрешности в показании индикатора (m_i).

Для полевых условий погрешность установки пузырька уровня в нуль-пункт можно принять $m_0 = 0,30\tau''$, где τ'' — цена деления уровня. Тогда погрешность в превышении составит $m_h = \frac{0,3\tau''l}{\rho''}$, где l — база микронивелира.

При разных значениях l и τ'' величины погрешности будут различными. По опытным данным погрешность $m_l = 8$ мкм.

Принимая, что $m_a = m_b = m$, будем иметь:

$$m^2 = m_0^2 + m_i^2. \quad (\text{XVI.15})$$

Подставляя это выражение в формулу (XVI.14), получим численные значения средней квадратической погрешности микронивелирования на станции (табл. 33).

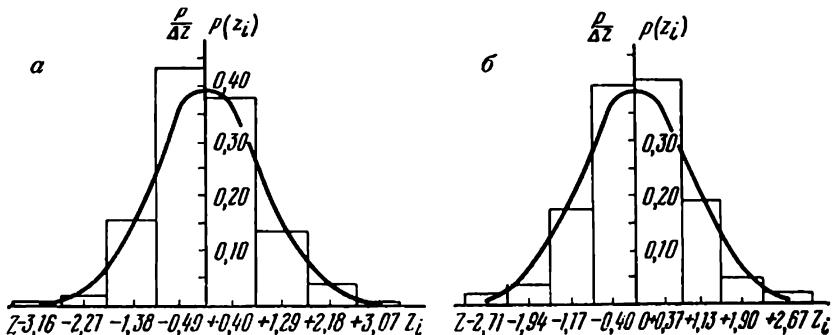


Рис. 176. Гистограммы распределения погрешностей:
а — для микронивелира I, б — для микронивелира II

На практике при цене деления уровня $\tau = 10''$ среднюю квадратическую погрешность микронивелирования на станции, как правило, получают меньше допустимой ($0,033$ мм).

При полевых исследованиях двух образцов микронивелиров I и II кроме оценки точности работы приборов была поставлена задача определения закона распределения погрешностей измерений. Оценка точности работы микронивелиров производилась по разностям двойных измерений d_i в прямом и обратном ходах. Каждым микронивелиром было измерено 200 превышений в прямом и 200 превышений в обратном ходах. База приборов составляла 1 м. Измерения производились при температуре воздуха $+18^\circ\text{C}$. Предварительной обработкой результатов измерений было установлено, что погрешности в показаниях микронивелиров в основном обусловлены случайными факторами, поэтому исследование закона распределения погрешностей измерений было выполнено аналогично исследованию нормальности распределения ряда разностей двойных светодальномерных измерений линии.

В соответствии с указанной методикой [43] построены гистограммы эмпирического распределения погрешностей (рис. 176).

Для построения гистограмм были использованы расчеты, выполненные при исследовании рядов разностей двойных измерений, приведенные для микронивелира I в табл. 34, для микронивелира II в табл. 35.

Сравнение полученной гистограммы с графиком нормальной плотности позволяет провести качественную оценку близости эмпирического и гипотетического распределения. В табл. 34 и 35 ряды величин представлены в виде вариационных статистических рядов, содержащих N членов и условно разделенных на восемь интервалов, выравнивание которых произведено при помощи функции нормального распределения. Параметры кривой нормального распределения выбраны таким образом, чтобы математическое ожидание M и дисперсия D теоретического распределения совпа-

Таблица 34

№ п/п	Интервалы d_i	m_i	$p_i^* = \frac{m_i}{N}$	\tilde{x}_i	$\frac{p_i^*}{\Delta z}$	z_i	$p(z_i)$	$p(z_i) \Delta z$
1	-0,16	-0,12	1	0,005	-0,14	0,0056	-3,16	0,0027
2	-0,12	-0,08	3	0,015	-0,10	0,0169	-2,27	0,0303
3	-0,08	-0,04	21	0,105	-0,06	0,1181	-1,38	0,1539
4	-0,04	0	77	0,385	-0,02	0,4331	-0,49	0,3538
5	0	+0,04	66	0,330	+0,02	0,3712	+0,40	0,3683
6	+0,04	+0,08	24	0,120	+0,06	0,1350	+1,29	0,1736
7	+0,08	+0,12	7	0,035	+0,10	0,0394	+2,18	0,0371
8	+0,12	+0,16	1	0,005	+0,14	0,0056	+3,07	0,0036
		200						

Таблица 35

№ п/п	Интервалы d_i	m_i	$p_i^* = \frac{m_i}{N}$	\tilde{x}_i	$\frac{p_i^*}{\Delta z}$	z_i	$p(z_i)$	$p(z_i) \Delta z$
1	-0,16	-0,12	4	0,020	-0,14	0,0260	-2,71	0,0101
2	-0,12	-0,08	6	0,030	-0,10	0,0390	-1,94	0,0607
3	-0,08	-0,04	27	0,135	-0,06	0,1756	-1,17	0,2012
4	-0,04	0	61	0,305	-0,02	0,3966	-0,40	0,3683
5	0	+0,04	62	0,310	+0,02	0,4031	+0,37	0,3726
6	+0,04	+0,08	29	0,145	+0,06	0,1885	+1,13	0,2107
7	+0,08	+0,12	7	0,035	+0,10	0,0455	+1,90	0,0656
8	+0,12	+0,16	4	0,020	+0,14	0,0260	+2,67	0,0113
								0,0087

дали с соответствующими эмпирическими характеристиками M_x^* и D_x^* , определяемыми по формулам:

$$M_x^* = \sum_{i=1}^n \tilde{x}_i p_i^*, \quad (\text{XVI.16})$$

$$D_x^* = \sum_{i=1}^n (\tilde{x}_i - M_x^*)^2 p_i^*, \quad (\text{XVI.17})$$

где \tilde{x}_i — абсциссы середины интервалов; $p^* = \frac{m_i^*}{N}$ — частота, соответствующая интервалу; m_i^* — число погрешностей, приходящееся на каждый интервал.

В результате подстановки в формулы (XVI.16) и (XVI.17) значений \tilde{x}_i и p_i^* из табл. 34 и 35 получены следующие значения для

M_x^* и D_x^* : $M_1^* = 0,002$, $M_{II}^* = +0,001$; $D_1^* = 0,00212$,

$$D_{II}^* = 0,00268.$$

В свою очередь, величины $\sigma_x^* = \sqrt{D_x^*}$ для указанных D_x^* соответственно равны 0,045; 0,052. Функции плотности распределения вероятностей при этих параметрах имеют вид

$$\left. \begin{aligned} f(\alpha)_I &= \frac{1}{0,045 \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(d-0,002)^2}{2 \cdot 0,045}}; \\ f(\alpha)_{II} &= \frac{1}{0,052 \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(d-0,001)^2}{2 \cdot 0,052^2}}. \end{aligned} \right\} \quad (\text{XVI.18})$$

Перенос начала координат в точку $x = M_x^*$ выражение абсциссы в долях σ_x^* привело к нормированному распределению:

$$f_i(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{z^2}{2}}. \quad (\text{XVI.19})$$

Абсциссы нормированных середин интервалов z_i вычислены в таблицах по формуле

$$z_i = \frac{\tilde{x}_i - M_x^*}{\sigma_x^*}, \quad (\text{XVI.20})$$

а ширина нормированных интервалов

$$\Delta z = \frac{\Delta x}{\sigma_x^*}. \quad (\text{XVI.21})$$

По данным табл. 34 и 35 ширина нормированных интервалов для двух случаев соответственно равна: $\Delta z_I = 0,889$; $\Delta z_{II} = 0,769$.

Для построения гистограммы эмпирического распределения были получены величины $\frac{p_i^*}{\Delta z}$, которые являются ординатами прямоугольников, построенных на соответствующих интервалах z_i .

Значения $p(z_i)$ были найдены по таблицам значений плотности

вероятности $f_i(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{z^2}{2}}$ нормированного нормального распределения.

Анализ результатов табл. 34 и 35 и гистограмм (см. рис. 176) позволяет сделать вывод, что в обоих случаях статическое распределение рядов погрешностей разностей двойных измерений достаточно хорошо согласуется с нормальными распределениями. Разности d_i отвечают всем свойствам случайных погрешностей. Для количественной оценки степени согласованности распределения использован критерий согласия χ Пирсона, а также определены величины эксцесса e и скосленности S_k для двух рядов разностей двойных измерений d_i .

Из табл. 34, 35 следует, что первые и вторые интервалы малочисленны, поэтому их объединили в один и вместо восьми получили

Таблица 36

Интервалы d_i	m_i	z_i	$\Phi_0(z_i)$	$p_i = [\Phi_0(z_{i+1}) - \Phi_0(z_i)]$	Np_i	$\frac{(m_i - Np_i)^2}{Np_i}$
-0,16	-0,08	4	-0,5000	0,0344	6,9	1,20
-0,08	-0,04	21	-0,4656	0,1418	28,4	1,93
-0,04	0	77	-0,3238	0,3078	61,6	3,85
0	+0,04	66	-0,04	0,0160	31,55	0,13
+0,04	+0,08	24	+0,84	+0,2995	0,1587	1,87
+0,08	+0,16	8	+1,73	+0,4582	0,0418	8,4
		200	+0,5000		200,1	$\chi^2 = 9,00$

Таблица 37

Интервалы d_i	m_i	z_i	$\Phi_0(z_i)$	$p_i = [\Phi_0(z_{i+1}) - \Phi_0(z_i)]$	Np_i	$\frac{(m_i - Np_i)^2}{Np_i}$
-0,16	-0,08	10	-0,5000	0,0594	11,9	0,30
-0,08	-0,04	27	-1,56	-0,4406	31,1	0,54
-0,04	0	61	-0,79	-0,2852	55,4	0,57
0	+0,04	62	-0,02	-0,0080	56,3	0,58
+0,04	+0,08	29	+0,75	+0,2734	0,1623	0,36
+0,08	+0,16	11	+1,52	+0,4357	0,0643	+0,28
		200	+0,5000		200,0	$\chi^2 = 2,63$

шесть. В табл. 36 и 37 приведены числовые данные для определения меры соответствия

$$\chi^2 := \sum_{i=1}^n \frac{(m_i - Np_i)^2}{Np_i}. \quad (\text{XVI.22})$$

В приведенных табл. 36 и 37 величины z_i представляют собой координаты границ интервалов в долях σ^* относительно M^* . Значения $\Phi_0(z_i)$ выбираются из таблиц значений нормированной функции Лапласа.

По таблицам χ^2 — распределения для числа степеней свободы $k = l' - 3$ (l' — число интервалов получившихся после объединения интервалов 1 и 2), были найдены значения $\chi^2_{q, \text{табл.}}$ для обоих рядов при $q = 0,02$ и $q = 0,30$ и проведено сравнение их с вычисленными значениями $\chi^2_{\text{выч.}}$.

Согласно данным табл. 38 можно сделать следующий вывод: для обоих рядов с вероятностью 0,98 (I ряд) и с вероятностью 0,70 (II ряд) расхождение между теоретическим и эмпирическим распределениями является несущественным.

Таблица 38

№ ряда	q	κ	$\chi^2_{\text{выч}}$	$\chi^2_{\sigma_{\text{табл}}}$
I	0,02	3	9,00	9,80
II	0,30	3	2,63	3,66

Для вычисления величины ϵ и S_k по формулам

$$\epsilon = \frac{\mu_1}{\mu_2^2} - 3; \quad S_k = \frac{\mu_3}{(\sqrt{\mu_2})^3}$$

были определены начальные α_i и центральные моменты μ_i :

$$\alpha_1^I = 0,122; \quad \alpha_1^{II} = 0,015;$$

$$\alpha_2^I = 6,58; \quad \alpha_2^{II} = 11,12;$$

$$\alpha_3^I = 8,05; \quad \alpha_3^{II} = -3,40;$$

$$\alpha_4^I = 148,16; \quad \alpha_4^{II} = 432,79;$$

$$\mu_2^I = 6,57; \quad \mu_2^{II} = 11,12;$$

$$\mu_3^I = 5,64; \quad \mu_3^{II} = -3,90;$$

$$\mu_4^I = 144,56; \quad \mu_4^{II} = 432,99.$$

При этих значениях начальных и центральных моментов были получены следующие значения эксцесса и скошенности, а также их средних квадратических отклонений σ_ϵ и σ_{S_k} :

$$\epsilon^I = +0,35; \quad \epsilon^{II} = +0,50;$$

$$S_k^I = 0,33; \quad S_k^{II} = -0,10;$$

$$\sigma_\epsilon^I = 0,25; \quad \sigma_\epsilon^{II} = 0,25;$$

$$\sigma_{S_k}^I = 0,12; \quad \sigma_{S_k}^{II} = 0,12.$$

Полученные численные значения эксцесса и скошенности незначительно отличаются от нуля, а сравнение величин эксцесса и скошенности с их средними квадратическими отклонениями показало, что для обоих микронивелиров выполняются неравенства

$$\frac{\epsilon}{\sigma_\epsilon} < 3; \quad \frac{S_k}{\sigma_{S_k}} < 3, \quad (\text{XVI.23})$$

что также подтверждает гипотезу о нормальном распределении рядов разностей двойных измерений d_t .

Оценка стандарта σ анализируемых рядов погрешностей выполнялась по формуле разностей двойных измерений

$$m = \sqrt{\frac{|d^2|}{2N}}. \quad (\text{XVI.24})$$

Доверительные интервалы для σ с вероятностью 0,95 определились из соотношений

$$m - \frac{m \cdot 1,96}{\sqrt{2N}} < \sigma < m + \frac{m \cdot 1,96}{\sqrt{2N}} \quad (\text{XVI.25})$$

и для рассматриваемых рядов погрешностей были получены следующие значения доверительных интервалов:

$$0,023 \text{ мм} < \sigma_1 < 0,029 \text{ мм};$$

$$0,030 \text{ мм} < \sigma_{11} < 0,036 \text{ мм}.$$

Таким образом, проведенные исследования микронивелиров I и II показали, что фактическая точность измерений ими превышений между фиксированными точками технологических элементов вполне соответствует расчетной, а ряды разностей двойных измерений подчиняются закону нормального распределения.

Точность определения высотного положения любой точки в 100-метровой секции (1 ... 100) относительно высотных марок базовых знаков зависит от точности определения высот исходных точек, расположенных через каждые 100 м линии, и от погрешностей микронивелирования.

Секцию разбивают на два участка, каждый из которых образует замкнутый полигон микронивелирования. Высоты исходных точек определяют от высотных марок базовых знаков геометрическим нивелированием.

Исходя из допуска установки технологических элементов в пределах 100-метровой секции, равного 1 мм, рассчитаем необходимую точность определения высот исходных точек для микронивелирных ходов.

Наиболее слабым местом в определении высотного положения между исходными точками будут узловые точки 50, 150 и т. д. От исходной точки до узловой 50 установок микронивелира, причем погрешность в определении ее высоты не должна превосходить 0,5 мм. Учитывая, что кроме колебания температуры воздуха имеет значение чистота поверхности в нивелируемых точках и точность совмещения с ними контактных опор прибора, допустимая погрешность превышения на станции 0,033 мм может доходить до 0,050 мм. Примем эту величину для дальнейшего расчета. Тогда узловая точка будет определена относительно исходной с погрешностью $m_{50_{\text{отн}}} = m_h \sqrt{n} = 0,050 \sqrt{50} = 0,35 \text{ мм}$.

Высоту узловой точки определяют от двух исходных, кроме того, последующее уравнивание результатов измерений также

повысит точность определяемых высот в 1,2—1,3 раза, поэтому погрешность узловой точки составит:

$$m_{50} = \frac{0,35}{\sqrt{2} \cdot 1,25} = 0,20 \text{ мм.}$$

Обозначив погрешности определения исходных точек для микронивелирных ходов m_0 , m_{100} , общая средняя квадратическая погрешность узловой точки 50 относительно высотных знаков базовой линии будет: $m_{h_{50}}^2 = m_{0,100}^2 + m_{h_M}^2$, где m_{h_M} — погрешность микронивелирования.

Отсюда $m_{h_{0,100}}^2 = m_{h_{50}}^2 - m_{h_M}^2$; при $m_{0,100} = m_{r.h}$ ($m_{r.h}$ — допустимая погрешность определения высот исходных точек геометрическим нивелированием) $2m_{r.h}^2 = m_{h_{50}}^2 - m_{h_M}^2$ или

$$m_{r.h} = \sqrt{\frac{m_{h_{50}}^2 - m_{h_M}^2}{2}}.$$

Подставив численные значения, $m_{r.h} = \sqrt{\frac{0,50^2 + 0,20^2}{2}} = 0,32 \text{ мм.}$

Суммарная погрешность превышения, определенного геометрическим нивелированием

$$M_{h_{r.h}} = \sqrt{(V\sqrt{2}m_{\text{совм}})^2 + (V\sqrt{2}m_{\text{внз}})^2 + (V\sqrt{2}m_{\text{отсч. бар}})^2 + \dots + (V\sqrt{2}m_{\text{смеш. ннт}})^2 + m_i^2 + m_{\text{вн. усл.}}^2} \quad (\text{XVI.26})$$

Здесь величина $\sqrt{2}$ учитывает взгляды на заднюю и переднюю рейки. Вычислив по известным формулам и подставив численные значения погрешностей, за исключением $m_{\text{вн. усл.}}$, получим среднюю квадратическую погрешность превышения, определенного при одном горизонте по основной шкале инварной рейки:

$$M_{h_{r.h}} = \sqrt{2 \cdot 0,065^2 + 2 \cdot 0,041^2 + 2 \cdot 0,025^2 + 2 \cdot 0,030^2 + 0,010^2} = 0,11 \text{ мм.}$$

Таким образом, расчетная погрешность не превосходит допустимой $M_{r.h} = 0,32 \text{ мм}$, так как в расчете не учитывалось $m_{\text{вн. усл.}}$; нивелирование исходных точек следует производить при двух горизонтах инструмента с отсчетами по двум шкалам инварной рейки.

Тогда

$$M_{h_{r.h}} = \frac{0,11}{\sqrt{2} \sqrt{2}} = 0,06 \text{ мм.}$$

Ожидаемые предельные невязки в ходах микронивелирования, учитывая погрешности в высотах знаков базовой линии ($+0,22$ мм), должны составить для замкнутых полигонов

$$f_{h_{\text{пред}}} = 2 \sqrt{(0,15 \sqrt{102})^2 + (0,12)^2} = 1,05 \text{ мм};$$

для хода длиной 100 м между твердыми точками

$$f_{h_{\text{пред}}} = 2 \sqrt{(0,05 \sqrt{100})^2 + (0,12 \sqrt{2})^2 + 0,22^2} = 1,05 \text{ мм}.$$

§ 72. Уравнивание микронивелирования, выполненного по двум технологическим ниткам

Уравнивание результатов микронивелирования производится строгим способом по методу наименьших квадратов, с оценкой точности элементов высотной микросети. Составление и решение системы нормальных уравнений производится на основе разработанной схемы сети микронивелирования (рис. 177). Исходные точки микросети (0 и 200) в каждой секции определяют от знаков базовой линии методом геометрического нивелирования. Предельная погрешность в определении высот исходных точек методом геометрического нивелирования коротким лучом $\approx 0,1$ мм, поэтому уравнивание микронивелирования и геометрического нивелирования исходных точек производят совместно.

