

НКВД СССР

ГЛАВНОЕ УПРАВЛЕНИЕ ШОССЕЙНЫХ ДОРОГ
ОТДЕЛ УЧЕБНЫХ ЗАВЕДЕНИЙ ГУШОСДОРА

Доц. К. С. ОРДУЯНЦ

кандидат технических наук

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

ДОРИЗДАТ ГУШОСДОРА НКВД СССР

МОСКВА



1943

Книга содержит сведения о различных типах фундаментов и о предъявляемых к ним требованиях в зависимости от геологических и гидрологических условий местности.

В книге приведены методы выбора типа фундамента, а также сведения об основаниях и фундаментах временных опор восстанавливаемых сооружений.

Предназначается книга для студентов автомобильно-дорожных институтов в качестве учебного пособия.

Ответственный редактор Н. П. Е р м о л о в

Л80456.

Подписано к печати 1/XII 1943 г.

Заказ тип. № 523

Тираж 7000 экз.

Формат 60 × 92¹/₁₆.

Объем 19 п. л.

ВВЕДЕНИЕ

Главнейшее условие проектирования и постройки инженерных сооружений — это гарантия прочности и устойчивости как всего сооружения, так и его отдельных частей.

Всякое сооружение покоится на каком-то основании, воспринимающем давление от сооружения. Передача нагрузки грунту, который служит основанием, осуществляется через специальные элементы сооружения, расположенные ниже поверхности земли и называемые фундаментами.

Для рационального проектирования фундамента и гарантии устойчивости сооружения необходимо знать условия прочности и устойчивости грунтов, т. е. основные положения механики грунтов.

Причины, вызывающие деформацию сооружений, чрезвычайно разнообразны; в большинстве своем они индивидуальны, и каждый отдельный случай требует всестороннего изучения.

Опыт изучения ряда сооружений показал, что, помимо характера конструкции фундамента и физических свойств грунтов, в вопросе создания надежного основания решающую роль играют гидрогеологические условия и способы работ. Знание гидрогеологических условий, наряду со знанием физических свойств грунтов, позволит правильно разрешить вопрос о выборе системы основания. С другой стороны, неправильное возведение кладки или неправильное опускание глубокого фундамента может повлечь крупные дефекты в сооружении.

Наряду с указанными моментами в условиях военного времени, особо важное значение приобретает фактор времени, определяющий темпы работ. Последние, как показал опыт восстановительных работ в Великую отечественную войну, выдвигают особые требования к материалам, конструкциям и организационным приемам работ. В военное время задача быстрого восстановления разрушенных опор и фундаментов мостов приобретает исключительно важное значение в обороне родины.

Следовательно, чтобы при любых условиях уметь найти наиболее целесообразное решение, необходимо при проектировании оснований и фундаментов комплексное рассмотрение вопросов как геологии и свойств грунтов, так и конструкций фундаментов и условий работ в мирное или в военное время.

РАЗДЕЛ I

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ФУНДАМЕНТАХ И ТРЕБОВАНИЯ, ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К ОСНОВАНИЯМ И ФУНДАМЕНТАМ

1. ТИПОВЫЕ СХЕМЫ ФУНДАМЕНТОВ

Фундаменты классифицируют по следующим признакам:

I. Характер и назначение надземного сооружения, опирающегося на фундамент.

II. Профиль фундамента.

III. Конструкция фундамента.

Классификация фундаментов по характеру надземного сооружения

В зависимости от характера и назначения сооружения применяются следующие типы фундаментов (фиг. 1):

1. Массивные фундаменты.
2. Фундаменты под стены.
3. Сплошные фундаменты.
4. Одиночные фундаменты под столбы, колонны, мачты.
5. Ленточные фундаменты.
6. Фундаменты под деревянные сооружения.
7. Фундаменты особого назначения.

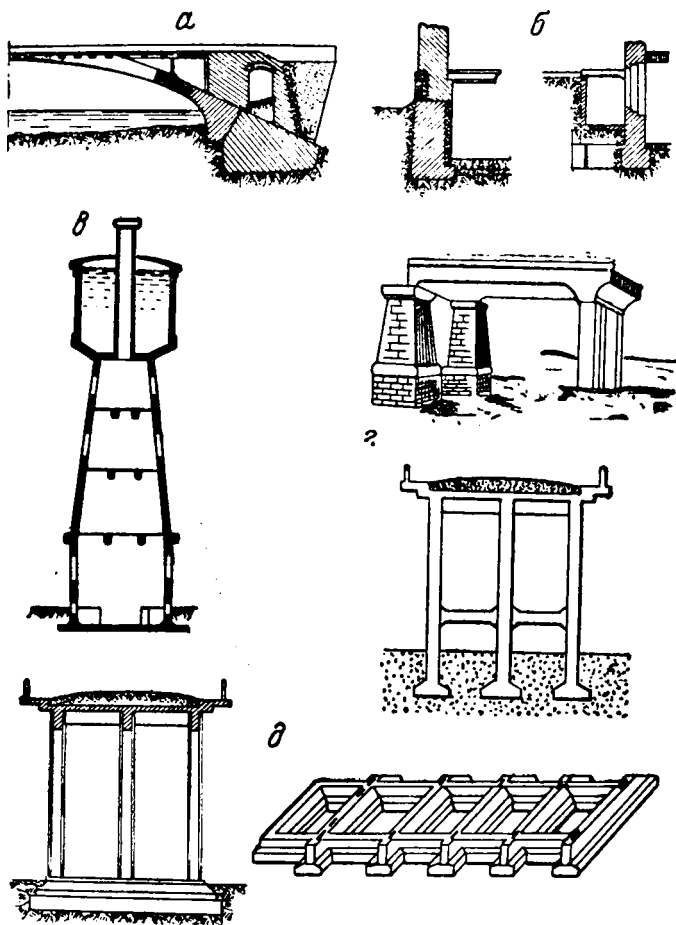
1. Массивные фундаменты (фиг. 1-а) устраивают для опор мостов и труб, для плотин и других крупных инженерных сооружений, передающих большие нагрузки на грунт. Фундаменты этого типа отличаются значительным объемом кладки отдельных массивов, состоящих в большинстве случаев из каменной кладки и бетона.