Последовательность составления и решения нормальных уравнений следующая:

1) составление нормальных уравнений коррелат по невязкам полигонов и ходов между исходными точками;

2) решение системы нормальных уравнений по способу последовательного исключения неизвестных;

3) определение поправок к измеренным величинам по найденным значениям неизвестных;

4) после выполнения контроля (уравнения должны удовлетворяться полученными поправками) вычисляют суммы $[vv]$ и $[kw]$;

5) определение средней квадратической погрешности результата непосредственного измерения $m = \sqrt{\frac{[vv]}{n}}$, где n — число измерений;

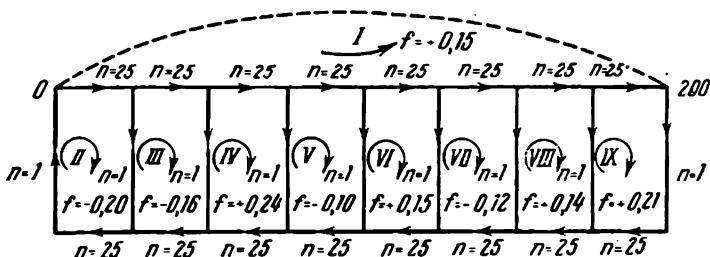


Рис. 177. Схема микронивелирной сети

6) определение точности удаленной точки микросети $m_{100} = m \sqrt{100}$.

Схему уравнивания результатов высотной микросети рекомендуется решать на ЭВМ.

Отклонения точек по высоте от проектного положения вычисляют по разностям фактических и проектных отметок.

Устранение недопустимых отклонений производят при помощи подъемных винтов узлов крепления и держателей индикаторов. После завершения установки исполнительную съемку повторяют. При необходимости окончательную установку линии по высоте производят способом последовательных приближений.

Правую технологическую нитку устанавливают в проектное положение аналогичным образом.

Практика высокоточной планово-высотной установки протяженных технологических линий показала широкую возможность применения геодезических и метрологических методов измерений и достигнутые при этом высокие показатели точных работ.

Актуальной задачей для сокращения времени, необходимого при высокоточной установке технологических линий с применением струнно-оптического метода и микронивелирования, является разработка способов и приборов для автоматической планово-высотной выверки таких линий.

§ 73. Определение деформации сооружения

Построенная технологическая линия особенно в начальный период эксплуатации претерпевает некоторые деформации: под влиянием статических и динамических нагрузок,ibrей и воздействия окружающей среды происходят сдвиги и осадки отдельных элементов сооружения.

Опыт наблюдений показал, что на песчаных основаниях осадки протяженных линий характеризуются большими скоростями в начальный период, а на глинистых проходят очень медленно и затягиваются на длительное время.

Неравномерные осадки фундаментов сооружения приводят к наклонам, перекосам, прогибам и другим деформациям линии. Как правило, протяженные технологические линии имеют свайное основание, поэтому основным фактором, вызывающим деформации, является температурный режим сооружения, зависящий от температуры воздуха, уровня грунтовых вод и характера подстилающих грунтов.

Наибольшая стабилизация осадок сооружения наблюдается в тех условиях, где уровень грунтовых вод ниже фундамента сооружения.

Высокие требования, предъявляемые к планово-высотному положению технологических элементов при эксплуатации сооружения, делают необходимым проведение высокоточных наблюдений за осадками и сдвигами.

Для этой цели в тело сооружения на всем его протяжении закладывают осадочные марки. Их располагают на отдельных элементах равномерно по всей длине технологической линии.

Главной геодезической основой при наблюдениях деформаций сооружения являются знаки базовой линии. Наблюдения за сооружением производят комплексно: одновременно с нивелированием осадочных марок измеряют плановое смещение элементов, при этом измеряют температуру воздуха и уровень грунтовых вод.

Осадочные марки и их размещение. Для выявления высотной деформации линейных сооружений в целом и отдельных его элементов выбраны два типа марок — фундаментная и балочная.

Фундаментную марку изготавливают из металлического стержня \varnothing 12 мм со сферической головкой. На хвостовую его часть для лучшей связи с телом опоры приваривают две пары коротких стержней длиной 30 мм. Для сохранности такую марку закладывают в специальный колодец с крышкой так, чтобы ее верх был ниже уровня опоры на 40 мм. Балочная марка по конструкции аналогична. Ее закладывают в тело балки изолированно от опорного швеллера. Верх марки выступает над поверхностью швеллера на 15 мм.

Основное значение балочной марки заключается в определении высотной деформации балки относительно опор сооружения.

Определение изменений высот фундаментных и балочных марок производят нивелиром Н1 и прецизионными инварными рейками. Ко всем осадочным маркам должен быть обеспечен свободный доступ.

Вертикальные деформации технологических элементов сооружения определяют по результатам микронивелирования в сочетании с геометрическим нивелированием.

В качестве связующих точек могут быть использованы балочные осадочные марки в середине секции сооружения.

Необходимо отметить, что при нивелировании осадочных марок разность плеч может составить значительную величину. Это вынуждает проводить тщательную юстировку нивелира с целью уменьшения величины угла i'' , который во всех циклах нивелирования должен быть постоянным.

Так как фундаментные и балочные марки находятся на разных уровнях, а также ввиду возможного наклонного профиля части сооружения при нивелировании должны применяться инварные рейки длиной не менее 3 м.

Из-за большого количества фундаментных и балочных осадочных марок наблюдения за осадками производят циклами: в начальный период эксплуатации через месяц; после 3—4 циклов в зависимости от хода и величин деформаций выполняют наблюдения отдельными участками. Совместным анализом результатов микронивелирования по технологическим элементам и осадок опор и

балок сооружения определяют факторы, вызывающие вертикальные перемещения верхнего строения сооружения.

Точность определения осадок опор и несущих балок определяется точностью геометрического нивелирования. Наибольшей является погрешность из-за неравенства плеч (она достигает 1,0 мм). Все остальные источники дают погрешности, значительно меньшие по своей величине.

Предельная погрешность вертикального смещения, полученного из двух циклов нивелирования, составит $\Delta = 1,5 \sqrt{2} = 2,1$ мм.

Погрешность относительных вертикальных смещений технологических элементов из результатов микронивелирования

$$\Delta_{H_{\text{элем}}} = \Delta_h \sqrt{2}, \quad (\text{XVI.27})$$

где Δ_h — предельная погрешность в превышении, полученная из микронивелирования.

Определение горизонтальных сдвигов. Технологические элементы линий при эксплуатации могут смещаться в плане на несколько миллиметров, поэтому в период эксплуатации рекомендуется производить наблюдения за горизонтальными сдвигами. Характеристика горизонтальных смещений может быть получена из результатов исполнительных съемок их планового положения при периодической выверке при помощи прецизионного ординатора.

Погрешность определения планового смещения из двух циклов измерений при помощи этого прибора $\Delta_{\text{гор}} = \Delta_{\text{орд}} \sqrt{2}$, где $\Delta_{\text{орд}}$ — точность определения ординатором планового смещения элемента. Подставив ранее указанные значения погрешностей, получим: $\Delta_{\text{гор}} = 0,06 \sqrt{2} = 0,084$ мм.

По результатам планово-высотных наблюдений за осадками и горизонтальными сдвигами составляют итоговые ведомости с указанием величины, направления и скорости деформаций, а также графики и схемы, определяющие характер деформаций как всего сооружения в целом, так и отдельных его элементов.

§ 74. Планово-высотное обеспечение установки и выверки автоматического конвейера

В зависимости от заданной точности установки технологических линий струнико-оптический метод может быть упрощен. Рассмотрим этот вопрос на примере сооружения автоматического конвейера длиной 147 м с заданной техническими условиями точностью его установки в плане и по высоте 1 мм. Дополнительным являлось требование: установить технологические элементы с точностью 0,5 мм в плане и по высоте на шаге измерений в 1 м и определить взаимное положение осей левой и правой ниток

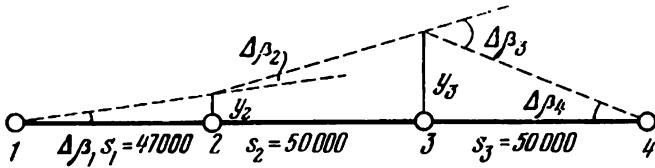


Рис. 178. Базовая линия конвейера. Схема наблюдений

в плане с точностью 1 мм. Решение этой задачи выполнимо без применения струны и метрологических приборов. В состав работ входит построение базовой линии, геодезические измерения на ее знаках и планово-высотная съемка, направляющих конвейера с установкой их по данным съемки в проектное положение. Способы производства разбивок и исполнительной планово-высотной съемки фундамента, швеллеров, узлов креплений, закладных деталей на опорах и других элементов аналогичны указанным в § 65.

Створные наблюдения на знаках базовой линии. Базовая линия показана на рис. 178. В точках 1, 2, 3 и 4 заложены знаки, приведенные на рис. 158 с теодолитной и нивелирной марками, установленными на отметке верха конвейера. Теодолитные марки знаков 2 и 3 вводят в створ способом последовательных приближений. Предварительно их вводят в створ прямым визированием с первого на четвертый знак, затем для определения отклонений створных углов на знаках 2 и 3 от 180° углы измеряют при помощи теодолита типа Т2 и визирных целиков.

Примем начало системы координат в центре теодолитной марки знака 1, ось x в направлении знаков 1—4.

Отклонение от 180° створной точки обозначим $\Delta\beta_i$. При измерении правых по ходу углов $\Delta\beta_i = \beta_i - 180^\circ$, для левых $\Delta\beta_i = 180^\circ - \beta_i$.

Для определения ординат (смещений от створа знаков 1—4) знаков 2 и 3 вычисляют малые углы $\Delta\beta_1$ и $\Delta\beta_4$, пользуясь измеренными значениями углов $\Delta\beta_2$, $\Delta\beta_3$ и расстояниями между соответствующими знаками s_{1-2} , s_{2-3} и s_{3-4} .

Обозначив ординаты знаков 2 и 3 через y_2 и y_3 , получим

$$y_2 = s_{1-2} \sin \Delta\beta_1, \quad (\text{XVI.28})$$

$$y_3 = s_{3-4} \sin \Delta\beta_4. \quad (\text{XVI.29})$$

Учитывая, что величина отклонений $\Delta\beta_1$ и $\Delta\beta_4$ находится в пределах нескольких десятков секунд, получим

$$y_2 = s_{1-2} \frac{\Delta\beta_1}{\rho''}; \quad y_3 = s_{3-4} \frac{\Delta\beta_4}{\rho''}, \quad (\text{XVI.30})$$

где

$$\Delta\beta''_1 = - \left(\Delta\beta''_2 \frac{s_{1-4} - s_{1-2}}{s_{1-4}} + \Delta\beta''_3 \frac{s_{1-4} - s_{1-3}}{s_{1-4}} \right), \quad (\text{XVI.31})$$

$$\Delta\beta''_4 = - \left(\Delta\beta''_3 \frac{s_{1-4} - s_{3-4}}{s_{1-4}} + \Delta\beta''_2 \frac{s_{1-4} - s_{2-4}}{s_{1-4}} \right). \quad (\text{XVI.32})$$

Значения s_{1-2} , s_{1-3} , s_{1-4} , s_{2-4} и s_{3-4} показаны на рис. 178.

После их подстановки в формулы (XVI.30), (XVI.31) и (XVI.32) получим

$$y_2 = - (0,155 \Delta\beta''_2 + 0,0775 \Delta\beta''_3) \text{ мм}, \quad (\text{XVI.33})$$

$$y_3 = - (0,16 \Delta\beta''_3 + 0,0775 \Delta\beta''_2) \text{ мм}. \quad (\text{XVI.34})$$

Пользуясь формулами (XVI.33) и (XVI.34), по измеренным величинам $\Delta\beta_2$ и $\Delta\beta_3$ непосредственно в поле вычисляют смещения от створа y_2 и y_3 . По полученным значениям ординат производят редуцирование точек 2 и 3 на проектный створ знаков 1—4.

После редуцирования на смещенных центрах повторно измеряют углы и определяют по величинам $\Delta\beta''_2$ и $\Delta\beta''_3$ вторичные значения ординант y'_2 и y'_3 .

Опыт показывает, что при тщательно выполняемой работе более двух измерений створных углов не требуется.

Определим необходимую точность измерения углов на знаках 2 и 3. Согласно указанным выше техническим условиям точность установки направляющих в створ определяется в наиболее слабом месте средней квадратической погрешностью 1 мм. Непрямолинейность сооружения является следствием погрешностей установки знаков 2 и 3 в створ знаков 1—4 и установки направляющих конвейера в проектное положение относительно знаков базовой линии. Каждая из этих погрешностей, исходя из принципа равных влияний, не должна превышать суммарной величины 0,5 мм.

Продифференцируем формулы (XVI.33) и (XVI.34) по переменным $\Delta\beta''_2$ и $\Delta\beta''_3$. Перейдя к средним квадратическим погрешностям, получим:

$$m_{y_2}^2 = (0,155 m_{\Delta\beta_2})^2 + (0,077 m_{\Delta\beta_3})^2, \quad (\text{XVI.35})$$

$$m_{y_3}^2 = (0,16 m_{\Delta\beta_3})^2 + (0,077 m_{\Delta\beta_2})^2. \quad (\text{XVI.36})$$

Точность измерения углов на знаках 2 и 3 одинакова:

$$m_{\Delta\beta_2} = m_{\Delta\beta_3} = m_{\Delta\beta}.$$

Отсюда

$$m_{y_2} = m_{\Delta\beta} \sqrt{0,155^2 + 0,077^2} = 0,175 m_{\Delta\beta}, \quad (\text{XVI.37})$$

$$m_{y_3} = m_{\Delta\beta} \sqrt{0,16^2 + 0,077^2} = 0,18 m_{\Delta\beta}. \quad (\text{XVI.38})$$

Средняя погрешность установки знаков 2 и 3 в створ не должна превышать 0,5 мм, поэтому необходимая точность измерения створного угла на знаке 3 составляет:

$$m_{\Delta\beta_3} = \frac{0,50}{0,18} \approx 3''. \quad (\text{XVI.39})$$

При измерении угла одним приемом теодолитом Т2 или ОТ-02 $m_{\beta_{np}} = 4''$. Необходимое количество приемов n при измерении углов на знаках 2 и 3 составит:

$$4'' = 3'' \sqrt{n}; \quad n = \frac{16''}{9''} \approx 2.$$

При измерении створного угла рекомендуется установить лимб на 0° в одном приеме и на 90° в другом. Средние значения угла в приеме не должны отличаться более чем на $2,5''$. Высокую точность принудительного центрирования теодолита на координатной марке обеспечивают при помощи специальной центрировочной подставки (см. рис. 161). Шипы такой подставки входят в четыре отверстия, вы сверленные в нижней плоскости трегера, а посадочное отверстие в ее центре по диаметру соответствует диаметру координатной марки знака базовой линии. Для визирной цели из эbonита изготавливают цилиндры, переходящие вверху на конус. Визирование производят на острье конуса. Четкое и контрастное изображение целика получают, устанавливая за ним экран из пеноопластика.

Высотные наблюдения на знаках базовой линии. Установка головки высотной марки и верхней плоскости направляющих на одной высоте дает возможность для передачи высот со знаков базовой линии применять малую шкаловую нивелирную рейку с отсчетами на одних и тех же ее штрихах. Отметки нивелирных марок определяют высокоточными нивелирами с комплектом малых шкаловых реек или инварных реек заводского изготовления. Нивелир до начала работ исследуют по полной программе, предусмотренной «Инструкцией по нивелированию I, II, III и IV классов», причем при юстировке угол i'' доводят до величины, не превышающей $5''$. Рекомендуется нивелир Ni 002, в котором погрешность из-за угла i'' исключается автоматически. Рейки предварительно компарируют. Для улучшения условий нивелирования базовой линии между знаками в местах стоянок нивелира

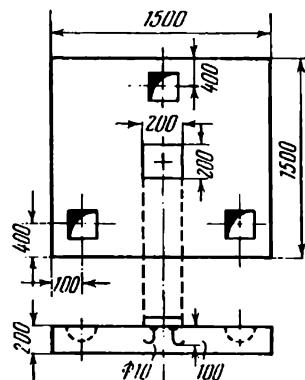


Рис. 179. Площадка для стоянки нивелира

устроены специальные бетонные площадки (рис. 179), расположенные на 1400 мм ниже верха нивелирных марок знаков базовой линии с обязательным соблюдением равенства плеч в пределах 50 см. Нивелирование высотных марок производят без связующих точек в прямом и обратном направлениях. Прямой ход прокладывают в первой, обратный — во второй половине для при хорошей видимости и спокойном изображении.

Средняя квадратическая погрешность определения высот конечного знака базовой линии 4 по отношению к исходному 1 будет $m_{H_4} = 0,10 \sqrt{3} \approx 0,2$ мм, предельная 0,4 мм.

Для уменьшения влияния рефракции следят за тем, чтобы визирный луч проходил над препятствиями и вблизи их на расстоянии не менее 0,5 м.

Оценку точности нивелирования знаков базовой линии производят по формулам (XV.23), (XV.24), (XV.25).

§ 75. Плановая съемка направляющих конвейера

Монтаж направляющих конвейера обеспечивался применением серийно выпускаемых точных геодезических приборов и инструментов.

Направляющие конвейера и базовая линия имеют одинаковую длину — 147 м. Основным способом их плановой съемки были приняты створные наблюдения при помощи теодолитов Т2, ОТ-02 и подвижной марки с микрометром, а также без нее.

Отклонение любой точки от створа, определяемого визированием с начального на конечный пункт (AB), или непосредственно измеряют при помощи подвижной марки, устанавливаемой на выверяемой промежуточной точке K , или же определяют посредством измерения теодолитом параллактического угла α (рис. 180).

В последнем случае отклонение от створа $y = \frac{s\alpha''}{r}$, где y и s дают в миллиметрах.

Как показал опыт, оба способа определяют положение промежуточных точек примерно с одинаковой точностью, но так как подвижная марка позволяет получать величины отклонения от створа непосредственно, то этот способ и был принят для производства работ.

Наличие двух створных знаков 2 и 3 базовой линии дает возможность зафиксировать на сооружении промежуточные контрольные точки B и C . Точки A , B , C , D устанавливают в проектное положение, откладывая проектный размер l от знака базовой линии (см. рис. 180)

до внутренней боковой плоскости левой направляющей (балки или рельса), припира-

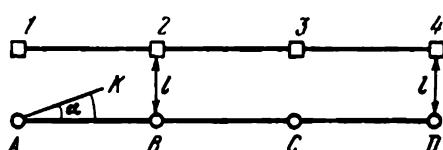


Рис. 180. Переход на створ плоскости измерений

смой за плоскость измерений. Эта плоскость должна находиться в выверяемом створе. В ходе измерений к ней прижимают специальное приспособление для центрирования теодолита и контактную плоскость подставки подвижной марки. Для измерения расстояния от знака базовой линии до плоскости измерения применяют хомут с выступом, грань которого совпадает с плоскостью измерений.

Через каждый метр направляющей размечают точки (в нашем примере 148 точек), маркируют их и нумеруют. Кроме этого, фиксируют точки, находящиеся против узлов крепления.

Конечные и промежуточные опорные точки A , B , C , D , зафиксированные на направляющей, устанавливают в проектное положение, перемещая направляющую при помощи боковых винтов узла крепления.

Для створных наблюдений над точкой A принудительно центрируют теодолит, а над B — постоянную визирующую марку. Положение трубы теодолита после ее наведения на марку фиксируют, чтобы избежать азимутальных сдвигов трубы во время створных наблюдений. На наблюданной промежуточной точке устанавливают подвижную марку, закрепленную на передвижном кронштейне (рис. 181). Контактную плоскость подставки марки прижимают к плоскости измерения, посредством уровня приводят ее в отвесное положение и наводяющим винтом трехкратно вводят марку в оптический створ. Каждое положение марки (до и после введения в створ) сопровождается отсчетом по микрометру с точностью 0,01 мм.

При съемке положения направляющей расхождения между наибольшим и наименьшим отсчетами допускались: на участке до 50 м — 0,2 мм, до 100 м — 0,4 мм, до 150 м — 0,8 мм. Такое введение марки в створ повторяют на каждой точке, не меняя ориентировки зрительной трубы теодолита. Для выполнения обратного хода теодолит и постоянную марку меняют местами. Допустимые расхождения в отклонениях одноименных точек от створа в прямом и обратном ходах не должны превышать 0,41 мм. Наблюдения в прямом и обратном ходах следует производить при двух положениях верти-

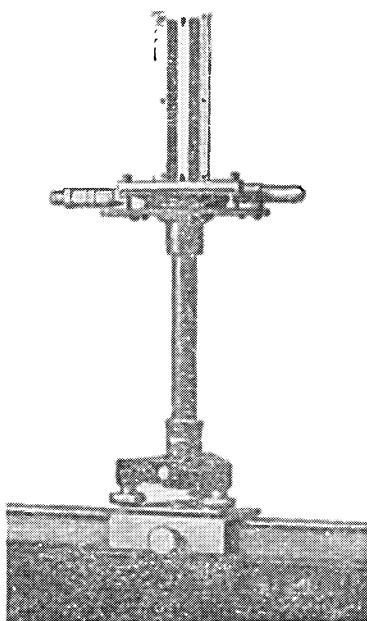


Рис. 181. Подвижная марка на передвижном кронштейне

кального круга. Обязательной принадлежностью должно быть специальное приспособление для принудительного центрирования теодолита с точностью $m_{\text{ц.}} = 0,25$ мм над плоскостью измерений. На таком приспособлении устанавливают подставку теодолита. Подставка постоянной визирной марки должна обеспечить такую же необходимую точность принудительного центрирования над конечной точкой створа.

До начала наблюдений проверяют уровень на подвижной марке и при помощи теодолита определяют место нуля (МО). Для этого подвижную марку устанавливают в 10 м от теодолита, горизонтируют ее и при помощи диоптра направляют лицевую плоскость марки на теодолит. Направив трубу на ось симметрии, берут отсчет по микрометру с точностью 0,01 мм. После этого лицевую плоскость марки поворачивают на 180° вокруг ее оси и, действуя микрометром, вводят контрольное отверстие марки в коллимационную плоскость теодолита и снова отсчитывают по микрометру. Среднее значение из двух отсчетов по микрометру является МО марки. МО определяют три-четыре раза перед каждым циклом створных наблюдений.

Обработка наблюдений. Вычисление отклонений наблюдаемых точек от створа производят в полевом журнале по формуле $y_n = \text{МО} - a_n$, где МО — место нуля марки; a_n — среднее из трех отсчетов по микрометру марки на точке с номером n .

Расчетную суммарную погрешность определения створности наблюдаемой точки можно определить по формуле

$$m_{y_n}^2 = m_{\text{виз}}^2 + m_{\Phi}^2 + m_{\text{ц. р.}}^2. \quad (\text{XVI.40})$$

При визировании на расстояние до 200 м в условиях сооружения конвейеров можно принять:

$$m_{\text{виз}} = \frac{20''}{v} = 0,8'',$$

где v — увеличение зрительной трубы (для Т2 $v = 25$).

При наблюдении визируют дважды — на постоянную и подвижную марки, поэтому $m_{\text{виз}} = \frac{20''\sqrt{2}}{v}$, а в линейной мере

$$m_{\text{виз}} = \frac{s_{\text{р}} 20'' \sqrt{2}}{\tau_p''} = 0,42 \text{ мм}, \quad (\text{XVI.41})$$

где $s_{\text{р}}$ — среднее расстояние до наблюдаемой точки (в рассматриваемом примере для удобства расчета примем равным 75 000 мм).

При наблюдениях на постоянную и подвижную марки приходится визировать на разные расстояния, меняя фокусирование трубы. Вследствие неправильного хода фокусирующей линзы происходит смещение визирной оси. По опытным данным для теодолита Т2 эта погрешность при изменении фокусирования от 3 м до бесконечности составляет $\approx 1''$.

В нашем случае эта погрешность составит:

$$m_{\Phi} = \frac{1.0'' \cdot s_{cp}}{\rho''} = 0.38 \text{ мм.} \quad (\text{XVI.42})$$

Общая средняя квадратическая погрешность при построении створа, вызванная совместным влиянием центрировки и редукции,

$$m_{u,p} = \frac{c^2}{2} \left[\left(\frac{L - s_{cp}}{L} \right)^2 + \left(\frac{s_{cp}}{L} \right)^2 \right], \quad (\text{XVI.43})$$

где s_{cp} — среднее расстояние до наблюдаемой точки (75 000 мм); L — расстояние до ориентирующей точки (150 000 мм); c — линейная величина центрировки и редукции (0,25 мм).

Отсюда $m_{u,p}^2 = 0,0156$, $m_{u,p} = 0,125$ мм.

После подстановки в формулу (XVI.40) значений $m_{u,p}$, m_{Φ} и $m_{u,p}$ получим $m_u = 0,59$ мм.

Неоднократное введение марки в створ уменьшает эту погрешность.

После определения величины отклонения плоскости измерений от створа исправляют положение направляющей при помощи узлов крепления и снова выполняют контрольную проверку.

§ 76. Определение положения направляющих конвейера по высоте

Для точной установки конвейера по высоте с указанными выше допусками применяют те же нивелиры и рейки, что и для нивелирования базовой линии. Для удобства работы оборудуют специальное приспособление (рис. 182), при помощи которого малые шкаловые рейки устанавливают в определенном месте и в отвесном положении.

Нивелируют точки, накерченные через 1 м по оси верхней грани направляющей. Эти точки рекомендуется фиксировать против узлов крепления; их положение определяют и при плановой съемке. Это дает возможность в процессе эксплуатации конвейера одновременно выполнять его планово-высотную выверку.

Нивелир устанавливают на бетонных площадках и ведут наблюдения по ходу в одном направлении, но при двух горизонтах инструмента. Изменение горизонта производят подъемными винтами — при двух горизонтах инструмента номера штрихов при визировании на рейку не должны меняться. При первом горизонте наблюдают только исходные и связующие точки, т. е. A , B , C , D , 4 (см. рис. 180), при втором горизонте — кроме этих пунктов все выверяемые точки на направляющих. Расстояния от нивелира до реек не должны превышать 25 м. Реечки нумеруют и в процессе работ каждую из них устанавливают на те же точки, что и в предыдущем цикле наблюдений.

Программа наблюдений при первом горизонте Зо₁, Но₂, Гд₂, Зд₁; при втором горизонте сначала повторяют эту же программу,

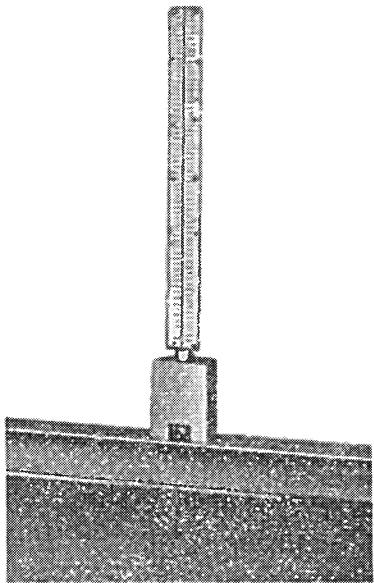


Рис. 182. Малая шкаловая рейка на выверяемом элементе

метод вполне обеспечивает заданную точность установки направляющих конвейера и по высоте 0,5 мм при шаге измерений через 1 м.

Контроль за устойчивостью зданий. Наиболее целесообразным способом контроля является измерение на конечных знаках углов отклонения промежуточных знаков от створа. Для этого до начала измерений выносят центры знаков на смонтированное технологическое оборудование и устанавливают в этих точках визирные марки. Если использовать визирные марки не представляется возможным, контрольные измерения сохранения створности могут быть произведены со вспомогательной линии створа, параллельной базовой линии и закрепленной аналогичными знаками.

Вспомогательная линия разбивается в 24 м от базовой линии. Разбивку и установку вспомогательного створа выполняют такими же методами, как и базовой линии (створа).

Контрольные измерения створности базовой линии выполняют после контрольных измерений створности знаков вспомогательной линии и редуцирования ее знаков. Для контрольных измерений створности знаков базовой линии рекомендуется параллактический способ. Расстояния между знаками вспомогательной линии определяют из параллактических звеньев типа П.

а затем производят наблюдения по всем промежуточным точкам, расположенным через 1 м от А до В, отсчитывая по основной и дополнительной шкалам рееки.

Средние значения превышений между связующими точками, полученные из первого и второго горизонтов, не должны отличаться более чем на 0,15 мм. Разность превышений, полученных из отсчетов по основной и дополнительной шкалам, допускается в пределах 5 делений головки микрометра. Уравнивание нивелирного хода производят между исходными высотными марками знаков базовой линии 1 и 4 по превышениям между связующими точками 1—В—С—4. Допустимая невязка по ходу $f_h = 0,4$ мм (см. выше). Невязку, как обычно, распределяют пропорционально числу превышений хода. Точность нивелирования рассмотрена в § 60. Таким образом, указанный выше

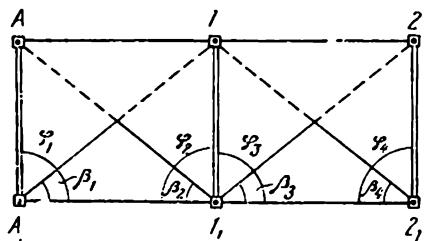


Рис. 183. Схема контроля створности базовых знаков параллактическим способом

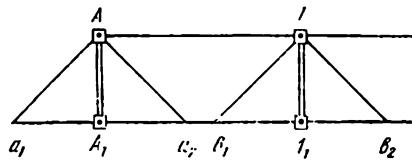


Рис. 184. Проверка створности знаков линейными засечками

Параллактические β и прибазисные φ (рис. 183) углы измеряют при помощи оптических теодолитов Т1, Т2 или Theo 010; параллактические углы измеряются четырьмя приемами по схеме В. В. Данилова, прибазисные углы — тремя круговыми приемами.

Базисы (расстояния между однотипными знаками базовой и вспомогательной линий) измеряют двумя 24-метровыми ниварными проволоками.

Координаты центров знаков базовой линии вычисляют после уравнивания линейно-угловой засечки (параметрическим способом).

Окончательные расстояния и азимут линий между смежными пунктами базовой линии вычисляют решением обратных задач.

При отсутствии оборудования для короткобазисной параллактической полигонометрии контроль створности может производиться линейными засечками при помощи четырех ниварных специально изготовленных проволок — двух 24-метровых и двух 33- или 94-метровых.

Измерения производят в такой последовательности: над однотипными центрами базовой и вспомогательной линий, а также в створе вспомогательной линии, в 24 м справа и слева от каждого ее центра, устанавливают базисные штативы a_1 и a_2 с целиками (рис. 184).

Расстояние между штативами a_1-A , $A-a_1$, A_1-a_2 измеряют в одном направлении двумя 24-метровыми проволоками, между штативами a_1-A и a_2-A — 33- или 94-метровыми проволоками.

Аналогичные измерения выполняют на каждой паре центров базовой и вспомогательной линий (b_1-I , $I-I_1$, I_1-b_2 ; b_1-I , b_2-I и т. д.). Координаты центров базовой линии вычисляют в результате уравнивания линейной засечки параметрическим способом.

Расстояния и азимут линий между смежными пунктами получают решением обратных задач.

При наличии высокоточного оборудования определение координат центров знаков базовой линии может быть произведено угловыми засечками.

Измерять углы при этом рекомендуетсяся теодолитами Т1, Т2 или Theo 010, оборудованными центрировочными муфтами, тремя приемами со средней квадратической погрешностью порядка 2,5''. Углы между створом вспомогательной линии и боковыми штативами a_1 и a_2 (см. рис. 184) измеряют при помощи оптического микрометра тремя приемами.

§ 77. Комбинированный метод определения деформации плотины

Для определения смещения тела бетонной плотины под влиянием давления воды со стороны верхнего бьефа успешно применено сочетание створного способа с вертикальным визированием. Кроме смещения этим методом был определен и наклон плотины.

За пределами сооружения знаками были закреплены концевые точки оси плотины 0 и 5 (рис. 185). При возведении сооружения в створе между концевыми знаками в полу нижней галерен через 50 м были заложены четыре промежуточных знака. Центры этих знаков закреплялись кернами на металлических пластинках,

приваренных к защищенным и зацементированным в бетоне стержням. Над каждой из промежуточных точек створа при помощи визирования по вертикали через отверстие диаметром 250 мм в теле плотины была установлена палетка.

Сетка координат, нанесенная на прозрачном плексигласе через 5 мм, давала возможность определить и отметить средний из четырех отсчетов пересечением штейн прибора PZL (ГДР) (при поворотах прибора на 90°). Предельное отклонение в отсчетах допускалось 1 мм. Сравнение отклонений от створа промежуточных пунктов, вынесенных на гребень плотины вертикальным визированием и отмеченных на палетках в первом и последующих циклах наблюдений, определяет во времени смещение верхней части плотины. При каждом цикле наблюдений определялось отклонение от створа промежуточных пунктов на полу нижней галерен. Величины этих отклонений характеризовали смещение нижней части сооружения.

Разность между смещением верхней и нижней частей сооружения определяет его наклон. По техническим условиям предельная погрешность определения отклонения от створа наиболее слабого пункта в цепи измерений не должна была превышать 5 мм. На каждом из четырех промежуточных знаков измерялись полигональные углы четырьмя приемами. Измерения производились опти-

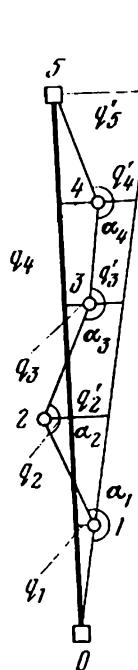


Рис. 185. Отклонения промежуточных пунктов от створа оси плотины

ческим теодолитом ОТ-02 с изготовленным в мастерских МИИГАиК универсальным оптическим центриром.

После проверки вычислений и вывода средних значений углов вычислялись отклонения промежуточных пунктов от створа 0—5 (см. рис. 185).

П о р я д о к в у ч и с л е н и й. Определяют отклонение всех наблюдаемых точек (в первом цикле одной, а со второго цикла двух на каждой палетке, отмеченной в 1-м цикле и переносимой снизу вверх в очередном цикле наблюдений) от створа 0—1, затем, как это указано § 57 относительно створа 0—5. Пользуясь формулами (XV.1) и (XV.6), вычисляют отклонения второго, третьего и четвертого знаков, учитывая при этом положительные (вправо от створа) и отрицательные (влево от створа) значения отклонений, и расстояние между знаками ($s = 50$ м).

Пятый знак от створа 0—1 отклонится на величину

$$q'_5 = \frac{s(4\gamma_1'' + 3\gamma_2'' + 2\gamma_3'' + \gamma_4'')}{\rho''}, \quad (\text{XVI.44})$$

где

$$\gamma''_i = 180^\circ - \alpha_i,$$

q'_5 — величина отклонения створа 0—1 относительно створа 0—5 у знака 5.

Понятно, что у знака 4 отклонение створа 0—1 относительно створа 0—5 равно $0,8q'_5$, у знака 3 $0,6q'_5$, у знака 2 $0,4q'_5$ и у знака 1 $0,2q'_5$. Отсюда отклонения знаков от створа 0—5 могут быть выражены как разности отклонений марок от линии створа 0—1 и отклонений створа 0—1 от створа 0—5, т. е.

$$\left. \begin{aligned} q_1 &= q'_1 - 0,2q'_5 = 0 - 0,2q'_5; \\ q_2 &= q'_2 - 0,4q'_5; \\ q_3 &= q'_3 - 0,6q'_5; \\ q_4 &= q'_4 - 0,8q'_5; \\ q_5 &= q'_5 - q'_5 = 0 \end{aligned} \right\} \quad (\text{XVI.45})$$

или

$$q_1 = 0 - 0,2q'_5 = -\frac{s}{\rho''}(0,8\gamma_1'' + 0,6\gamma_2'' + 0,4\gamma_3'' + 0,2\gamma_4''), \quad (\text{XVI.46})$$

$$q_2 = \frac{\gamma_1''s}{\rho''} - 0,4q'_5 = -\frac{s}{\rho''}(0,6\gamma_1'' + 1,2\gamma_2'' + 0,8\gamma_3'' + 0,4\gamma_4''), \quad (\text{XVI.47})$$

$$\begin{aligned} q_3 &= \frac{s}{\rho''}(2\gamma_1'' + \gamma_2'') - 0,6q'_5 = \\ &= -\frac{s}{\rho''}(0,4\gamma_1'' + 0,8\gamma_2'' + 1,2\gamma_3'' + 0,6\gamma_4''), \end{aligned} \quad (\text{XVI.48})$$

$$\begin{aligned} q_4 &= \frac{s}{\rho''}(3\gamma_1'' + 2\gamma_2'' + \gamma_3'') - 0,8q'_5 = \\ &= -\frac{s}{\rho''}(0,2\gamma_1'' + 0,4\gamma_2'' + 0,6\gamma_3'' + 0,8\gamma_4''). \end{aligned} \quad (\text{XVI.49})$$

В каждом цикле углы измеряют в прямом 0—5 и обратном 5—0 направлениях. Отклонения промежуточных пунктов от створа 0—5 получают как среднее из вычисленных значений.