2. Фундаменты под стены (фиг. 1-б), устраиваемые в промышленных и гражданских сооружениях, а также для подпорных стен, отличаются значительной протяженностью в соответствии с видом надземной части сооружения. В качестве материала для таких фундаментов применяют кирпич, камень, бетон.

3. Сплошные фундаменты применяются при значительных нагрузках сооружения, при слабых грунтах, для различных резервуаров (фиг. 1-в) и т. д. Для сплошных фундаментов чаще всего применяют железобетон вследствие наличия в этом типе фундаментов значительных растягивающих напряжений.

4. Одиночные фундаменты устраивают под сооружения, имеющие малые размеры в плане, как, например: стойки, мачты, колонны (фиг. 1-г). Для таких фундаментов применяют бут, бетон, железобетон.

5. Ленточные фундаменты часто применяются для объединения ряда опор рамных конструкций (фиг. 1-д), для колонн, поддержи-



Фиг. 1. Характерные схемы фундаментов:

а — массивный фундамент арочного моста; *б* — фундаменты под стены;
в — сплошной железобетонный фундамент (плита) под водонапорной башней; *г* — одиночные фундаменты; *д* — ленточные фундаменты

вающих перекрытия, и пр. Обычно ленточные фундаменты устраивают на слабых грунтах с целью передачи нагрузки на большую площадь. Если ленты связаны в продольном и поперечном направлениях, то фундамент называется сложным ленточным. Для ленточных фундаментов применяют почти исключительно железобетон.

6. Фундаменты под деревянные сооружения делают из камня или кирпича, как обычно под стены, или в виде отдельных кирпичных или деревянных столбов, называемых стульями.

7. Фундаменты особого назначения встречаются различных конструкций, соответственно роду и назначению специальных сооружений.

Классификация фундаментов по профилям

В зависимости от характера поперечного профиля фундаменты могут быть подразделены на следующие типы:

1. Фундамент прямоугольного профиля мелкого заложения (фиг. 2-а).
2. Фундамент прямоугольного профиля глубокого заложения (фиг. 2-б).
3. Фундамент трапециoidalного профиля с симметрично уширенной подошвой (фиг. 2-в), разгружающий грунты основания вследствие передачи нагрузки на большую площадь. Пределы уширения определяются углом α распространения давления в кладке. Для каменной кладки угол α принимают равным 30° , а для бетонной — 40° .
4. Фундамент трапециoidalного профиля с несимметричным уширением (фиг. 2-г), вызванным внецентренной нагрузкой.
5. Ростверк, или железобетонная плита (фиг. 2-д), позволяющая неглубоко закладывать фундамент даже в слабых грунтах, не испытывающих в таких случаях значительных напряжений вследствие большой площадки, воспринимающей давление. Пределы уширения плиты определяются условием прочности консоли, работающей на изгиб.

Фиг. 2. Поперечные профили фундаментов

6. Ростверки и железобетонные плиты несимметричного профиля, определяющего внецентренной нагрузкой (фиг. 2-е).

Классификация фундаментов по их конструкциям

Фундаменты в зависимости от их конструкции могут быть подразделены на следующие основные типы:

- 1) Простой фундамент на естественном основании.
- 2) Простой фундамент на искусственно закрепленном грунте.
- 3) Фундамент на свайном основании.
- 4) Опускные колодцы.
- 5) Кессонный фундамент.

- 6) Фундамент-понтон.
- 7) Фундамент в виде бездонного ящика.
- 8) Фундамент комбинированной конструкции.

2. ДЕФОРМАЦИИ ФУНДАМЕНТОВ И ПРИЧИНЫ ИХ ВОЗНИКНОВЕНИЯ

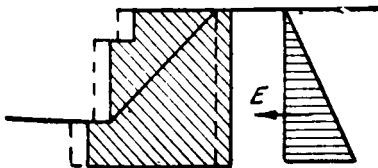
Под влиянием действия внешних сил возможны деформации сооружений и фундаментов, на которых они воздвигнуты. Известны следующие виды деформаций фундаментов и сооружений:

1. Чрезмерные осадки фундамента вследствие перенапряжения грунта.

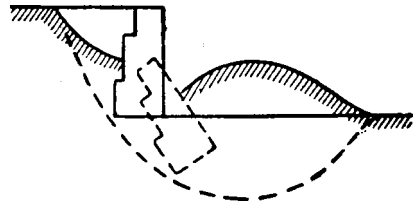


Фиг. 3. Устой, опрокинувшийся в сторону отверстия моста.

2. Опрокидывание сооружения и фундамента (фиг. 3) при неправильном соотношении между величиной опрокидывающей силы и шириной фундамента.