Точность определения отклонений промежуточных пунктов от наблюдаемого створа вычисляют по формуле (XV.7).

При $s = 50$ м, пользуясь формулами (XV.8), получим

$$\left. \begin{aligned} m_{q_{1,4}} &= \frac{s}{\rho''} \sqrt{2m_y^2} = 0,34m_y \text{ мм;} \\ m_{q_{2,3}} &= \frac{s}{\rho''} \sqrt{3m_y^2} = 0,43m_y \text{ мм,} \end{aligned} \right\} \quad (\text{XVI.50})$$

где m_y — средняя квадратическая погрешность измерения угла на пункте.

Средняя квадратическая погрешность измерения угла четырьмя приемами, вычисляемая по уклонениям от среднего значения,

$$m_o = 1,0'' = m_y$$

дает погрешность в определении отклонения точки от створа

$$m_q = \frac{50\,000 \text{ мм}}{206\,265''} \cdot 1'' = 0,24 \text{ мм.}$$

Взаимное положение пунктов определяется по разности величин отклонений от створа.

Погрешность определения взаимного положения пунктов будет

$$m_{(q_1-q_4)} = m_{(q_4-q_3)} = \frac{s}{\rho''} \sqrt{2m_y^2} \approx 0,4 \text{ мм,} \quad (\text{XVI.51})$$

$$m_{(q_2-q_1)} = m_{(q_3-q_4)} = \frac{s}{\rho''} \sqrt{3m_y^2} \approx 0,5 \text{ мм,} \quad (\text{XVI.52})$$

$$m_{(q_3-q_2)} = \frac{s}{\rho''} \sqrt{4,5m_y^2} \approx 0,5 \text{ мм.} \quad (\text{XVI.53})$$

Ниже приведены средние квадратические погрешности определения уклонений промежуточных пунктов от главного створа, вычисленные по данным шести циклов угловых измерений:

$$m_{q_1} = 0,4 \text{ мм; } m_{q_2} = 0,7 \text{ мм; } m_{q_3} = 0,6 \text{ мм; } m_{q_4} = 0,5 \text{ мм.}$$

Таким образом, практические результаты измерений согласуются с приведенными выше расчетами.

Смещения промежуточных знаков от створа можно определять путем вычисления полигонометрического хода 0—1—2—3—4—5.

При этом направление створа 0—5 принимают за ось ординат, а абсциссу начального и конечного пунктов — равной нулю.

При оценке точности определения смещений знаков, заложенных в полу галереи плотины, необходимо также учитывать точность переноса их центров по вертикали.

Р А З Д Е Л IV

**НАБЛЮДЕНИЯ ЗА ОСАДКАМИ
ПРОМЫШЛЕННЫХ И ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ**

Г Л А В А XVII

**НАБЛЮДЕНИЯ ЗА ОСАДКАМИ ЗДАНИЙ
ЭЛЕКТРОСТАНЦИЙ**

§ 78. Цель наблюдений и технические условия

Наблюдения за осадками зданий крупных электростанций производятся с целью определения абсолютных и относительных величин деформаций, сравнивая их с расчетными, и своевременного принятия мер при превышении допусков. Абсолютную величину и предел неравномерности осадок фундаментов рассчитывают заранее для сравнения их с фактическими для контроля прочности и устойчивости сооружения.

Рассмотрим производство полевых и камеральных работ на примере одной из крупных электростанций.

Фундаменты блоков представляют собой железобетонные столбы различных сечений на сплошной железобетонной плиты. Стены блоков возведены на ленточных железобетонных фундаментах. Железобетонные столбы фундаментов воспринимают давление от конструктивных элементов здания и через сплошную железобетонную плиту передают его на грунт основания. Такая конструкция обеспечивает равномерное распределение нагрузок от центра на края плиты.

Осадка здания при глубине заложения фундаментов 7—13 м состоит из погашения подъема дна котлована, освобожденного от природного давления, и последующей осадки до ее стабилизации.

Часто ожидаемую осадку определяют по результатам пробных нагрузок на грунт путем штампов на небольших площадях и при проектировании эти результаты принимают для больших площадей фундамента. В таких случаях, как показала практика, предусматриваемые осадки здания передко расходятся с действительными. Данные наблюдений за осадками, особенно при сосредоточении значительных нагрузок на сравнительно небольших площадях, способствуют совершенствованию методов подсчета ожидаемой осадки и принятию наиболее целесообразных и экономичных решений при проектировании сооружения.

Обязательные наблюдения за осадками здания электростанции выполняют по специально разработанной программе сразу же после заложения фундаментов и продолжают до полного заверше-

ния строительства, а также в период эксплуатации до стабилизации осадок.

Согласно СНиП III—2.75 и [42] при наблюдениях за осадками уникальных зданий, каким является здание электростанции, задана средняя точность их измерения 1 мм, что обеспечивается высокоточным нивелированием I разряда *, полностью удовлетворяющим практическим целям и изучению причин осадки.

§ 79. Организация полевых работ

Высокоточное геометрическое нивелирование дает возможность в каждом цикле вести наблюдения за осадкой большого числа точек здания станции.

По разности в абсолютных отметках одной и той же марки при различных циклах наблюдений определяют ее осадку, а следовательно, и соответствующей части фундамента.

В сеть нивелирной основы электростанции включено шесть практически неподвижных глубинных реперов (два куста по три репера в каждом) конструкции П. И. Брайта (рис. 186), заложенных на глубине 15 м. Осадочные марки — плитные и стенные (рис. 187) — размещены согласно специальному проекту на железобетонных плитах фундаментов и в стенах здания.

Стеновые закрытые марки (конструкции НИИ оснований) заделаны заподлицо с плоскостью стены и закрыты крышкой; во время работы вместо крышки ввертывают установочный шаровой болт (используется один из 25—50 знаках), который и служит постоянной точкой для установки рейки.

Определение минимального числа марок и правильное их размещение (с учетом удобного подхода и сохранности знаков) играют большую роль в получении необходимых сведений об осадках и деформациях здания. Марки устанавливают:

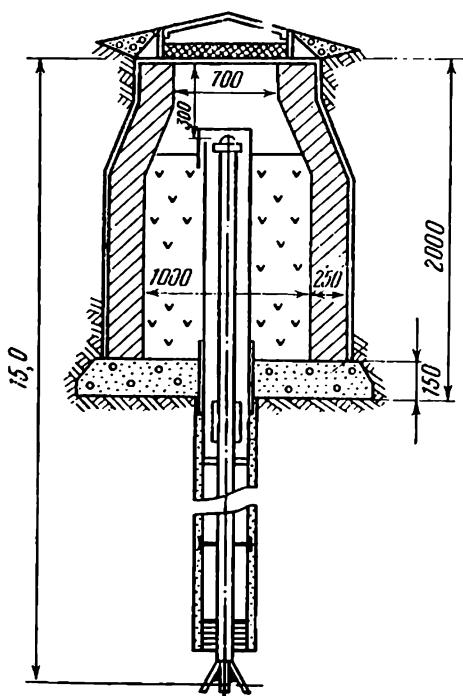


Рис. 186. Глубинный репер конструкции П. И. Брайта

* Для наблюдений за осадками установлены I, II и III разряды нивелирования.

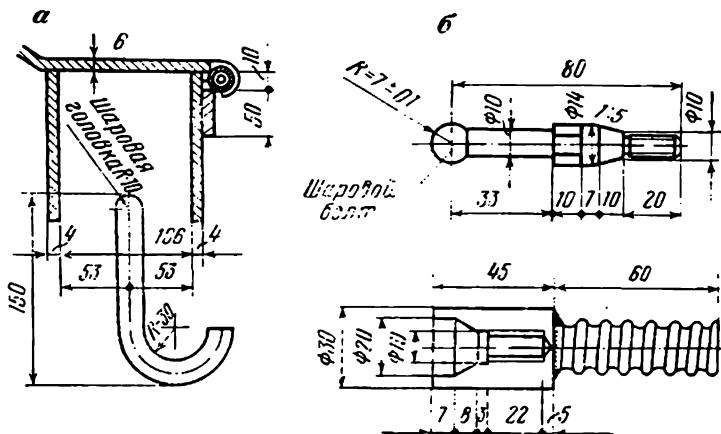


Рис. 187. Осадочные марки:
а — плитные, б — стенные

в местах фундаментов, подвергающихся различной нагрузке, по обе стороны осадочных швов и линий, разграничающих разные нагрузки на основание; по осям симметрии блоков здания; в местах примыкания продольных и поперечных стен; на углах зданий по продольным и поперечным осям сооружения. Проект размещения марок выполнен с учетом конструкций здания и увязан с геологическими данными о грунтах основания.

Марки расположены на расстоянии в среднем 24 м друг от друга, что позволяет проводить линии равных осадок (рис. 188) по всей площади основания здания с целью определения прогиба фундаментов и мест максимальных осадок.

Для того чтобы высоты осадочных марок были вычислены с точностью, обеспечивающей среднюю квадратическую погрешность осадки 1 мм, превышения между исходными глубинными реперами определяют нивелированием I класса при длине луча не более 25 м и неравенстве плеч не более 0,25 м. На площадке станции реперы заложены на расстоянии 250 м от здания, возле них нет подземных коммуникаций и усиленного движения транспорта.

Глубинные реперы обеспечивают постоянство исходных данных: при контрольных нивелировках разность в высотах каждого репера, за исключением Р-3 (рис. 189 и § 57), достигла лишь 0,8 мм, тогда как изменение высоты в пределах 1 мм может произойти из-за температурного изменения длины репера и накопления погрешностей при нивелировании.

Первый цикл наблюдений производился через пять дней после устройства реперов и закладки осадочных марок на всех блоках.

В каждом цикле от глубинных реперов прокладывались замкнутые ходы между осадочными марками, являющимися также и рабочими реперами для высотного обеспечения строительно-монтажных работ.

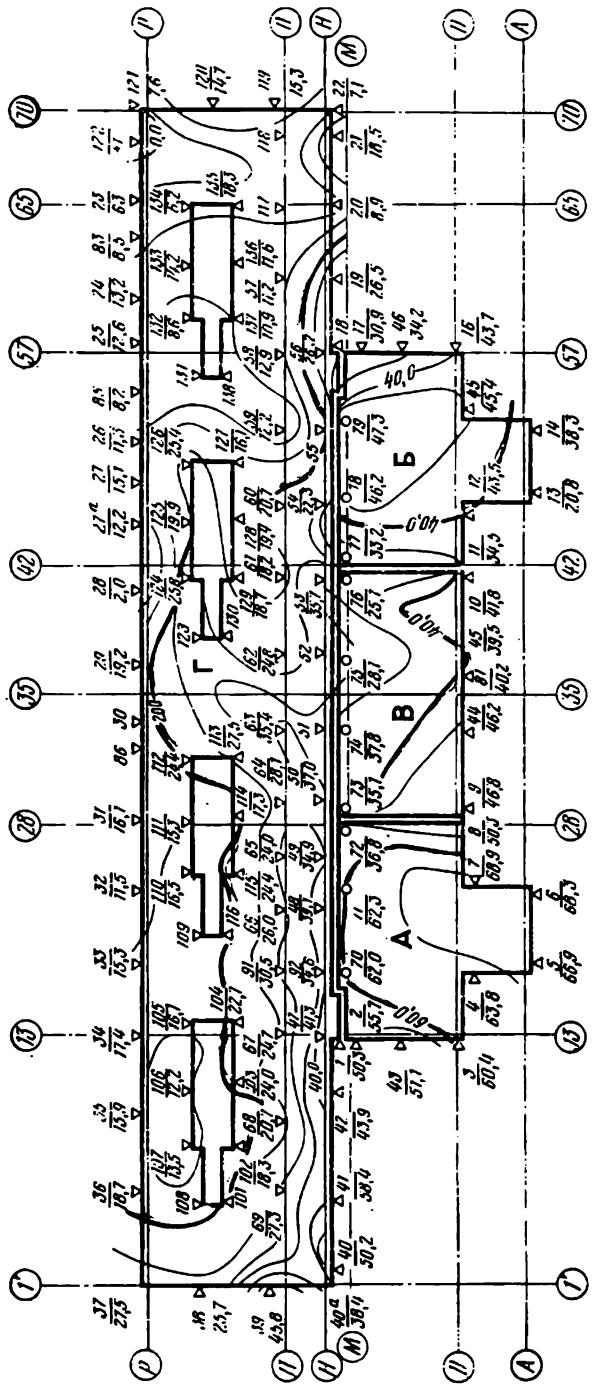


Рис. 188. Схема лінійні равних осадок

Из-за сложных местных условий, создавшихся при завершении строительства (проходы были перекрыты), допускалась передача высот на отдельные марки висячими ходами, каждый из которых состоял из пяти-шести стоянок прибора. Такие ходы

прокладывали в прямом и обратном направлениях. Циклы измерений выполнялись один раз в месяц, а затем в связи с медленным ростом осадок из-за глинистых грунтов основания два раза в квартал. Непосредственно перед сдачей сооружения в эксплуатацию наибольшая осадка составляла —10,3 мм (марка № 79).

Средняя квадратическая погрешность нивелирных работ на станции в этом цикле $m_{ct} = 0,16$ мм. Всего было выполнено 70 циклов измерений.

Для измерения осадок при двух горизонтах применялись нивелир Ni 004 (ГДР) и 3-метровые инварные рейки. Компарирование реек произведено нормальным метром. Для удобства наблюдений применялись и укороченные (длиной 0,8—1,7 м) инварные рейки со шкалами, аналогичными обычным. До начала работ и периодически в процессе наблюдений были исследованы и проверялись нивелир и рейки.

При нивелировании стремятся к тому, чтобы ходы были простые, замкнутые и повторялись в возможно большем числе циклов наблюдений. Схема отсчетов на каждой станции по основной и дополнительной шкалам передней и задней реек следующая: при I горизонте инструмента — Зо—По; Пд—Зд; при II горизонте инструмента — По—Зо; Зд—Пд.

В условиях электростанции для лучей ≈ 15 м при неравенстве плеч не более 0,25 м средняя погрешность превышения m_h , измеренного на одной станции при двух горизонтах, подсчитанная по формуле (XV.25), получилась 0,15 мм, при обычном луче (около 40 м) $m_h = 0,22$ мм.

Влияние рефракции при коротких лучах неощутимо (визирный луч должен проходить над поверхностью не ниже 0,5 м).

§ 80. Анализ устойчивости глубинных реперов

Устойчивость глубинных реперов периодически проверялась измерением превышений h_1, \dots, h_8 (см. рис. 189).

Изменение превышений между реперами носит случайный характер и зависит главным образом от их устойчивости. Величины превышений взаимосвязаны между собой колебанием высот реперов. Контроль за постоянством превышений, учитывая их взаимосвязанность, производился одновременно по всем превышениям.

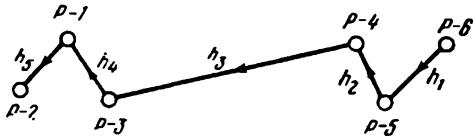


Рис. 189. Схема нивелирования глубинных реперов

Для корреляционного анализа использованы результаты 22 циклов наблюдений с постоянной схемой нивелирных ходов. Подсчеты, необходимые для корреляционного анализа постоянства превышений h_1, \dots, h_6 , приведены в табл. 39. Сила линейной корреляционной зависимости между двумя превышениями оценивалась при помощи эмпирического коэффициента корреляции r по формуле [40]

$$r = \frac{\mu_{1/1}}{\sigma_1 \sigma_2}, \quad (\text{XVII.1})$$

где $\mu_{1/1}$ — эмпирический смешанный центральный момент первого порядка; σ_1, σ_2 — эмпирические стандартные отклонения величин.

В свою очередь, величины средних квадратических отклонений (стандартов) находят, извлекая квадратный корень из вторых центральных моментов, $\mu_{2/0}$:

$$\sigma_i = \sqrt{\frac{[\Delta_i^2]}{n}}. \quad (\text{XVII.2})$$

Вторые центральные моменты определены по формулам:

$$\left. \begin{array}{l} \mu_{2/0/0/0/0} = \frac{[\Delta_1^2]}{n}; \\ \mu_{0/2/0/0/0} = \frac{[\Delta_2^2]}{n}; \\ \dots \dots \dots \dots \\ \mu_{0/0/0/0/2} = \frac{[\Delta_6^2]}{n} \end{array} \right\} \quad (\text{XVII.3})$$

и первые смешанные центральные моменты — по формулам:

$$\left. \begin{array}{l} \mu_{1/1/0/0/0} = \frac{[\Delta_1 \Delta_2]}{n}; \\ \mu_{1/0/1/0/0} = \frac{[\Delta_1 \Delta_3]}{n}; \\ \dots \dots \dots \dots \\ \mu_{0/0/0/1/1} = \frac{[\Delta_4 \Delta_5]}{n}, \end{array} \right\} \quad (\text{XVII.4})$$

где $n = 22$ — число циклов наблюдений.

Для установления связи между двумя какими-либо превышениями, при исключении влияния третьего, использовались частные коэффициенты корреляции. Для связи h_1 и h_2 при постоянном h_3

$$r_{h_1, h_2, h_3} = \frac{r_{h_1 h_2} - r_{h_1 h_3} r_{h_2 h_3}}{\sqrt{(1 - r_{h_1 h_2}^2)(1 - r_{h_2 h_3}^2)}}. \quad (\text{XVII.5})$$

Для связи h_3 и h_4 при постоянном h_2

$$r_{h_3 h_4, h_2} = \frac{r_{h_3 h_4} - r_{h_3 h_2} r_{h_4 h_2}}{\sqrt{(1 - r_{h_3 h_4}^2)(1 - r_{h_4 h_2}^2)}}. \quad (\text{XVII.6})$$

Таблица 39

Данные для определения корреляционной взаимосвязи превышений между глубинными реперами

Таблица 40

Значимые коэффициенты корреляции

Параметры	Парная корреляция между превышениями								
	h_1 и h_2	h_1 и h_3	h_2 и h_3	h_2 и h_4	h_3 и h_4	h_3 и h_5	h_4 и h_5		
r	-0,48	+0,63	-	-	-0,71	-0,57	-		
Частичная корреляция между превышениями									
r	-	-0,60	-	-	-0,72	-0,64	--		
Множественная корреляция между превышениями									
	$h_1 h_2 / h_3$	$h_2 h_3 / h_4$	$h_3 h_2 / h_1$	$h_3 h_3 / h_4$	$h_3 h_2 / h_4$	$h_4 h_3 / h_5$	$h_4 h_3 / h_5$	$h_4 h_3 / h_4$	
R	-0,72	-	+0,64	-	+0,71	+0,73	+0,84	+0,76	+0,65

При корреляционном анализе одновременно трех случайных величин, полагая, что они связаны прямолинейной корреляционной зависимостью, в качестве меры силы связи применен множественный коэффициент корреляции R , вычисляемый по формуле

$$R_{h_1 h_2, h_3} = \sqrt{\frac{r_{h_1 h_2} - 2r_{h_1 h_2} r_{h_2 h_3} r_{h_1 h_3} + r_{h_1 h_3}^2}{1 - r_{h_2 h_3}^2}}. \quad (\text{XVII.7})$$

Аналогично вычислены множественные коэффициенты для других превышений.

Значимость парного и частного коэффициентов корреляции определяется из условия $|r| > 3\sigma_r$. Если это неравенство удовлетворяется, то корреляционная зависимость между случайными величинами признается существенной. Величину σ_r вычисляют по формуле

$$\sigma_r = \frac{1 - r_h^2}{\sqrt{n-1}}. \quad (\text{XVII.8})$$

Определение значимости множественного коэффициента корреляции R производится по формуле

$$T = \frac{n-3}{2} \frac{R^2}{1-R^2}. \quad (\text{XVII.9})$$

Значения T таблированы [40] для уровней значимости $P = 0,01$ и были найдены по числу степеней свободы $k_1 = 2$ и $k_2 = n - 3$. Если при $P = 0,01$ наблюдение T_H было больше T_t табличного, то множественный коэффициент корреляции считался значимым.

Для удобства исследования полученные параметры коэффициентов корреляции с учетом их значимости сведены в табл. 40.

Из анализа коэффициентов корреляции следует, что наиболее тесная взаимосвязь имеется между превышениями h_3 и h_4 . Отрицательный парный коэффициент $r_{h_3 h_4} = -0,71$ и частные коэффициенты $r_{h_3 h_4, h_3} = -0,72$, $r_{h_3 h_4, h_4} = -0,70$ показывают, что с увеличением отрицательного превышения h_3 отрицательное превышение h_4 уменьшается. Связь между превышениями h_3 и h_4 осуществляется через репер $P\text{-}3$, следовательно, этот репер дает ощущенную осадку. Противоположное предположение, что репер $P\text{-}4$ выпучивается, не подтверждается отсутствием корреляционной зависимости между превышениями h_2 и h_3 . Множественный коэффициент корреляции $R_{h_2 h_3, h_4} = -0,71$ по абсолютной величине равен парному коэффициенту корреляции $r_{h_3 h_4} = |0,71|$. Следовательно, и в данном случае подтверждается ранее сделанное заключение о том, что превышение h_2 не оказывает существенного влияния на взаимосвязь превышений h_3 и h_4 . Небольшое отрицательное значение парного коэффициента $r_{h_2 h_3} = -0,48$, незначимость частного коэффициента $r_{h_2 h_3, h_3}$ и стабильное значение h_2 указывают на слабое выпучивание репера $P\text{-}6$. Частные коэффициенты корреляции $r_{h_2 h_3, h_4} = -0,72$ и $r_{h_2 h_4, h_3} = -0,70$ такого же порядка, как и $r_{h_3 h_4}$. Следовательно, изменение превышений h_3 и h_4 практически никакого влияния на взаимосвязь превышений h_3 и h_4 не оказывает. Отсюда можно сделать вывод о том, что реперы $P\text{-}4$ и $P\text{-}1$ не изменяют своего положения по высоте.

Сравнение множественных коэффициентов корреляции $R_{h_3 h_4, h_5} = +0,84$ и $R_{h_3 h_4, h_6} = +0,76$ значимость коэффициента $R_{h_3 h_4, h_5} = +0,65$ и изменения значений превышения h_5 позволяют сделать вывод о том, что происходит выпучивание репера $P\text{-}2$.

При линейной связи превышений h_3 и h_4 уравнение парной регрессии имеет вид

$$h_3 = \rho_{h_3/h_4} h_4 + a, \quad (\text{XVII.10})$$

где

$$\rho_{h_3/h_4} := r_{h_3/h_4} \frac{\sigma_{h_3}}{\sigma_{h_4}} := -1,44;$$

$$a = h_3 - \rho_{h_3/h_4} h_4 = -404,09.$$

Следовательно,

$$h_3 = 1,44h_4 - 404,09. \quad (\text{XVII.11})$$

В последнем цикле наблюдений $h_3 = -587,4$ мм, $h_4 = -125,4$ мм и вероятная осадка глубинного репера $P\text{-}3$, согласно формуле (XVII.11), составляет 1,9 мм (587,4—585,5 мм).

Таким образом, корреляционный анализ превышений между глубинными реперами $P\text{-}1$, $P\text{-}2$, $P\text{-}3$, $P\text{-}4$, $P\text{-}5$ и $P\text{-}6$ позволяет сделать вывод о том, что наиболее устойчивыми оказались реперы $P\text{-}1$, $P\text{-}4$ и $P\text{-}5$.

§ 81. Камеральная обработка результатов наблюдений

Система ходов в условиях строительства электростанции сложна, так как содержит значительное число плитных и стеновых осадочных марок, расположенных на разных отметках, с перепадами высот до нескольких метров, а из-за невозможности в ряде случаев замкнуть полигональный ход создаются большое число полигонов и висячие ходы.

Согласно Руководству [41] предельное расхождение в превышениях, полученных при двух горизонтах инструмента, допускается не более 0,3 мм, и предельную погрешность замкнутого хода определяют по формуле: $\Delta = 0,3 \sqrt[n]{n}$, где n — число штативов. Эта погрешность не должна превышать 1,2 мм (среднее значение 0,6 мм).

Число полигонов в рассматриваемом примере доходило до 13, а число штативов в полигоне до 18, однако невязки в полигонах были не выше указанного допуска. Опыт работ показал, что при работе короткими лучами погрешность превышения на станции можно получить 0,15 мм, т. е. менее расчетной.

В некоторых случаях препятствия при подходе к осадочным маркам вызывали неравенство плеч до 5 м. Учитывая это обстоятельство, угол i был доведен до 5—7°.

Точность работы. После обработки журнала не превышавшие предельных невязки хода уравнивали по способу полигонов В. В. Попова. Как правило, невязки находились в пределах долей миллиметра.

Оценка точности нивелирования производится по полученным невязкам после уравнивания. Для системы замкнутых полигонов средняя квадратическая погрешность одной станции (в мм)

$$m_{ct} = \sqrt{\frac{f_u^2}{\frac{n}{N}}}, \quad (\text{XVII.12})$$

где f_u — невязка полигона; n — число станций в ходе; N — число замкнутых полигонов.

Средняя квадратическая погрешность на 1 км хода составляет

$$m = m_{ct} \sqrt{\frac{[n]}{[L]}}, \quad (\text{XVII.13})$$

где $[L]$ — суммарная протяженность полигонов, км.

После уравнивания получают поправки в ходы (звенья). Погрешность единицы веса вычисляют по формуле (в мм)

$$\mu = \sqrt{\frac{[pv^2]}{N+k}}, \quad (\text{XVII.14})$$

где p — вес звена, равный $\frac{1}{n}$; v — вероятнейшие поправки к наблюденным превышениям по каждому из ходов сети, мм; k — число избыточных твердых точек.

В случае простых одиночных ходов и одиночных замкнутых полигонов средняя квадратическая погрешность высоты любой марки хода

$$m = \mu \sqrt{\bar{n}}. \quad (\text{XVII.15})$$

Для сети полигонов средним показателем жесткости системы может быть

$$\left(\frac{1}{p}\right)_{cp} = \frac{m^2}{\mu}, \quad (\text{XVII.16})$$

т. е. величина, обратная весу уравненной суммы превышений на единицу периметра. С увеличением жесткости системы этот показатель уменьшается.

Так как $p = \frac{1}{n}$, то для условного полигона показатель жесткости системы

$$\left(\frac{1}{p}\right)_{cp} = n_{cp} = \frac{[n]}{N}. \quad (\text{XVII.17})$$

Тогда для любой марки условного полигона средняя квадратическая погрешность высоты

$$m_{cp} = \mu \sqrt{\frac{[n]}{N}}. \quad (\text{XVII.18})$$

Для наиболее слабого места в середине условного полигона (в мм)

$$M_{\text{сред. марки}} = \mu \sqrt{\frac{[n]}{2N}}, \quad (\text{XVII.19})$$

где n — общее число станций во всех полигонах.

Погрешность определения осадки из двух циклов находят по формуле (в мм)

$$m_{oc} = \sqrt{M_1^2 + M_2^2}, \quad (\text{XVII.20})$$

где M_1 и M_2 — погрешности высоты марки в наиболее слабом месте хода в первом и последующем циклах наблюдений. Фактически полученная за 57 циклов наблюдений средняя погрешность определений осадки марок не превысила 0,88 мм. Таким образом, нивелирование I класса с уравниванием результатов по способу полигонов В. В. Попова полностью обеспечивает определение осадки наиболее удаленных от репера осадочных марок с заданной точностью.

После вычисления окончательных высот осадочных марок по каждому циклу составляют ведомость текущих (между двумя циклами) и суммарных осадок марок. Абсолютные осадки марок

вычисляют по отношению к их высотам, полученным в первом цикле измерений. Среднюю осадку фундамента по каждому из блоков проще всего вычислить, разделив сумму осадок всех наблюдаемых марок на их число.

§ 82. Результаты наблюдений, крены, прогибы фундаментов

Разность между наибольшей и наименьшей осадками на всей площади контролируемых фундаментов здания (по всем блокам) после 57 циклов наблюдений составила 68 мм при расчетной 122 мм.

Расчетные полные осадки блоков показаны на рис. 190. Наиболее нагружен блок А; средняя абсолютная осадка его к сдаче в эксплуатацию составила $\approx 60,6$ мм; при расчетной полной осадке краев 102—143 мм и центра 110 мм фактическая осадка краев составила 55,7—68,9 мм, а центра — 65 мм; средняя осадка менее нагруженного блока Г достигла $\approx 27,7$ мм.

Сопоставление расположения марок с величиной их осадок показало постепенный рост осадок от оси Р к оси Н (см. рис. 188).

С учетом постоянной и временной нагрузок машинного зала и деаэраторной этажерки (между осями П и Н) расчетная полная осадка центра определена в 22 мм, а фактическая составила 18 мм. По расчету полная осадка краев этажерки с наиболее сосредоточенными нагрузками на основание (учитываются конструкции и оборудование) находилась в пределах 21—61 мм, а фактическая оказалась 20,7—58,4 мм.

Указанные данные подтверждают правильность проектных расчетов. Скорость осадки по блоку А до сдачи его в эксплуатацию за весь период наблюдений составила 0,8 мм за месяц.

Абсолютный крен по продольной оси симметрии корпуса А, вычисленный по разности осадок краевых марок, составил 2,4 мм, а по поперечной — 5,5 мм; по I очереди корпуса Г — соответственно 0 и 18,5 мм.

Деформацию фундамента характеризует также величина стрелы его прогиба, вызываемого неодинаковой осадкой в центре и по краям.

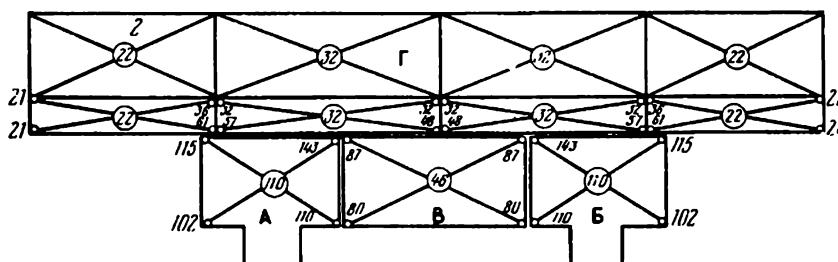


Рис. 190. Расчетные полные осадки блоков

Полученные величины прогиба сравнивают с расчетными или с предельной, приведенной в СНиП II-15-74.

Наблюдениями осадок было установлено, что прогиб фундаментов блоков А, В и Г отсутствует; стрела прогиба по продольной оси фундамента блока Б составляет 13,2 мм, а по поперечной — 7,1 мм.

Опыт показал, что при осадке крупных зданий возникает зона деформации. Для таких сооружений, как электростанция, возводимых на отдельных площадках, зону деформаций рекомендуется определять нивелированием грунтовых реперов, расположенных возле здания.

ГЛАВА XVIII

НАБЛЮДЕНИЯ ЗА ОСАДКАМИ И ДЕФОРМАЦИЯМИ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ

§ 83. Значение наблюдений и требования к их точности

В большинстве случаев фундаменты высотных зданий закладывают в плотных, но сжимаемых грунтах, так как скальные породы залегают на значительной глубине. Практика показала, что величина такого сжатия у ряда высотных зданий превышает 10 см.

Для высотных зданий наблюдения за ходом осадки фундамента особенно важны, так как от их равномерности зависят прочность и устойчивость здания; между тем фундаменты высотного здания занимают значительную площадь, внутри которой обычно отмечается неравномерность осадки. Опыт показал, что конструкция фундамента в виде жесткой полой ребристой коробки с нижней и верхней железобетонными плитами снижает неравномерность осадок. В таких фундаментах нагрузка частей здания передается на грунт основания через верхнюю плиту, продольные и поперечные стены коробки и нижнюю плиту. В конструкции предусматриваются усадочные проемы; их бетонируют после возведения нескольких ярусов каркаса. Такая жесткая конструкция фундамента обеспечивает равномерное распределение нагрузок от центра на края плиты.

Нередко фундаменты высотных зданий закладывают на значительную глубину, доходящую до 20 м (здание МГУ и др.). Инструментальные наблюдения показали, что при равенстве нагрузки от сооружения бытовому давлению происходит неполное погашение подъема котлована, вызванного освобождением от бытового давления — массы грунта, вынутого из котлована. Для здания МГУ, например, «отдача» дна котлована составила 30—35 мм, а осадка

при нагрузке, равной природной массе грунта, 20—23 мм. Дальнейшая осадка сооружения до стабилизации составила в среднем 25 мм.

Использование результатов наблюдений за осадками высотных зданий, передающих огромную массу (иногда в несколько десятков тысяч тонн) на небольшие площади основания, особенно необходимо для проектирования.

Наблюдения начинают после закладки фундаментов и продолжают до стабилизации осадок. Стабилизацию определяют по трем последним циклам наблюдений при условии, если осадка в этих циклах находится в пределах точности наблюдений, определяемой согласно СНиП III—2—75. Для уникальных высотных зданий принимают среднюю точность измерения осадок 1 мм.

§ 84. Производство полевых работ

Измерения осадок зданий согласно СНиП III—2—75 следует осуществлять методами геометрического нивелирования. Что касается автоматизированных способов, в частности указанного в [41], то они пока носят экспериментальный характер и в СНиП III—2—75 не включены. Опыт работ, выполненных под руководством автора, показал, что с успехом может быть применена наземная фотопограничная съемка (см. главу XIX). В сеть высотной основы высотного здания в качестве исходных включают не менее трех глубинных реперов для взаимного контроля их устойчивости. Конструкция глубинных реперов и осадочных деформационных марок указана в главе XVII. Кроме обязательной установки марок на углах высотного здания при ленточном фундаменте их размещают по периметру через 50 м; для крупнопанельных зданий со сборными фундаментами — по периметру через 6 м, а при свайных фундаментах через 15 м по продольным и поперечным осям сооружения.

Размещение марок при коробчатом фундаменте высотных зданий должно обеспечивать проведение изолиний для определения величины осадок и прогиба фундамента в любом месте (рис. 191). В среднем на плите такого фундамента одну марку закладывают на площади 100 м², преимущественно по разбивочным осям и периметру.

Осадочные деформационные марки устанавливают примерно на одинаковой высоте и привязывают их к разбивочным осям, углам здания, проемам и т. д. Места расположения марок наносят на план фундаментов здания в масштабе 1 : 100—1 : 500. При составлении проекта следует определить минимально необходимое число марок, расположив их так, чтобы к маркам был удобный подход с геодезическим инструментом и обеспечивалась их сохранность в возможно большем числе циклов наблюдений.

Осадка высотных зданий, возводимых в застроенных районах, вызывает осадку и соседних зданий. Для определения зоны деформаций часть марок размещают на стенах соседних зданий. Если

высотное здание строится на отдельной площадке, определение зоны деформаций аналогично указанному в § 59.

При нивелировании марок прокладывают замкнутый ход с привязкой к глубинным реперам.

Нивелирование марок производят нивелирами типа Н1 и Н2. Рейки применяют стальные, входящие в комплект таких нивелиров. Удобны для наблюдения за осадками в условиях сооружения высотных зданий малогабаритные рееки конструкции М. Е. Пискунова. Эти рееки могут служить и вместо марок (в этом случае их постоянно закрепляют) быть переносными или подвесными. На металлических полосах рееки наносят штрихи через 5 мм на двух шкалах, смещенные на 2,5 мм, причем нуль-штрихи основной шкалы совмещают с пяткой рееки.

Высокоточное нивелирование при измерении осадок высотных зданий производят при одном или двух горизонтах инструмента в прямом и обратном направлениях. Ходы необходимо замыкать и по возможности повторять в каждом цикле нивелирования.

Согласно [41] предельное расхождение в превышениях при двух горизонтах допускается не более 0,3 мм, а предельная погрешность замкнутого хода из 16 штативов $f_{\text{пп}} = 1,2$ мм (средняя погрешность 0,6 мм).

Практически по размерам в плане фундаментов высотных зданий предельное удаление от глубинного репера, на котором замыкается ход, не бывает более 16 штативов, поэтому погрешность

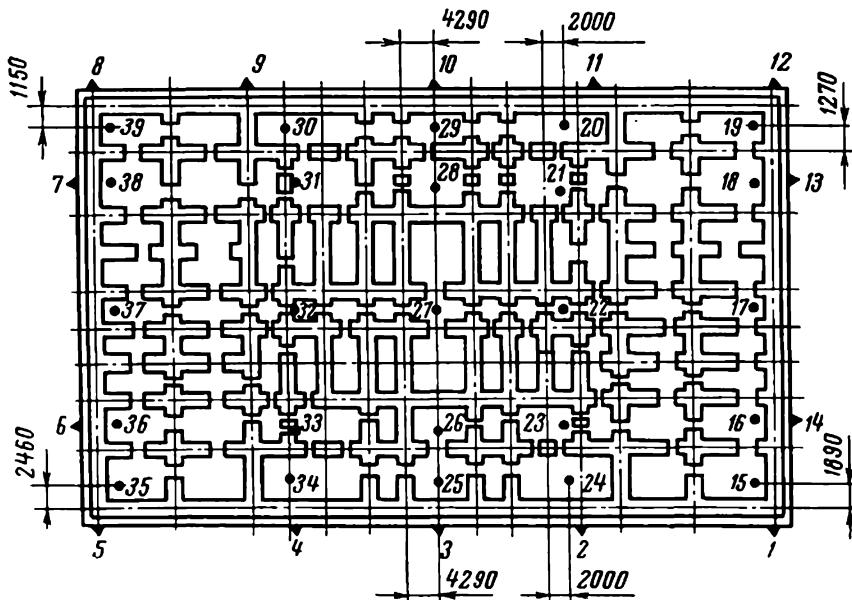


Рис. 191. Схема расположения марок на верхней плите коробчатого фундамента

в высотах осадочных марок будет соответствовать этому требованию.