Фиг. 4. Схема сдвига устоя

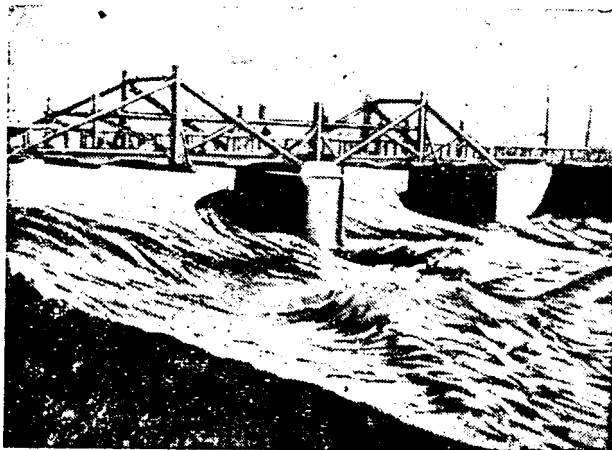


Фиг. 5. Подвижка стенки набережной вследствие выпирания грунта

3. Сдвиг фундамента вместе с сооружением по грунту основания (фиг. 4) вследствие недостаточного сопротивления трения по основанию, что может иметь место при глинистых грунтах, сильно смоченных водой. Таким деформациям подверглись, например, опоры моста через р. Унжу.

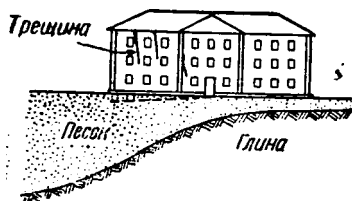
4. Выпирание слабых песчаных грунтов из-под сильно нагруженного фундамента (фиг. 5) вследствие недостаточного заглубления последнего в грунт.

5. Деформации фундамента в результате подмыва основания (фиг. 6) при значительных размывах русла реки и при неглубоком заложении фундамента.



Фиг. 6. Характер прохождения катастрофического паводка под мостом

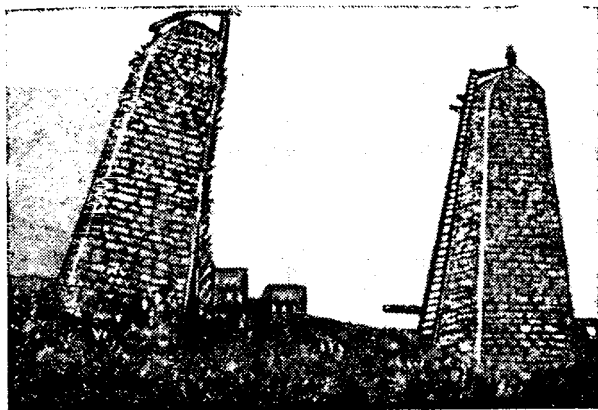
6. Просадки фундамента от деформаций грунтов основания вследствие изменения режима грунтовых вод. Так, например, если грунтовые воды в лёссовых отложениях почему-либо поднимутся выше первоначального уровня, по которому были запроектированы фундаменты, то последние неминуемо дадут просадки. Это объясняется тем, что при смачивании водой лёссы и лёссовидные суглинки в значительной степени теряют несущую способность. Такой случай наблюдался при деформациях газгольдеров одного из химкомбинатов. С другой стороны, понижение первоначального уровня грунтовых вод вредно отражается на свайных основаниях (при деревянных сваях), так как голы деревянные сваи в безводном грунте быстро загнивают. Так, в связи с канализацией реки Неглинки в Москве и понижением горизонта грунтовых вод головы свай под стенами здания «Гранд Отель» в отдельных местах оказались подгнившими.



Фиг. 7. Неравномерная осадка здания вследствие разнородности грунтов основания

7. Трещины в кладке фундамента и сооружения при неравномерной осадке вследствие неодинакового уплотнения разнородных грунтов основания (фиг. 7).

8. Сползание фундаментов вместе с сооружением по наклонному подстилающему глинистому или мергелистому слою вследствие смачивания его водой. Такое сползание опор моста изо-



Фиг. 8. Сползание опор моста

бражено на фиг. 8. Известны такие же случаи сползания опор мостов на шоссе по Черноморскому побережью Кавказа и Крыма.

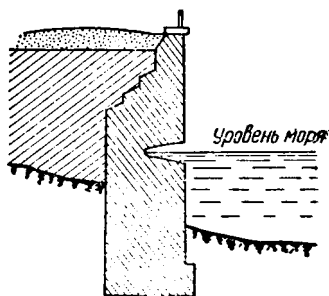
9. Просадки фундамента от деформаций грунтов основания вследствие выноса водой мельчайших частиц грунта (механическая суффозия) при интенсивных откачках из близлежащих колодцев или при усиленном дренировании почвы. Например, значительные просадки сооружений в Москве были следствием усиленного водоотлива и выноса мельчайших частиц грунта во время постройки метрополитена.

10. Разрушение фундамента от агрессивного влияния кислотных вод (например, в болотах), разъедающих бетон или раствор в бутовой кладке (фиг. 9).

11. Пучение и деформация фундамента от действия смерзающегося и оттаивающего грунта основания, если фундамент имеет глубину меньше глубины промерзания или заложен в вечномёрзлых грунтах без особых мер предосторожности (см. § 74—78).

12. Разрушения фундаментов от землетрясений.

13. Провалы сооружений в карстовых породах (меловых, гипсовых и других), избилующих потайными пещерами, вымытыми грунтовыми водами.



Фиг. 9. Разрушительное действие морской воды на бетон

3. ТРЕБОВАНИЯ, ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К ОСНОВАНИЯМ И ФУНДАМЕНТАМ

Главнейшим требованием, предъявляемым к проекту фундамента, является технико-экономическое обоснование выбранного типа фундамента.