Опыт работ, выполненных при участии автора, в частности при определении осадок зданий МГУ на Ленинских горах, где впервые в 1950 г. было применено нивелирование короткими лучами, доходившими до 4—6 м, показал, что указанную выше расчетную погрешность можно получить в два раза меньшую. Согласно [19] она доходит до 0,1 мм.

Действие рефракции для таких коротких лучей неощутимо. Погрешность положения штрихов реек относительно пятки оказалась равной 0,07 мм, поэтому для повышения точности рекомендуется применять специальные шкаловые марки.

Неравенства плеч при наблюдениях за осадками высотных зданий допускают до 0,25 м и измеряют их тонким стальным тросом. Общая сумма неравенства плеч на весь ход не должна превышать 1 м.

Полевой контроль наблюдений на станции заключается в подсчете разностей основной и дополнительной шкал реек (эта разность должна находиться в пределах 0,15 мм), а также расхождения удвоенных превышений, вычисленных по отсчетам основной и дополнительной шкал задней и передней реек (предел расхождения 0,3 мм).

§ 85. Вычисление высот марок, определение осадок и деформаций

После обработки журнала и подсчета невязок в ходах их уравнивают. При большом числе ходов можно рекомендовать для уравнивания способ узловых точек, не требующий сложных вычислений.

Погрешность единицы веса вычисляют по формуле

$$\mu = \sqrt{\frac{[pv^2]}{k-m}}, \quad (\text{XVIII.1})$$

где v — невязки по каждому из ходов; k — число ходов; m — число узлов.

Среднюю квадратическую погрешность окончательной высоты узловой точки вычисляют по формуле

$$m_{\text{узл}} = \sqrt{\frac{\mu}{[p]}}, \quad (\text{XVIII.2})$$

где p — вес хода, равный обратной величине числа штативов.

В случае простых ходов, чаще всего встречающихся при строительстве высотных зданий, среднюю квадратическую погрешность высоты марки хода, наиболее удаленной от репера в цикле наблюдений, определяют (без учета уравнивания) по формуле $m = m_{\text{ср}} \sqrt{\frac{1}{n}}$, где $m_{\text{ср}}$ — средняя квадратическая погрешность одной станции, n — число станций до наиболее удаленной марки хода.

Т а б л и ц а 41

№ осадочной марки	Высота в начале наблюдений, мм	Высота в последнем цикле, мм	Осадка с начала наблюдений (за год), мм
1	168 964,9	168 959,4	-5,5
2	168 962,7	168 956,0	-6,7
16	168 967,5	168 961,4	-6,1

$$\text{Средняя осадка в мм } S_{cp} = \frac{|S|}{n} \quad -8,0$$

Нагрузка на основание в кгс/см²

1,75 2,36

m_{ct}	0,19	—	0,14
$M_{\text{сер. ходз}}$	0,54	—	0,40

Осадку определяют из двух циклов наблюдений, при этом ее погрешность может быть получена по формуле (XVII.20). В табл. 41 показана годовая ведомость для марок, установленных на фундаменте экспериментального крупнопанельного многоэтажного здания в Новых Черемушках (г. Москва). Нивелирование выполнялось по методике II класса короткими лучами.

Величина m_{ct} в промежуточных циклах не превышала 0,34 мм, $M_{\text{сер. ходз}} = 0,96$ мм.

Средняя осадка была вычислена делением суммы осадок всех марок на их число, а также по формуле

$$S_{cp} = \frac{S_1 F_1 + S_2 F_2 + \dots + S_n F_n}{\sum_1^n F},$$

где S_1, \dots, S_n — осадки марок; F_1, \dots, F_n — соответствующие маркам площади подошвы фундамента.

При определении деформаций этого здания кроме фундаментных наблюдались цокольные марки и марки-крючки, заложенные на уровне пятого этажа и расположенные строго по вертикали над цокольными марками. В четвертом цикле нивелирования цокольных марок их абсолютные отметки при помощи компарированной рулетки, подвешенной с грузом в 10 кг, были переданы на марки пятого этажа. В пятом и шестом циклах наблюдений нивелирова-

ние марок пятого этажа повторялось. Анализ полученных результатов показал, что осадки марок пятого этажа в некоторых случаях превосходят осадки фундамента, а в некоторых случаях приближаются к ним и иногда имеют разные знаки. Очевидно, на величину осадки верхних марок влияет деформация стен из-за усадки междуэтажных швов и температурных изменений.

По высотам осадочных марок, полученным на протяжении длительного периода наблюдений, составляют следующие материалы, характеризующие ход осадки и работу конструкции зданий:

1) кривые осадок каждой точки во времени в зависимости от измерения нагрузок на основании фундамента;

2) графики совмещенных кривых осадок; пучки таких кривых характеризуют деформацию определенных частей фундамента;

3) кривую осадки при одинаковой нагрузке на грунт, но при разных площадях основания. Такой график характеризует поведение грунтов, составляющих основание фундамента;

4) эпюру абсолютных осадок фундамента, на которой величины осадок откладывают по вертикали, соединяя линиями положение марок в каждом цикле наблюдений. Такое изображение хода осадок особенно наглядно для ленточных фундаментов;

5) линии равных осадок фундамента.

Изучение таких материалов дает возможность проектировщикам более правильно определять возможные осадки.

Неравномерность осадки высотного здания определяется разностью между наибольшей и наименьшей осадками на всей площади фундамента и является результатом неодинаковой сжимаемости грунтов под фундаментом. Здание МГУ состоит из высотного центрального корпуса и многоэтажных крыльев. Наиболее нагружен центральный корпус, абсолютная осадка которого составила 68 мм. Менее нагруженные крылья здания дали осадку 47 мм. Сопоставление расположения марок с величиной их осадок показало постепенное, без резких скачков, изменение осадки от центра к краям фундамента. Как правило, осадка высотных зданий продолжается и после прекращения местных нагрузок. По зданию МГУ, например, осадка продолжалась более года. Скорость осадки высотного здания, среднюю осадку основания, наклон фундамента (его прогиб) определяют по формулам [2].

При появлении в многоэтажном здании трещин определяют причины их возникновения. Трещины могут быть усадочными, деформационными из-за неравномерной осадки конструкций и температурными. Особенно важна немедленная организация наблюдений за деформационными трещинами. Это необходимо для выяснения характера деформации конструкции, причин возникновения и степени опасности деформации для нормальной эксплуатации. Измерения рекомендуется производить по методике, изложенной в работе [2].

ГЛАВА XIX

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДЕФОРМАЦИЙ ЗДАНИЯ СТЕРЕОФОТОГРАММЕТРИЧЕСКИМ МЕТОДОМ

§ 86. Технические условия. Базисы фотографирования. Контрольные и деформационные марки

Метод наземной фототопографической съемки [46] дает возможность непосредственно определять деформации здания в трех плоскостях по разностям координат точек в циклах наблюдений. Полученные этим методом данные позволяют вычислить осадки, сдвиги, прогибы и крены сооружения. СНиП II—15—74 предусматривает предельную величину относительного прогиба (перегиба) несущих стен многоэтажных крупноблочных и кирпичных зданий $S_{\text{пред}} = 0,001 - 0,0013$ от длины изгибающего участка.

Для участка стены 80 м $S_{\text{пред}} = 80 - 104$ мм. Согласно [2], предельные погрешности измерений деформации должны составлять $0,1S_{\text{пред}}$, т. е. в нашем случае $\Delta_{\text{пред}} = 8 - 10$ мм. Отсюда средняя квадратическая погрешность измерений равна 4—5 мм. Сдвиги зданий и сооружений должны быть измерены с точностью 2—10 мм [41].

Исходя из указанных допусков, следует принять, что средняя квадратическая погрешность измерения деформаций здания стереофотограмметрическим методом не должна превышать 5 мм. Эта величина включает погрешность исходных данных $m_{\text{исх}}$ и измерений $m_{\text{изм}}$. Для рассматриваемого метода $m_{\text{исх}}$ — погрешность определения координат концов базисов фотографирования. При условии $2m_{\text{исх}} = m_{\text{изм}}$ получим $m_{\text{исх}} = 1,7$ мм, $m_{\text{изм}} = 3,4$ мм.

Рассмотрим методику наблюдений на примере из практики автора. В качестве объекта съемки принята фасадная стена промышленного здания длиной 240 м, разделенная на три блока по 80 м. Для равномерного охвата наблюдений базисы фотографирования располагают на оптимальном расстоянии от здания. Это расстояние определяется резкостью изображения, влияющей на точность определения деформаций, площадью съемки, необходимости создать прямую видимость между концами базисов для более точного их координирования. Места наибольших вероятных деформаций предусмотрены проектом по краям и в середине блоков. С учетом конфигурации блоков и указанных выше условий базисы разместили на расстоянии 40—60 м один от другого и в 22 м от здания (рис. 192).

Длина базиса фотографирования определялась по формуле

$$b = Y^2 \frac{m_p}{m_Y f_k}, \quad (\text{XIX.1})$$

где m_p — погрешность определения горизонтального параллакса; m_Y — погрешность в определении отстояния на местности, соответствующая требуемой точности; f_k — фокусное расстояние.

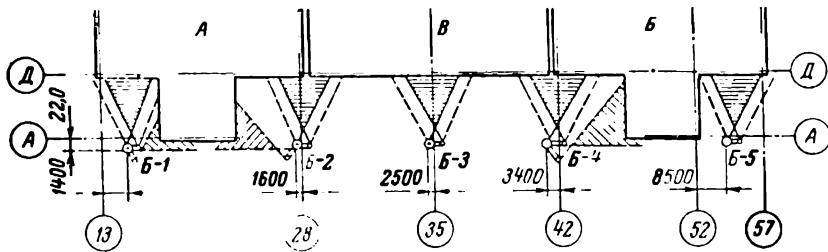


Рис. 192. Расположение базисов фотографирования

Из формулы (XIX.1) следует, что чем больше длина базиса b , тем меньше погрешность m_Y . Предельный параллактический угол, при котором возможно стереоскопическое восприятие, равен 15° . При таком угле отстояние фототеодолита $Y \approx 4b$, и в нашем случае при $Y = 22$ м $b = 5$ м. В комплект фототеодолита Photheo, «Карл Цейсс, Иена» (ГДР) (рис. 193), при помощи которого выполнялась работа, входит тахеометр Theo 020 и фотокамера с $f_k = 195$ мм (размер снимка 13×18 см).

Для того чтобы погрешность исходных данных оказывала одинаковое влияние на каждое определение фотограмметрических координат, важно стабильное положение пунктов, с которых производится съемка. Для такого закрепления рекомендуется трубча-

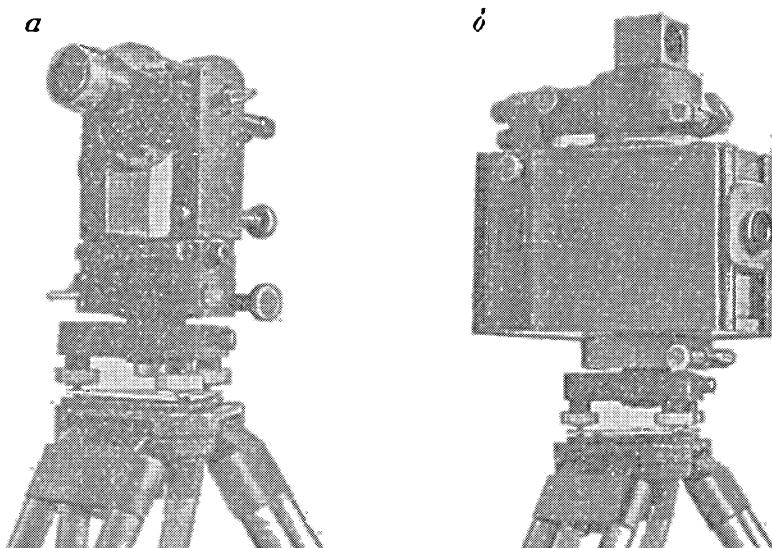


Рис. 193. Фототеодолит Photheo (ГДР):
а — тахеометр Theo 020; б — фотокамера 13×18 см

тый репер, состоящий из реферной и защитной труб, закладываемых ниже глубины промерзания в устойчивый грунт. Головка знака, передвигающаяся в каретке на величину 15 мм перпендикулярно к линии базиса, устанавливается на отметке строительного нуля здания 0,0 м и приваривается к реферной трубе. Вокруг знака для установки прибора бетонируют площадку. За начало фотограмметрической системы координат обычно принимают левую точку базиса, поэтому такими знаками закрепляют эти точки. Правый конец базиса легко устанавливают в проектное положение в каждом цикле измерений при помощи теодолита и рулетки и закрепляют обычным монолитным знаком с зацементированной в его поверхность металлической пластинкой 200×200 мм для фиксации на ней положения правой точки. Монолиты закладывались в 5 м от основного знака по линии базисов с отметкой верха 0,00 м.

При нормальном к линии базиса положении оси фотографирования (нормальный случай съемки) масштаб съемки в нашем случае

$$\frac{1}{M} = \frac{f}{Y} = \frac{195 \text{ мм}}{22\,000 \text{ мм}} = \frac{1}{113}.$$

Ширина L и высота H снимаемой площади при размерах снимка 180×130 мм будут равны $L = 180 \times 113 \text{ мм} = 20,3 \text{ м}$; $H = 130 \times 113 \text{ мм} = 14,7 \text{ м}$.

При $b = 5,0 \text{ м}$ и высоте оптической оси над поверхностью земли $h = 1,5 \text{ м}$ (рис. 194) площадь F , перекрытая съемкой с двух концов базиса, будет равна

$$F = L'H',$$

где $L' = 20 \text{ м} - 5 \text{ м} = 15 \text{ м}$; $H' = \frac{14,7 \text{ м}}{2} + 1,5 \text{ м} = 8,8 \text{ м}$. Отсюда $F = 132 \text{ м}^2$.

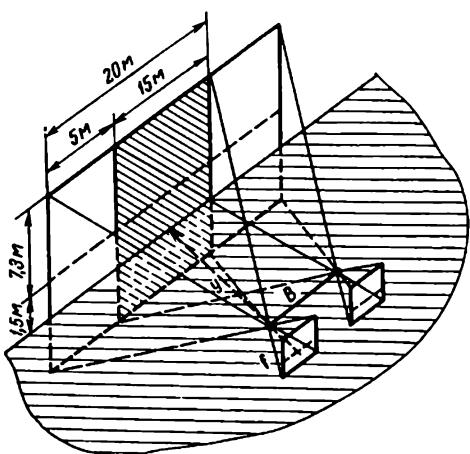


Рис. 194. Полезная площадь фотосъемки

Средние квадратические погрешности определения пространственных координат X , Y , Z при нормальном случае съемки вычисляют по формулам

$$\left. \begin{aligned} m_Y^2 &= \left(\frac{m_b}{b} \right)^2 Y^2 + \left(\frac{m_p}{bf} \right)^2 Y^4; \\ m_X^2 &= \left(\frac{m_b x_1}{bf} \right)^2 Y^2 + \left(\frac{x_1 m_p}{bf^2} \right)^2 Y^4 + \left(\frac{m_x}{f} \right)^2 Y^2; \\ m_Z^2 &= \left(\frac{m_b z_1}{bf} \right)^2 Y^2 + \left(\frac{z_1 m_p}{bf^2} \right)^2 Y^4 + \left(\frac{m_z}{f} \right)^2 Y^2. \end{aligned} \right\} \quad (\text{XIX.2})$$

Учитывая, что $\frac{f}{p} = \frac{Y}{b}$, получаем

$$\left. \begin{aligned} m_Y^2 &= \left(\frac{Y}{b} \right)^2 m_b^2 + \left(\frac{Y}{p} \right)^2 m_p^2; \\ m_X^2 &= \left(\frac{x_1}{p} \right)^2 m_b^2 + \left(\frac{x_1 Y}{pf} \right) m_p^2 + \left(\frac{Y}{f} \right)^2 m_x^2; \\ m_Z^2 &= \left(\frac{z_1}{p} \right)^2 m_b^2 + \left(\frac{z_1 Y}{pf} \right)^2 m_p^2 + \left(\frac{Y}{f} \right)^2 m_z^2, \end{aligned} \right\} \quad (\text{XIX.3})$$

где m_Y , m_X , m_Z — средние квадратические погрешности координат X , Y , Z ; m_b , m_x , m_z , m_p — соответственно средние квадратические погрешности измерений базиса фотографирования, координат x , z фотоснимка и параллакса p ; x_1 , z_1 — координаты определяемой точки на левом фотоснимке; b — длина базиса фотографирования; f — фокусное расстояние камеры.

По результатам теоретических исследований и практических данных величины: $m_p = 0,005$ мм, $m_x = m_z = 0,01$ мм. Величина m_b зависит от измерительного прибора и способа измерений базиса фотографирования. При измерении базиса инварной рулеткой со средней квадратической погрешностью $m_{изм} = 0,2$ мм и центрировании фототеодолита над знаком с $m_{центр} = 0,5$ мм получим $m_b^2 = 2m_{центр}^2 + m_{изм}^2$, или $m_b = 0,73$ мм. Для рассматриваемого примера $b = 5$ м, $Y = 22$ м, $f = 195$ мм, $x_1 = 90$ мм, $z_1 = 60$ мм, $\frac{bf}{Y} = p = 44,3$ мм; $m_Y = 4,0$ мм, $m_X = 2,2$ мм, $m_Z = 1,7$ мм.

Из формул (XIX.2)–(XIX.3) следует, что на погрешности m_Y , m_X и m_Z (особенно на m_Y) больше всего влияет погрешность измерения базиса m_b . Для уменьшения влияния этой погрешности следует повысить точность измерения базиса и центрирования фототеодолита на концах базиса. При $m_{центр} = 0,2$ мм и $m_{изм} = 0,2$ мм $m_b = 0,35$ мм, $m_Y = 2,9$ мм, $m_X = 1,8$ мм и $m_Z = 1,4$ мм. Здесь погрешности m_X и m_Z получены для точек, расположенных на краях фотоснимка. При уменьшении X и Z соответственно уменьшаются и погрешности m_X и m_Z .