Методы и данные о сравнении и выборе наиболее рационального варианта для того или иного случая изложены в разделе VIII.

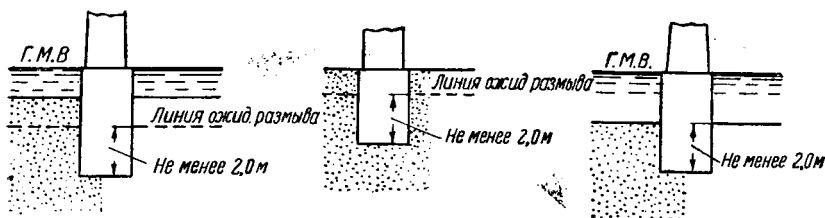
Составление подробного технического проекта по выбранному варианту производится на основании утвержденных норм проектирования оснований, а также следующих общих правил и соображений:

1. Глубина заложения фундамента должна быть достаточна для прочности и устойчивости сооружения. Выбор отметки заложения фундамента представляет собой основной вопрос проектирования.

Чем ответственнее сооружение, тем строже требования, предъявляемые к выбору несущего слоя. Для легких сооружений относительно слабые грунты могут оказаться достаточно прочными, чтобы их принять за основание, тогда как для тяжелых сооружений с большой интенсивностью нагрузки эти же грунты могут оказаться ненадежными.

2. Во всех грунтах, кроме скальных, глубина фундамента должна превышать глубину промерзания на 0,30 м. В скале глубина заложения ограничивается лишь толщиной слоя выветрившейся породы, который должен быть удален.

3. Для сооружений на водотоках глубина заложения фундаментов во всех грунтах, кроме скальных, должна быть не менее 2 м (фиг. 10), считая от наибольшей расчетной глубины размыва



Фиг. 10. Глубина заложения фундамента мостовых опор

в пределах русла, а в пределах пойм с учетом возможного размыва в зависимости от местных условий и режима водотока.

4. Грунт должен обладать: прочностью, устойчивостью и достаточной мощностью для восприятия нагрузки от проектируемого сооружения.

Грунт обладает достаточной прочностью при условии, что максимальные напряжения, возникающие в основании сооружения σ_{\max} не превосходят допустимых $[\sigma]$ для грунта основания:

$$\sigma_{\max} \leq [\sigma],$$

где σ_{\max} при равномерном распределении давления на грунт от со-

оружения есть частное от деления суммарной нагрузки на площадь фундамента

$$\sigma_{\max} = \frac{\Sigma P}{F},$$

при внецентренном давлении

$$\sigma_{\max} = \frac{\Sigma P}{F} + \frac{M}{W},$$

где:

M — момент внецентренности относительно центра тяжести подошвы фундамента,

W — момент сопротивления подошвы фундамента.

Кроме того, должно быть соблюдено условие, чтобы

$$\sigma_{\min} = \frac{\Sigma P}{F} - \frac{M}{W} > 0.$$

5. Кроме проверки допустимости расчетного давления на основание, прочность и устойчивость основания должна быть подтверждена поверками: на выпирание грунта, если основание песчаное, при угле трения менее 30° ; на сдвиг и опрокидывание сооружения при внецентренном давлении.

Проверка грунта на выпирание производится по формуле проф. Н. М. Герсеванова:

$$h \leq \frac{\sigma_{\max}}{\Delta} \cdot \frac{1}{2 \operatorname{tg}^4 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) - 1},$$

где h — глубина заложения, дающая гарантию невыпирания грунта.

Условие устойчивости против сдвига (фиг. 11) может быть написано в таком виде:

$$T > E,$$

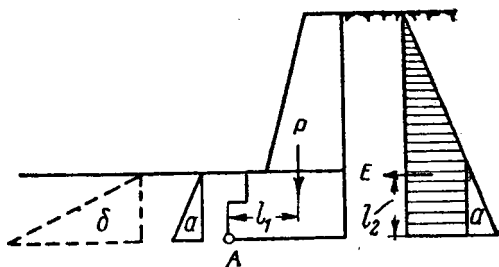
где E — активное давление грунта, равное $\frac{\Delta}{2} h^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$, если отсутствует дополнительная нагрузка на призму обрушения;

T — сила сопротивления трения, равная $f \Sigma P$, т. е. произведению коэффициента трения на сумму вертикальных сил.

Примерные значения f даны в табл. 1.

При определении значения активного давления E в эпюре последней срезается треугольник a , равновеликий площади эпюры активного давления с противоположной стороны сооружения.

Эпюра пассивного сопротивления (треугольник b) в расчет не принимается, так как пассивное сопротивление возникает только при условии некоторой подвижки фундамента (в данном случае влево), чего нельзя допустить для ответственных сооружений.



Фиг. 11. Проверка сооружения на опрокидывание

Таблица 1

| Наименование трущихся тел | Коэффициент трения |
|--|--------------------|
| Каменная или бетонная кладка по растительной земле, насыщенной водой | 0,3 — 0,4 |
| То же без воды | 0,45 — 0,65 |
| Каменная или бетонная кладка по глине, насыщенной водой | 0,25 — 0,35 |
| То же без воды | 0,4 — 0,5 |
| Каменная кладка по камню в воде | 0,6 — 0,65 |
| То же без воды | 0,7 — 0,8 |

Проверку устойчивости (фиг. 11) производят по формуле

$$Pl_1 > El_2,$$

принимая A за моментную точку.

6. При определении размеров и формы площади фундамента следует исходить из условия по возможности равномерной передачи давления на грунт, с целью недопущения неравномерных осадок фундамента.

7. Для выделения отдельных участков сооружения, сильно отличающихся величинами напряжений или разнородностью грунтов в основании, следует устраивать разрезки сооружения и фундамента, чтобы избежать вредного влияния больших разностей осадок.

8. Фундаменты, проектируемые в особых геологических условиях (как, например, в районах вечной мерзлоты, на болотах, в лёссах), подчиняются особым правилам и требованиям (см. раздел VII).

9. При выборе материала для фундамента учитывают следующие условия применения различных видов кладки:

Бутовая кладка применяется при работах в сухих котлованах, а также в котлованах мокрых при хорошем водоотливе. Для фундаментов мостов и труб обычно применяют цементный раствор: для кладки, которая в дальнейшем будет находиться в зоне действия грунтовых вод, используют раствор состава 1 : 3; для кладки вне зоны грунтовых вод 1 : 4. По сравнению с бетонной кладкой бутовая дает большую экономию в расходе цемента.

Бетонная кладка также имеет большое распространение при устройстве фундаментов. Бетон позволяет вести кладку подводным способом, т. е. без водоотлива. (В этом случае дозировку цемента увеличивают на 15—20%.)

Бутобетон, несколько уменьшающий расход цемента по сравнению с бетонной кладкой, представляет собой своеобразный бетон, в который втапливается так называемый «изюм» — отдельные камни или валуны. Объем последних составляет 25—40% объема бетона.

Бутобетонная и бетонная кладка позволяет применить механизацию работ в более широком масштабе, чем каменная кладка. Кроме того, для каменной кладки требуются более квалифицированные рабочие.

Железобетон применяется в тех случаях, когда в конструкции фундамента возникают значительные растягивающие напряжения.

Сухая кладка из постелистого бута с тщательной расщепенкой иногда применяется для фундаментов легких сооружений в местах наличия агрессивных вод, разрушающих бетон и цементный раствор.

В прочих случаях устройства фундаментов ответственных сооружений в местах наличия агрессивных вод требуются особые сорта цемента, способные сопротивляться вредным воздействиям грунтовых вод. Такими цементами служат глиноземистый и пуццолановый.

4. ДОПУСКАЕМЫЕ ДАВЛЕНИЯ НА ГРУНТЫ ЕСТЕСТВЕННЫХ ОСНОВАНИЙ

Один из основных вопросов проектирования естественных оснований — это установление величины допускаемого давления на грунт, т. е. давления, которое могло бы быть передано на грунт основания без опасения возникновения значительных осадок и, следовательно, опасных деформаций (полностью избежать осадки сооружения на нескальной породе невозможно).

Существуют следующие способы определения безопасных, т. е. допускаемых, нагрузок на грунты естественных оснований:

1) по критической нагрузке, определяемой теоретически (методом классической теории напряжений или методом теории пластических деформаций);

2) по допустимым осадкам, определяемым по данным экспериментальных исследований (в лабораторных условиях или пробными нагрузками на месте постройки);

3) по нормам технических условий, выработанным эмпирически, на основе опыта многолетней эксплуатации фундаментов в различных грунтовых условиях.

В практике для определения допускаемых давлений на грунты обычно прибегают к двум последним способам.

Определяя значения осадок способами, описанными в следующем параграфе, и устанавливая безопасную осадку для заданного сооружения при данных грунтовых условиях, одновременно устанавливают и значение расчетной нагрузки, соответствующей принятой осадке, т. е. по существу устанавливают допускаемую нагрузку на грунт.

Допускаемые давления в данном случае могут получаться (для одного и того же грунта) разной величины — в зависимости от рода сооружения, так как допустимые осадки для различных сооружений различны даже при одних и тех же грунтовых условиях.

Поэтому допускаемое давление, определяемое по допустимой осадке при заданных напластованиях грунтов, приемлемо только для заданного сооружения. Метод определения допускаемых давлений на грунты по допустимым осадкам — самый надежный, хотя и самый громоздкий и дорогой, так как требует тщательного экспериментального определения осадок при различных нагрузках на заданные грунты.

Для всех больших и средних сооружений, чувствительных к неравномерным осадкам, допускаемые давления на грунты в основании этих сооружений должны быть определены в соответствии с конструкцией сооружения, в зависимости от чувствительности ее к неравномерным осадкам.

Способы определения ожидаемых осадок рассмотрены в следующем параграфе.

Результаты определения допускаемых давлений по третьему способу, т. е. по нормам технических условий, в этом случае получаются менее точными, так как нормами невозможно учесть всех частных случаев напластования грунтов и режима грунтовых вод, влияющих на несущую способность оснований фундаментов.

Нормы допускаемых давлений на грунты естественных оснований, помещаемые обычно в официальных изданиях, выработаны многолетней практикой, подкрепленной наблюдениями за существующими фундаментами в условиях их эксплуатации.

Для примера в табл. 2 приведены нормы допускаемых давлений на грунты по Техническим условиям на сооружение автомобильных дорог и мостов Гушосдора НКВД 1938 г.

Подобными нормами обычно пользуются для определения допускаемых давлений лишь для малых сооружений, статически определимых в отношении опорных реакций, а также в проектных заданиях для всех сооружений при условии:

а) наличия лабораторного определения физико-механических свойств грунтов, необходимых для отнесения грунта к той или иной категории;

б) наличия однородного геологического напластования и однородных гидрогеологических условий в пределах распространения давления от сооружения.