Погрешности элементов внутреннего ориентирования (координат главной точки фотоснимка и фокусного расстояния камеры)

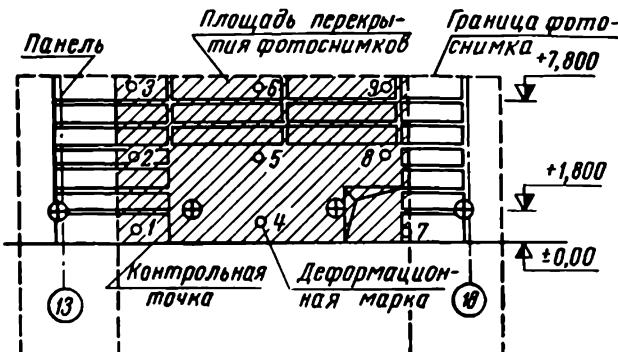


Рис. 195. Контрольные и деформационные марки

систематические и не влияют на точность определения деформаций, так как они однапаковы во всех циклах измерений. Погрешности же элементов внешнего ориентирования величин, определяющих положение фотоснимка относительно координат местности, существенно влияют на точность определения деформаций. Погрешности внешнего ориентирования находят по направлениям на контрольные точки. С учетом зоны перекрытия фотоснимков всего для каждого базиса закладывали четыре контрольные точки (марки) по оси здания (рис. 195) на отметке +1,80 м в облицовочных панелях, жестко скрепленных со стеной. Ширина полосы контрольной точки определяется по формуле

$$T = \frac{Yt}{f}, \quad (\text{XIX.4})$$

где T — ширина полосы контрольной точки (рис. 196); t — ширина этой же полосы на фотоснимке, которая должна быть в 2—3 раза больше ширины марки стереокомпаратора.

При $Y=22$ м, $f=200$ мм,
 $t=0,2$ мм

$$T = \frac{22000 \cdot 2}{200 \cdot 10} = 22 \text{ мм.}$$

В центре контрольной точки (марки) просверливают отверстие (см. рис. 196) для определения высоты при помощи подвесной рейки.

В качестве наблюдаемых деформационных марок приняты квадраты фактурного слоя «Ирис» панелей, отмеченные краской с надписанным номером; могут быть использованы и хорошо

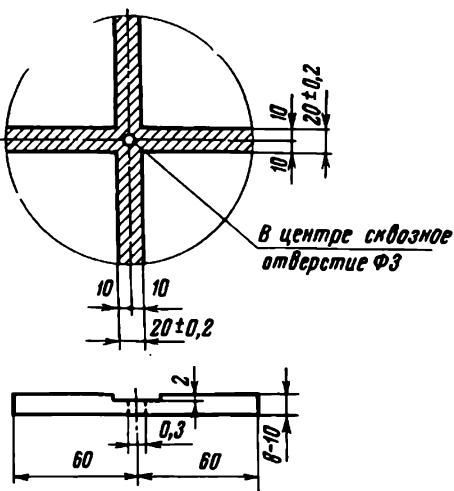


Рис. 196. Контрольная точка

опознаваемые точки дверных и оконных проемов или других конструктивных элементов.

Для определения деформаций по осям X , Y и Z достаточно наблюдать за двумя точками, расположенными по краям полезной площади фотоснимка. Третья точка обеспечивает контроль наблюдений. Расположение контрольных и деформационных точек для базисов 1 и 5 показано на рис. 195.

§ 87. Полевые работы

Геодезические координаты. В устойчивости знаков, закрепляющих базисы, необходимо убедиться перед каждым циклом наблюдений. Погрешности определения координат зависят от точности угловых и линейных измерений для координаты Y и только от линейных для координаты X (ось X — направление базиса, ось Y — направление оптической оси и ось Z — направление перпендикуляра к осям X и Y).

На рис. 197 показана схема расположения исходных пунктов и знаков базисов фотографирования. Для обеспечения точности определения деформаций $m_y = 2,9$ мм, $m_x = 1,8$ мм и $m_z = 1,4$ мм исходные пункты необходимо иметь с точностью $m_{\text{исх}} = 1,7$ мм (см. выше). Исходя из принципа равных влияний угловых и линейных измерений $m_{\text{угл., лин.}} = \frac{m}{\sqrt{2}} = 1,2$ мм. В нашем примере наименее точно определяемым является пункт $P-3$ (см. рис. 197), расположенный в середине хода, проложенного между двумя твердыми пунктами (A_1 и A_{65}) на расстоянии 192 м от пункта A_1 . Линии измерены двумя инварными проволоками при трех сдвигах шкал. Влияние всех источников погрешностей, подсчитанных по известным формулам, на измерение одного пролета составляет

$$m_{\text{пр}} = \sqrt{m_{\text{комп}}^2 + m_{\text{веш}}^2 + m_{\text{натяж}}^2 + m_{\text{ветр}}^2 + m_{\text{накл}}^2 + \dots} \\ \leftarrow \dots + m_{\text{тепл}}^2 + m_{\text{отеч}}^2 + m_{\text{шт}}^2 = 0,3 \text{ мм.}$$

На концах сторон хода устанавливались оптические центриры с точностью центрирования 0,5 мм.

Для линии $A_1 - P-3$, равной 192 м, число измеряемых пролетов с учетом домеров равно 17 при двух погрешностях центрирова-

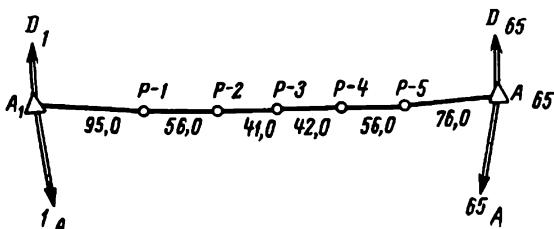


Рис. 197. Исходные пункты и знаки базисов

ния (промежуточное центрирование над точками $P-1$ и $P-2$ не влияет на точность измерения всей линии).

Следовательно, $m_{\text{лин}} = \sqrt{m_{\text{пп}}^2 n + m_{\text{центр}}^2} = \sqrt{0,09 \cdot 17 + 0,25} = 1,35$ мм, т. е. практически равна расчетной (1,2 мм).

При угловых измерениях погрешность поперечного сдвига (погрешность координаты Y) для точки $P-3$ подсчитывают по формуле

$$m_u = \frac{m_\beta}{\rho''} L \sqrt{\frac{n+3}{12}}, \quad (\text{XIX.5})$$

где n — число углов.

Рассчитаем m_β при заданной $m_u = 1,2$ мм, $L = 192$ мм и $n = 3$. Согласно (XIX.5)

$$m_\beta = \frac{m_{\text{пп}}}{L \sqrt{\frac{n+3}{12}}} = \frac{1,2 \cdot 2 \cdot 10^6}{192 \cdot 10^3 \sqrt{\frac{3+3}{12}}} = 2''.$$

Для того чтобы каждый из источников погрешностей угловых измерений (инструментальные, центрирования и редукции, собственно измерения углов и внешних условий) не выходил за пределы $m_{\text{ист}} = \frac{2''}{5} = 0,9''$, необходимо: закладывать базисные знаки на одной высоте; точность центрирования и редукции обеспечивать в пределах 0,3 мм; визирование производить на иголки; вести наблюдения при наименьшем влиянии боковой рефракции, равномерном освещении визирных целей и т. д.

На знаках $P-1$, $P-5$ измеряют также направления на контрольные точки 1, 2 и 3. Направления с пунктов A_1 и A_{65} на D_1 и 1_A и соответственно на D_{65} и 65_A принимаются за исходные для всех циклов измерений. Оценку точности измеренной длины линии одной проволокой производят по формуле $m = \sqrt{\frac{\sum \delta^2}{n-1}}$, где n — число проволок; δ — отклонение длины линии, измеренной одной проволокой от среднего значения.

Средняя квадратическая погрешность измерения линии несколькими проволоками (окончательный результат) $M = \frac{m}{\sqrt{n}}$. Оценку точности результатов угловых измерений на станции производят по формуле Петерса

$$\mu = \frac{1,25}{\sqrt{m(m-1)}} \frac{\sum |v|}{n}, \quad (\text{XIX.6})$$

где μ — погрешность одного направления, измеренного одним приемом; m — число приемов; n — число направлений; $\sum |v|$ — сумма абсолютных величин уклонений измеренных направлений от их средних значений, вычисленная по всем направлениям и по всем приемам.

Точность среднего направления, полученного из m приемов, вычисляют по формуле $M = \frac{\mu}{\sqrt{m}}$. Геодезические координаты знаков базисов фотографирования в системе строительной сетки вычисляют от исходного знака и дирекционного направления $1_A - A_1$.

Высоты реперов и контрольных точек определяют методом высокоточного нивелирования с точностью определения высоты наиболее удаленной точки $M = 1$ мм. Точность определения деформаций m определяется $m_{\text{исх}}$ и погрешностью определения координат деформационных точек m_f . Точности $m_{\text{исх}}$ для координат XY одинаковы и равны 1,2 мм, для координат Z (высоты) 1 мм. Таким образом, общие погрешности определения координат деформационных точек $m_y = \sqrt{2,9^2 + 1,2^2} = 3,1$ мм, $m_x = \sqrt{1,8^2 + 1,9^2} = 2,1$ мм, $m_z = \sqrt{1,4^2 + 1,0^2} = 1,7$ мм.

Полученные результаты позволяют сделать вывод о том, что при рекомендуемом методе определения исходных данных величины получаемых погрешностей существенно не влияют на точность определения деформаций.

Деформации вычисляют по разностям координат деформационных точек, полученных в предыдущем и последующем циклах, поэтому общие погрешности деформаций будут равны $m_y = 3,1 \sqrt{2} = 4,3$ мм, $m_x = 2,1 \sqrt{2} = 2,9$ мм; $m_z = 1,7 \sqrt{2} = 2,4$ мм, что соответствует техническим условиям.

Фотографирование деформационных точек. До фотографирования редуцируют левые точки базисов и устанавливают правые в проектное положение. Для этого после вычисления координат левых концов базисов устанавливают все пункты в створ, плавно перемещая головки знаков перпендикулярно к линии базисов.

Над полученными пунктами $P-1$ и $P-2$ устанавливают оптический центрир, а на противоположном конце — визирную марку из комплекта фототеодолита. На пункте $P-2$ в подставку вместо оптического центрира устанавливают теодолит и от пункта $P-1$ по заданному теодолитом направлению отмеряют инварной лентой расстояние до правого конца базиса. На пункте $P-1$ оптический центрир заменяют тщательно выверенным фототеодолитом. При помощи ориентирующего приспособления, наведенного на визирную марку $P-5$, оптическую ось фотокамеры устанавливают перпендикулярно к линии базисов. После приведения уровней на нуль-пункт (этим обеспечивается горизонтальность оптической оси и вертикальность пластинки в пределах $10''$) производят фотографирование.

Высоту оптической оси определяют от ближайшего знака, после чего фототеодолит устанавливают на правом конце базиса, ориентируют его на $P-5$ и снова производят фотографирование. Величина конвергенции (непараллельности оптических осей пары фотоснимков) не должна превышать $5''$. Оптические центриры и

фототеодолит юстируют согласно [29]. На счетчиках фототеодолита устанавливают порядковый номер фотоснимка, буквами *A* и *B* обозначают соответственно левый и правый снимки. При экспонировании применяют экспонометр и дублируют фотоснимки. Фотоснимки сразу же проявляют и при необходимости фотографирование повторяют. От качества негативов в значительной степени зависит точность определения координат на фотоснимке.

§ 88. Камеральные работы

Обработка негативов. Фотокамера в момент экспозиции неподвижна, поэтому фотоматериалы применяют с малой светочувствительностью. Разрешающая способность негативов соответствует разрешающей силе объектива фототеодолита — 0,02 мм. Лучше всего проявлять негативы при $t = -18^{\circ}\text{C}$ в проявителе Чибисова в течение 6 мин, фиксировать в кислом фиксаже 6 мин и промывать 25 мин. Сушат негативы в сухом помещении в горизонтальном положении. Для стереоскопической обработки требуются одинаковые по плотности и контрастности негативы.

Обработка фотоснимков на стереокомпаратore. Стереокомпаратор служит для измерения прямоугольных координат левого фотоснимка и параллаксов одноименных точек пары фотоснимков.

Стереокомпаратор 1818 фирмы «Карл Цейсс, Иена» (ГДР) (рис. 198), на котором производилась обработка негативов, отличается от других моделей расположением оптических систем и

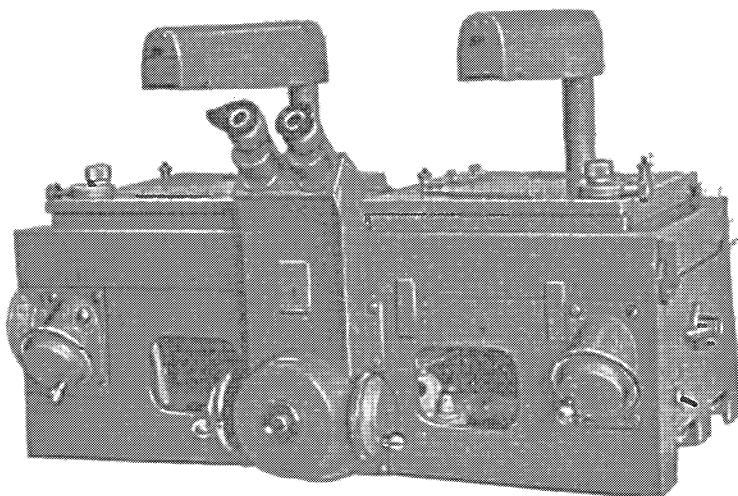


Рис. 198. Стереокомпаратор 1818 (ГДР)

счетных устройств. Бинокулярный микроскоп в этом приборе состоит из двух частей — неподвижной с окулярами и подвижной, расположенной под снимкодержателями.

Координаты и параллаксы на фотоснимках измеряют после установки их на стереокомпараторе эмульсией вниз и ориентирования координатных осей фотоснимков параллельно движениям кареток.

Координаты точки левого негатива измеряют смещением левой каретки и подвижной части бинокулярного микроскопа и отсчитывают по шкале с ценой деления 0,02 мм (точностью отсчета 0,01 мм). Горизонтальный параллакс измеряют смещением правой каретки вдоль оси (x) и отсчитывают по шкале, цена деления которой 0,005 мм, а точность отсчета 0,001 мм. Вертикальный параллакс измеряют смещением правой подвижной части бинокулярного микроскопа относительно левой части вдоль оси z прибора и отсчитывают по головке с ценой деления 0,01 мм и точностью отсчета 0,002 мм. Начальные отсчеты (места нулей) шкал x , z и параллаксов p устанавливают кратными десяткам миллиметров. Места нулей шкал x и p — это отсчеты, при которых визирные марки бинокулярного микроскопа стереоскопически наведены на координатные метки главной вертикали, а место нуля шкалы z — отсчет, при котором визирная марка левого микроскопа наведена на координатную метку главной горизонтали левого фотоснимка.

Два видимых в микроскоп изображения совмещают в одну оптическую модель. Последовательно совмещающие наблюдаемые точки с визирной маркой, записывают отсчеты по соответствующим шкалам. Для контроля отсчеты производят дважды и принимают за окончательный средний из них. После вычитания из средних отсчетов места нулей каждой из шкал получают координаты и параллаксы наблюдаемых точек.

Вычисление деформаций. Деформации вычисляют по разностям пространственных координат сооружения, полученных в разных циклах измерений.

В первых циклах измерений проводят контрольные наблюдения за плановым положением знаков крепления левых концов базисов для того, чтобы убедиться в их неподвижности.

Пространственные координаты X , Y и Z вычисляют по формулам зависимости между координатами точек фотоснимка и местности для нормального случая съемки (оптическая ось фототеодолита перпендикулярна к линии базиса)

$$X = \frac{bx}{p}; \quad Y = \frac{bf}{p}; \quad Z = \frac{bz}{p}, \quad (\text{XIX.7})$$

где $p = x_{\text{л}} - x_{\text{пп}}$ — разность абсцисс деформационной точки на левом и правом фотоснимках.

Влияние элементов внутреннего ориентирования на определение x и z на фотоснимке незначительно ($m_{f_k} = 0,025$, $m_{\Delta x} = 0,003$, $m_{\Delta z} = 0,007$).

Погрешности элементов внешнего ориентирования вызывают угол отклонения оси камеры, угол ее наклона и угол поворота фотоснимка. Величины этих погрешностей $\Delta\psi$, $\Delta\omega$, $\Delta\kappa$ на практике часто превышают теоретические допуски, поэтому их необходимо определять. При наблюдениях за деформациями стереофотограмметрическим методом эти погрешности определяют изменением направлений ψ'' и β на контрольные точки.

Координаты контрольных точек вычисляют по формулам

$$\left. \begin{aligned} x_0 &= f \operatorname{tg} \lambda; \\ z_0 &= \frac{f}{\cos \lambda} \operatorname{tg} \beta, \end{aligned} \right\} \quad (\text{XIX.8})$$

где $\lambda = \psi - \psi' = 90^\circ - \psi'$ (для нормального случая съемки).

Находим

$$\left. \begin{aligned} \Delta x &= x - x_0; \\ \Delta z &= z - z_0, \end{aligned} \right\} \quad (\text{XIX.9})$$

где x , z — координаты контрольных точек, полученные на фотоснимке.

Погрешности $\Delta\psi$, $\Delta\omega$, $\Delta\kappa$ вычисляют по формулам

$$\left. \begin{aligned} \Delta\psi &= \frac{\Delta x_2}{f} = \frac{f}{(2f^2 + a^2)} (\Delta x_1 + \Delta x_3); \\ \Delta\omega &= \frac{-\Delta z_2}{f} = \frac{\Delta z_1 + \Delta z_3}{2f}, \end{aligned} \right\} \quad (\text{XIX.10})$$

где индексы 1, 2, 3 — номера контрольных точек; a — абсциссы x контрольных точек 1 и 2 (рис. 199).

Если величины $\Delta\psi$, $\Delta\omega$ и $\Delta\kappa$ в угловой мере превышают $10''$ каждая, а разность $\Delta\psi - \Delta\psi_2 > 5''$, вычисляют поправки в координаты и параллакс для каждой деформационной точки фотоснимка по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \Delta x + \left(f + \frac{x^2}{f} \right) \Delta\psi - \frac{xz}{f} \Delta\omega + z \Delta\kappa; \\ \Delta z - \frac{xz}{f} \Delta\psi - \left(f + \frac{x^2}{f} \right) \Delta\omega - x \Delta\kappa; \\ \Delta p = \Delta x_1 - \Delta x_2. \end{aligned} \right\} \quad (\text{XIX.11})$$

В этих формулах $z = z_1 = z_2$, так как вертикальный параллакс мал; величины с индексом 1 относятся к левому, а с индексом 2 — к правому фотоснимкам.