В таблицах норм допускаемые давления $[\sigma]$ даны для двухметровой глубины.

Определение значений допускаемого давления $[\sigma]$ для больших глубин, где грунт более уплотнен, производится по формуле:

$$\sigma_h = [\sigma] + k\Delta (h - 2),$$

где:

σ_h — искомое допускаемое давление на глубине;

$[\sigma]$ — допускаемое давление для двухметровой глубины, указанное в соответствующей таблице норм;

Δ — объемный вес грунта;

k — коэффициент, принимаемый равным: 0,15 для глин и пылеватых песков; 0,20 для супесей и суглинков; 0,25 для песков.

Таблица 2

| №№ п/п | Наименование грунтов | Допускаемое давление $[\sigma]$ на грунт в кг/см ² на глубине не менее 2 м | | | |
|------------------------|---|---|---------------------|-----------------------|--|
| | | твердой консист. | пластичной консист. | текучей консист. | |
| 1 | Глина | 6—2,5 | 2,5—1,0 | см. ниже примечание | |
| 2 | Суглинок | 4—2,5 | 2,5—1,00 | | |
| | | плотный | средней плотности | рыхлый | |
| 3 | Супесь сухая | 2,5 | 2,0 |) см. ниже примечание | |
| 4 | " влажная | 2,0 | 1,5 | | |
| 5 | " насыщенная водой | 1,5 | 1,0 | | |
| 6 | Пылеватый песок сухой | 2,5 | 2,0 | | |
| 7 | " влажный | 2,0 | 1,5 | | |
| 8 | " насыщенный водой | 1,5 | 1,0 | | |
| 9 | Мелкий песок сухой | 3,0 | 2,0 | | |
| 10 | " влажный | 2,5 | 1,5 | | |
| 11 | " насыщенный водой | 2,5 | 1,5 | | |
| 12 | Песок средней крупности независимо от влажности | 3,5 | 2,5 | | |
| 13 | Песок крупный и гравелистый независимо от влажности | 4,5 | 3,5 | | |
| 14 | Гравий и галька независимо от влажности | 6,0 | 5,0 | | |
| Скальные грунты | | | | | |
| 15 | Выветрившиеся горные породы: трещиноватые, разборные, щебнистые, дресва, в зависимости от заполнения пор и трещин | 2,5 | 4,0 | | |
| 16 | То же и мел, известняк слабый и мягкий, песчаник выветрившийся | 4,0 | 6,0 | | |
| 17 | Туф | 8 | 10 | | |
| 18 | Известняк и песчаники средней плотности | 10 | 15 | | |
| 19 | Сплошная твердая порода | 25 | 40 | | |

Примечание. При заложении фундаментов на грунтах, находящихся в рыхлом и текучем состоянии, выбор допускаемых давлений производится на основании специальных исследований и при условии принятия мер против возможного разрыхления грунта и уменьшения его прочности восходящим потоком воды при устройстве оснований и фундаментов с водоотливом.

Устойчивость основания определяется условием, чтобы слой грунта под фундаментом не был продавлен, в случае если под ним залегает более слабый грунт (фиг. 12), для которого допускаемое давление $[\sigma]_{II}$ менее, чем для вышележащего слоя, $[\sigma]_I$

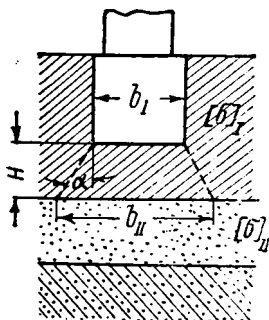
Это условие можно написать в таком виде:

$$[\sigma]_{II} b_{II} = [\sigma]_I b_I.$$

Угол распространения давления α допускается принимать равным 30°. Тогда:

$$b_{II} = b_I + 2H \operatorname{tg} 30^\circ = b_I + 1,14H.$$

Из этой формулы может быть определена искомая величина H , достаточная для того, чтобы проверяемый слой грунта не был продавлен. Если действительная мощность окажется меньше расчетной величины H , то необходимо будет перепроектировать фундамент.



Фиг. 12. Проверка напряжений в подстилающем слое слабого грунта

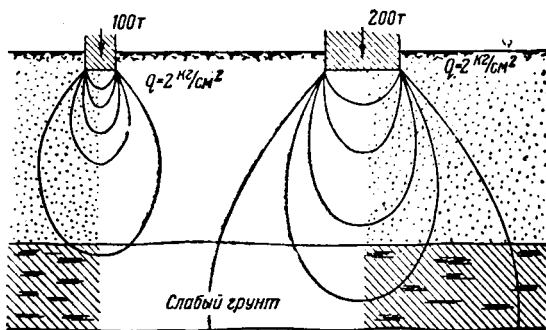
5. ОСАДКИ ФУНДАМЕНТОВ И МЕТОДЫ ИХ РАСЧЕТА

Опыт современного строительства и эксплуатации сооружений показывает, что на устойчивость и прочность фундаментов сооружений влияет: а) абсолютная величина возможной осадки грунта в основании и б) разность осадок под отдельными фундаментами всего сооружения.

При проектировании фундаментов опор больших и средних мостов обычно ставится задача: при данном напластовании грунтов либо выбрать слои грунтов, дающие под двумя соседними опорами наименьшую разность осадок, либо при принятых отметках заложения определить величину ожидаемой разности осадок опор.

В зависимости от абсолютных значений осадок и разности их для соседних опор решаются вопросы о допустимых нагрузках, размерах фундаментов, глубине заложения и конструкции моста.

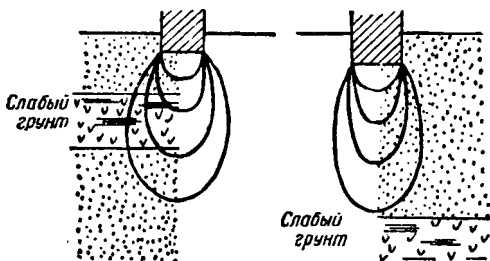
Залегание неоднородных слоев грунта, естественно, должно в той или иной мере влиять на значение осадок и притом в зависимости от того, на какой глубине залегает слабый, т. е. сильно сжимающийся слой. Кроме того, оказывает влияние и ширина фундамента. Фиг. 13 и 14 иллюстрируют указанные явления. На фиг. 13 представлено два фундамента: для первого из них $P_1 = 100$ т, $F_1 = 10$ м²; для второго $P_2 = 200$ т, $F_2 = 20$ м²; интенсивность давлений фундаментов, т. е. единичная нагрузка в плоскости подошвы фундамента одинакова для обоих фундаментов. Тем не менее во втором случае (правая схема фиг. 13) осадка будет больше, чем в первом, так



Фиг. 13. Влияние ширины фундамента на величину области распространения напряжений при одном и том же значении интенсивности нагрузки

как изобары напряжения во втором захватывают и слабый слой, чего нет в первом случае вследствие незначительной ширины этого фундамента.

На фиг. 14 представлены две схемы фундаментов одинаковой ширины. Допустим, что в этом случае единичные давления в плоскости подошвы обоих фундаментов одинаковые. Тем не менее в первом случае (левая схема) осадка будет больше вследствие того, что слабый слой залегают на глубине, достигаемой изобарами давления, чего нет во втором случае.



Фиг. 14. Влияние глубины залегания слабого грунта на величину ожидаемых осадок

Для различных конструкций сооружений абсолютные осадки и разность осадок под отдельными частями сооружения влияют различно. Например, бесшарнирный мост иначе реагирует на осадки, чем мост балочный. Незначительные осадки опор арочного бесшарнирного или рамного моста могут вызвать перенапряжение в конструкциях и деформации последних, для балочного же моста эти осадки могут быть безопасными.

Решающее значение на ход осадки оказывают также род грунтов и их физические свойства. В этом отношении пески ведут себя отлично от глин: если основать одну из соседних опор моста на глине, а другую — на песке, то даже при одинаковых единичных давлениях в плоскости подошвы обоих фундаментов и одинаковой плотности песка и глины осадки опор будут неодинаковы. Осадка опоры, построенной на песке, произойдет в процессе постройки и вскоре после его завершения в силу быстрого отжатия воды из песка, тогда как осадка опоры, возведенной на глине, будет протекать и после постройки в течение длительного времени вследствие весьма малой водопроницаемости глины. Следовательно, неизбежны разные осадки соседних опор. Стабилизация опоры на песке наступает в период, несравненно более короткий, чем для опоры на глине.

Существует несколько методов определения конечной величины осадки, т. е. величины осадки, практически считающейся законченной и называемой стабилизированной. Одни методы предназначены для случая, когда консолидация пластов естественной залежи еще продолжается, другие — для случая, когда процесс консолидации к моменту сооружения фундамента уже закончился. Наконец, существуют формулы для определения величины нестабилизированной осадки, т. е. величины, которой достигнет осадка, через определенный заданный промежуток времени, что иногда может представлять интерес для строителя.

Предлагаемые различными авторами точные формулы определения конечной величины осадки сооружения в большинстве случаев имеют тот существенный недостаток, что ими не учитывается

различная способность к деформациям отдельных слоев грунта, входящих в состав сжимаемой толщи. Между тем на практике во многих случаях решающее влияние на величину осадки может оказать слой грунта хотя и небольшой мощности, но обладающий большой способностью к деформации. Поэтому ниже рассматриваются упрощенные способы расчета стабилизированной осадки, заключающиеся в том, что несущий слой делится на ряд участков с учетом реальных условий напластований пород; в пределах каждого участка средняя величина напряжений принимается постоянной. Величина осадки вычисляется как сумма осадок отдельных участков, входящих в состав всего несущего слоя.

Мощность несущего слоя, так же как и величина расчетной нагрузки, передаваемой на этот слой, в значительной степени влияет на величину осадки фундамента. При этом только часть несущего слоя, называемая активной зоной, подвергается практически заметному обжатию. Вся толща грунта ниже активной зоны считается практически неработающей.

Во всех формулах расчета осадок, имеющих общий вид $S = Anp$, входят значения указанных двух величин: мощности активной зоны — H и расчетной нагрузки — p . Величина A представляет собой общее выражение прочих компонентов, характеризующих физические свойства грунта.

За нижнюю границу активной зоны грунта принимают ту глубину, где числовые значения добавочных напряжений от сооружения составляют 0,2 величины одноименных напряжений от собственного веса грунта. При этом под добавочным напряжением p понимают не абсолютную величину напряжения от данного сооружения, а относительное увеличение напряжения, существовавшего в грунте до возведения сооружения, так как только это добавочное напряжение и способно вызывать заметные деформации грунта под фундаментом.

Практически для нахождения H и p прибегают к следующим способам. Для нахождения H принимают распределение напряжения в грунтовом массиве по эпюре, известной из теории упругости.