Для сокращения вычислений поправок в координаты точек фотоснимка за погрешности элементов внешнего ориентирования составляют монограмму.

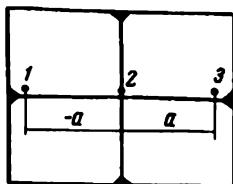


Рис. 199. Абсциссы x контрольных точек

При вычислении поправок $\Delta\psi$, $\Delta\omega$, $\Delta\chi$ следует учитывать, что контрольные направления ψ' и φ измеряют с точки центрирования теодолита (конец базиса), а на фотоснимке эти углы строят в центральной точке проекции фотокамеры (передняя узловая точка), не совпадающей с точкой центрирования. В измеренные углы ψ' и φ необходимо вносить поправки за несовпадение центра проекции фотокамеры с точкой измерения этих углов.

После каждого цикла наблюдений составляют пояснительную записку, к которой прилагают ведомости, графики и схемы, характеризующие деформации сооружения на период наблюдений.

Материалы деформации здания, полученные методом наземной фототопографической съемки, рекомендуется сопоставлять с результатами наблюдений за осадками здания, выполненными методом высокоточного геометрического нивелирования; совместная обработка наблюдений дает более полную характеристику деформаций здания.

В пояснительной записке отмечают появление недопустимых трещин кренов и прогибов здания и иллюстрируют их фотографиями. Итоговый отчет о наблюдениях за осадками здания, выполняемых методом геометрического нивелирования, до их стабилизации дополняют наглядным материалом о прогибах, перегибах и крене здания или его частей, полученных фототопографическим способом.

С П И С О К Л И Т Е Р А Т У Р Ы

1. Большаков В. Д., Цемушкин А. И. Светодальномер топографический СТ-62. М., изд-ие Московского ин-та инженеров геодезии, аэрофотосъемки и картографии, 1968.
2. Брайт П. И. Геодезические методы измерения деформаций оснований и сооружений. М., Недра, 1965.
3. Безвыверочный монтаж путей подвесного транспорта/С. Ю. Рабинович, Э. М. Гуревич, В. В. Белецкий и др. — БНТИ ММСС СССР, Реферативная информация, сер. VII, вып. 11, 1971.
4. Ганышин В. Н. Построение строительной сетки методом угловых засечек. — Геодезия и картография, 1958, № 10.
5. Ганышин В. Н., Коськов Б. И., Хренов Б. И. Справочное руководство по крупномасштабным съемкам. М., Недра, 1977.
6. Ганышин В. Н., Репалов И. М. Геодезические работы при строительстве и эксплуатации подкрановых путей. М., Недра, 1972.
7. Глотов Г. Ф. Геодезия в строительно-монтажном производстве. М., Стройиздат, 1967.
8. Горбенко О. И. Метод приведения линий визирования в вертикальное положение у оптических центрировочных приборов конструкции МИИГАиК. — Изв. вузов. Геодезия и аэрофотосъемка, 1968, вып. 3.
9. Дмитриев Л. П. Геодезические работы на строительстве телебашни в Москве. — Геодезия и картография, 1967, № 7.
10. Допуски при производстве строительно-монтажных и специальных работ. Киев, Будивельник, 1968.
11. Дурнев А. И. Метод линейных засечек. — Изв. вузов. Геодезия и аэрофотосъемка, 1961, вып. 3.
12. Елисеев С. В. Геодезические инструменты и приборы. М., Недра, 1973.
13. Зарубин Б. И. Результаты опытно-производственной работы со светодальномером МСД-1. — Геодезия и картография, 1969, № 11.
14. Зубрицкий И. В. Теоретические основы построения геодезических сетей из четырехугольников. — Труды БСХА, 1952, т. XVIII.
15. Инструкция о построении государственной геодезической сети Союза ССР. М., Недра, 1966.
16. Инструкция по нивелированию I, II, III и IV классов. М., Недра, 1974.
17. Инструкция по топографической съемке в масштабах 1 : 5000, 1 : 2000, 1 : 500. М., Недра, 1973.
18. Инструкция по топографо-геодезическим работам для промышленного, городского и поселкового строительства (СН-212-73). М., Стройиздат, 1974.
19. Климов О. Д., Пискунов М. Е. О точности нивелирования короткими лучами. — Труды МИИГАиК, 1960, вып. 40.
20. Кобылин А. И. Уравнивание системы четырехугольников. — Изв. вузов. Геодезия и аэрофотосъемка, 1958, вып. 3.
21. Кондрашков А. В. Электрооптические дальномеры. М., Геодезиздат, 1959.
22. Коськов Б. И. Справочное руководство по съемке городов. М., Недра, 1974.

23. Кузин Н. А., Лебедев Н. Н. Практическое руководство по городской и инженерной полигонометрии. М., Геодезиздат, 1954.
24. Лебедев Н. Н., Мещеряков А. В. Оптический центрировочный прибор высокой точности. — Изв. вузов. Геодезия и аэрофотосъемка, 1964, вып. 3.
25. Лебедев Н. Н. Курс инженерной геодезии. М., Недра, 1970.
26. Левчук Г. П., Гиртберг М. А. Высокоточная выверка направляющих путей автоматических линий большого протяжения.—Труды Московского ин-та инженеров геодезии, аэрофотосъемки и картографии, вып. 38, 1960.
27. Левчук Г. П. Курс инженерной геодезии. М., Недра, 1970.
28. Ливанов М. М., Зайцев А. К. Геодезические работы на строительстве комплекса зданий СЭВ в Москве. — Геодезия и картография, 1966, № 10.
29. Лобанов А. Н. Фототопография. М., Недра, 1968.
30. Малый светодальномер 2СМ-2 и результаты его испытаний/С. В. Аскеров, А. А. Беднягин, А. И. Захаров и др. — Геодезия и картография, 1977, № 8.
31. Маркшайдерский светодальномер и его испытания/В. А. Синицын, И. А. Попов, Г. И. Бородулин, Е. Н. Мальцев. — Геодезия и картография, 1968, № 9.
32. Мисковец В. К. Разбивка и выверка конструкций сборных зданий. М., Стройиздат, 1969.
33. Неверов Л. А. Новый фазовый инфракрасный дальномер КДГ-3 («Квант»). — Геодезия и картография, 1969, № 9.
34. Обобщение опыта применения светодальномеров/Г. И. Бородулин, Б. И. Злобин, В. И. Куликов, А. И. Чупанов—Геодезия и картография, 1977, № 2.
35. Оссянников К. Л., Гуревич Д. Г., Желудков В. В. Москва поднимает этажи. М., Профиздат, 1968.
36. Олесов И. П., Макеров В. И. Безвыверочный монтаж стальных конструкций. — Промышленное строительство, 1977, № 2.
37. Пащенков В. З. Радио- и светодальномеры. М., Недра, 1972.
38. Пик Л. И., Плонский С. С. Опыт применения светодальномера КДГ-3. — Геодезия и картография, 1969, № 9.
39. Попов В. В. Уравновешивание сети полигонов. М., Геодезиздат, 1954.
40. Романовский В. И. Применение математической статистики в опытном деле. М.—Л., Гостехиздат, 1947.
41. Руководство по наблюдениям за деформациями оснований и фундаментов зданий и сооружений. М., Стройиздат, 1975.
42. Руководство по производству геодезических работ в промышленном строительстве. М., Стройиздат, 1977.
43. Русская Е. А. Исследование нормальности распределения ряда разностей двойных светодальномерных измерений линий. — Труды Московского института инженеров геодезии, аэрофотосъемки и картографии, вып. 57, 1970.
44. Светодальномер СМ-5/А. И. Захаров, Ф. В. Россомахо, Л. Н. Сикорская и др. — Геодезия и картография, 1978, № 9.
45. Светодальномер МСД-1М/Ю. Н. Водеников, И. М. Лифшиц, Б. Т. Литвинюк и др. — Геодезия и картография, 1974, № 5.
46. Сердюков В. М. Фотограмметрия в промышленном и гражданском строительстве. М., Недра, 1977.
47. Смирнов Н. В., Белугин Д. А. Теория вероятностей и математическая статистика в приложении к геодезии. М., Недра, 1969.

48. *Справочник геодезиста*. Под редакцией В. Д. Большакова и Г. П. Левчука. М., Недра, 1975.
49. *Стародубов В. Л., Сундаков Я. А.* Короткобазисная параллактическая полигонометрия. М., Госгеолтехиздат, 1963.
50. *Сундаков Я. А.* Геодезические работы при строительстве многоэтажных зданий. М., Геодезиздат, 1956.
51. *Сундаков Я. А.* Геодезические работы при возведении крупных промышленных сооружений и высотных зданий. М., Недра, 1972.
52. *Сундаков Я. А.* Высокоточные геодезические работы при установке технологических линий значительной протяженности.— В кн.: Вопросы атомной науки и техники. Серия: Строительство, 1973, вып. 1 (2). М., ЦНИИатоминформ.
53. *Сундаков Я. А.* Высокоточные метрологические работы и микронивелирование при установке технологических линий значительной протяженности. — В кн.: Вопросы атомной науки и техники. Серия: Строительство, 1974, вып. 1 (3). М., ЦНИИатоминформ.
54. *Тревого И. С.* Пути повышения точности светодальномерных измерений сторон городской полигонометрии. — Геодезия и картография, 1977, № 6.
55. *Честкин Е. К.* Из опыта применения светодальномера МСД-1М в инженерно-геодезических работах. — Геодезия и картография, 1966, № 9.
56. *Экомасов А. П.* Применение точного светодальномера для создания строительной сетки. — Геодезия и картография, 1970, № 8.
57. *Eger.* Das EOS in der geodätischen Praxis. Vermessungstechnik, 4, 1967.
58. *Richter H. und Wendt H.* Elektro-optisches streckenmeßgerät EOS aus Jena. Vermessungstechnik, 4, 1965.
59. *Richter H. und Wendt H.* Das neue elektrooptische Streckenmeßgerät EOK 2000 aus Jena Allg. Vermessungsnachrichten 76 (1969), Heft 2.

О Г Л А В Л Е Н И Е

Предисловие	3
РАЗДЕЛ I	
ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ПОСТРОЕНИИ ОСНОВЫ НА КРУПНЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ ПЛОЩАДКАХ И ПРИ ВОЗВЕДЕНИИ ПРОМЫШЛЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ	
Г л а в а I. Геодезическая основа	5
§ 1. Схема построения геодезической основы на строительных площадках	5
§ 2. Городская и инженерная полигонометрия	9
§ 3. Полигонометрия как основа для переноса проекта в натуре	10
§ 4. Основа для переноса в натуре высотных зданий	13
§ 5. Высотная основа	15
Г л а в а II. Инженерные сети микротрилатерации	18
§ 6. Сущность метода трилатерации	18
§ 7. Уравнивание инженерной сети трилатерации	21
§ 8. Применение микротрилатерации для плановой основы крупных цехов	24
Г л а в а III. Четырехугольники без диагоналей	41
§ 9. Сущность метода	41
§ 10. Сети из четырехугольников	46
§ 11. Полевые и камеральные работы	50
Г л а в а IV. Построение строительных сеток и специальной цеховой основы способом четырехугольников без диагоналей	56
§ 12. Технические условия и способы разбивки строительных сеток	56
§ 13. Проектирование строительной сетки и полевые работы	61
§ 14. Строгое уравнивание координат пунктов сетки	64
§ 15. Специальная сеть цеховой основы	70
Г л а в а V. Средние и малые (топографические) светодальномеры и измерение ими линий на строительных площадках	78
§ 16. Принцип действия и основные части светодальномеров	78
§ 17. Светодальномеры с визуальной регистрацией светового потока и их применение	81
§ 18. Светодальномеры с фотоэлектрической регистрацией светового потока (фазы)	84
§ 19. Светодальномер ЕОК 2000	98
§ 20. Светодальномеры с автоматической регистрацией результатов измерений	106
§ 21. Светодальномерные приставки к теодолитам	109

Г л а в а VI. Особенности геодезических работ при строительстве крупных промышленных сооружений	112
§ 22. Проектирование и закрепление разбивочных осей	112
§ 23. Основные способы разбивочных работ	116
§ 24. Разбивки для земляных работ	120
§ 25. Разбивки для строительных работ	122
§ 26. Разбивки для монтажных работ	124
Г л а в а VII. Геодезическое обеспечение установки конструкций без монтажной выверки	136
§ 27. Сущность установки конструкций и подготовка фундамента	136
§ 28. Монтаж опорных плит	138
§ 29. Монтаж путей подвесного транспорта	144
 РАЗДЕЛ II	
ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ	
Г л а в а VIII. Разбивка котлованов и фундаментов высотного здания	147
§ 30. Разбивка и закрепление основных осей здания	147
§ 31. Геодезические работы при выемке глубоких котлованов	148
§ 32. Определение подъема дна котлована при снятии бытового давления	153
§ 33. Разбивочные работы при сооружении фундаментов	155
Г л а в а IX. Планово-высотная основа на перекрытии подземной части здания	161
§ 34. Переход от знаков внешней основы	161
§ 35. Построение плановой основы на фундаменте	162
§ 36. Способ точного построения фигур	169
§ 37. Измерение линий на фундаменте	175
§ 38. Разбивочная и высотная основы на начальном монтажном горизонте. Подготовительные работы для установки каркаса здания	177
§ 39. Планово-высотная установка опорных плит металлического каркаса	180
Г л а в а X. Перенесение координат по вертикали	182
§ 40. Проектирование осей здания по вертикали. Методы и их точность	182
§ 41. Проектирование и разбивка опорных точек для вертикального визирования	185
§ 42. Приборы вертикального проектирования	187
Г л а в а XI. Геодезические работы при монтаже металлического каркаса многоэтажных зданий	198
§ 43. Выверка нижних ярусов	198
§ 44. Выверка верхних ярусов	207
§ 45. Выверка лифтовых шахт и лестничного каркаса	209
Г л а в а XII. Разбивки при возведении кирпичных стен и облицовочных работах	214
§ 46. Разбивки для стен и перекрытий здания	214
§ 47. Геодезическая основа и разбивки для облицовочных работ	219
	341

Г л а в а XIII. Геодезические работы при сооружении сборных многоэтажных зданий	225
§ 48. Разбивки при сооружении крупнопанельных и крупноблочных зданий	225
§ 49. Поверхностная геодезическая основа сборных высотных зданий	228
§ 50. Разбивки при сооружении каркасно-панельных зданий	230
§ 51. Технологическая связь монтажных и геодезических работ на этажах	232
Г л а в а XIV. Выверка некоторых уникальных зданий и высотных сооружений	233
§ 52. Особенности геодезических работ при сооружении современных уникальных высотных зданий	233
§ 53. Методы геодезических работ при возведении Московской телевизионной башни	236
§ 54. Геодезическая выверка доменных печей	241

РАЗДЕЛ III

ВЫСОКОТОЧНЫЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ КОНВЕЙЕРНЫХ ЛИНИЙ

Г л а в а XV. Геодезические работы	245
§ 55. Технические условия и состав работ	245
§ 56. Построение опорной базовой линии	246
§ 57. Установка теодолитных марок знаков базовой линии в створ	249
§ 58. Точность определения отклонений промежуточных пунктов от створа	252
§ 59. Наблюдения при помощи подвижной визирной марки	254
§ 60. Установка нивелирных марок и нивелирование базовой линии	257
§ 61. Обработка результатов нивелирования	259
§ 62. Измерение расстояний между знаками базовой линии	261
§ 63. Устройство струнного базиса	262
§ 64. Разбивка и крепление главной оси сооружения	264
§ 65. Геодезическое обеспечение строительства основания сооружения	266
§ 66. Высотное обеспечение при сооружении основания линии	268

Г л а в а XVI. Высокоточные измерения метрологическими приборами

§ 67. Метрологические приборы	269
§ 68. Последовательность установки технологической линии в плане. Предварительная установка	274
§ 69. Исполнительная съемка технологической линии	275
§ 70. Окончательная установка технологической линии в плане. Установка по высоте	278
§ 71. Микронивелирование	280
§ 72. Уравнивание микронивелирования, выполненного по двум технологическим ниткам	291
§ 73. Определение деформации сооружения	292
§ 74. Планово-высотное обеспечение установки и выверки автоматического конвейера	294
§ 75. Плановая съемка направляющих конвейера	298
§ 76. Определение положения направляющих конвейера по высоте	301
§ 77. Комбинированный метод определения деформации плотины	304

РАЗДЕЛ IV

НАБЛЮДЕНИЯ ЗА ОСАДКАМИ ПРОМЫШЛЕННЫХ И ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ

Г л а в а XVII. Наблюдения за осадками зданий электростанций	307
§ 78. Цель наблюдений и технические условия	307
§ 79. Организация полевых работ	308
§ 80. Анализ устойчивости глубинных реперов	311
§ 81. Камеральная обработка результатов наблюдений	316
§ 82. Результаты наблюдений, крены, прогибы фундаментов	318
Г л а в а XVIII. Наблюдения за осадками и деформациями высотных зданий	319
§ 83. Значение наблюдений и требования к их точности	319
§ 84. Производство полевых работ	320
§ 85. Вычисление высот марок, определение осадок и деформаций	322
Г л а в а XIX. Определение деформаций здания стереофотограмметрическим методом	325
§ 86. Технические условия. Базисы фотографирования. Контрольные и деформационные марки	325
§ 87. Полевые работы	330
§ 88. Камеральные работы	333
Список литературы	337

ИБ № 3247

Яков Арнольдович Сундаков

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ВОЗВЕДЕНИИ КРУПНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ И ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ

Издание второе,
переработанное и дополненное

Редактор издательства *Н. В. Протопопова*

Переплет художника *В. К. Силаева*

Художественный редактор *Е. Н. Юрковская*

Технический редактор *Р. Ф. Самойлова*

Корректор *В. И. Ионкина*

Сдано в набор 31.08.79. Подписано в печать 03.12.79.
T-20093. Формат 60×90 $\frac{1}{16}$. Бумага № 1. Гарнитура литер.
Печать высокая. Печ. л. 21,5. Уч.-изд. л. 22,0.
Тираж 8100 экз. Заказ 1502/7637-15. Цена 1 р 40 к.

Издательство «Недра». 103633, Москва, К-12,
Третьяковский проезд, 1/19.

Ленинградская типография № 6 Ленинградского
производственного объединения «Техническая книга»
Союзполиграфпрома при Государственном комитете СССР
по делам издательств, полиграфии и книжной торговли.
193144, Ленинград, С-144, ул. Монсенько, 10.