Одна из таких эпюр, составленная инж. Д. Е. Польшиным применительно к расчетам осадок фундаментов, представлена на фиг. 15.

На диаграмме Польшина по вертикали отложены отношения глубины z к ширине b меньшей стороны фундамента, а по горизонтали — в соответствующих глубинах значения напряжений в долях расчетного (добавочного) давления p в подошве фундамента. Давление p , называемое добавочным, выражает то дополнительное давление на грунт основания, которое должно возникнуть после постройки фундамента. Значение p получается как разность между интенсивностью давления p_{ϕ} в подошве фундамента и интенсивностью давления грунта $p_{г} = \Delta h$, действовавшего до постройки фундамента, т. е.

$$p = p_{\phi} - \Delta h,$$

где:

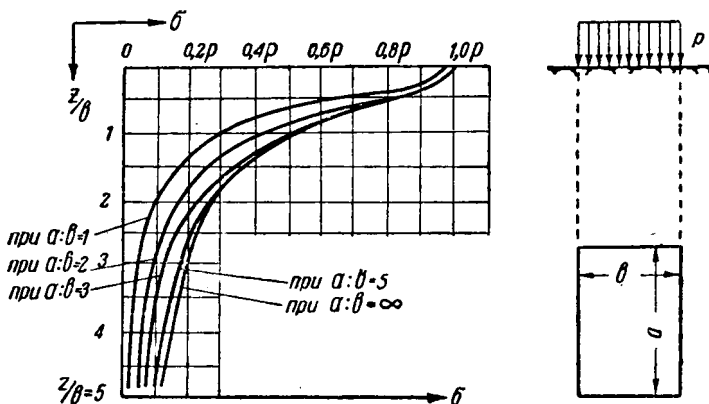
p_{ϕ} — интенсивность давления в подошве фундамента;

Δ — объемный вес грунта;

h — глубина котлована для фундамента.

На диаграмме дано несколько кривых убывания напряжений, соответствующих различным отношениям сторон фундамента $\frac{b}{a}$.

Поскольку напряжения заметно убывают по глубине, мощность обжимаемого слоя, участвующего в осадке, называемую



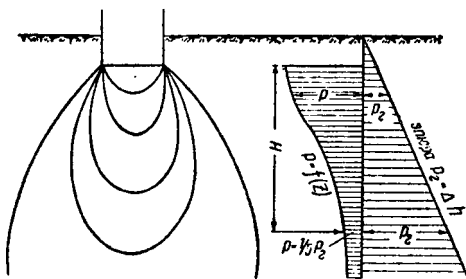
Фиг. 15. График инж. Польшина — распределение давления в основании фундамента при различных соотношениях a и b

мощностью активной зоны, ограничивают определенной глубиной, ниже которой деформациями можно пренебречь в силу ничтожных значений напряжений, распределяющихся ниже этой глубины.

Следовательно чтобы найти мощность активной зоны, необходимо построить две эпюры (фиг. 16): одну для напряжений $p_r = \Delta h$ от собственного веса грунта и другую для добавочных напряжений p , пользуясь для этого диаграммой Польшина (фиг. 15).

Сопоставляя эти две эпюры, находят ту отметку, где $p = 0,2 p_r$ эта отметка определит нижнюю грань несущего слоя.

В частности и при расчете осадок фундаментов опор мостов значения H и p находят указанным методом на геологическом разрезе под каждой опорой ниже подошвы фундамента, предварительно запроектированного по материалам проектного задания.



Фиг. 16. Определение мощности активной зоны H по отметке, для которой $p = 0,2 p_r$

Общая осадка S активной зоны H , а следовательно, и фундамента определится как сумма осадок разнородных слоев, входящих в общую мощность H активной зоны

$$S = \sum A_i p_i h_i,$$

где:

h_i — мощности слоев грунта, входящих в общую мощность H ;
 p_i — средние добавочные давления для соответствующих слоев грунта; значения p_i берут из эпюры, построенной по диаграмме Д. Е. Польшина;

A — общие обозначения компонентов, входящих в расчетные формулы осадок и выражающих степень податливости грунта сжимающим действиям нагрузки.

Степень податливости грунта, зависящую от физико-механических свойств и состояния грунта, определяют экспериментальным путем одним из двух способов: 1) в лабораторных условиях на образцах грунтов с ненарушенной структурой, извлеченных из различных слоев грунта; 2) на месте объекта в шурфе или скважинах пробной нагрузкой штампами, также на различных глубинах.

1. В первом случае, т. е. когда осадка вычисляется по данным лабораторных исследований грунтов на сжатие, необходимо наличие диаграммы сжатия с нанесенной на ней компрессионной кривой. Последняя выражает собой изменение коэффициента пористости грунта e в зависимости от изменения интенсивности давления p ; компрессионную кривую строят в лабораторных условиях опытным путем.

В общей формуле осадки

$$S = \sum A_i p_i h_i.$$

вместо A подставляют выражение $\frac{a}{1+e_1}$, следовательно:

$$S = \sum \frac{p_i h_i a_i}{(1+e_1)_i},$$

где:

a — коэффициент сжатия, определяемый как тангенс угла β секущей, проведенной через две точки на компрессионной кривой (фиг. 17) M_1 и M_2 , соответствующие двум значениям напряжений p_r и p_ϕ :

$$a = \frac{e_1 - e_2}{p_\phi - p_r} = \frac{e_1 - e_2}{p},$$

e_2 — коэффициент пористости, снимаемый с компрессионной кривой для точки, соответствующей давлению $p_\phi = p + p_r$ (фиг. 17);

e_1 — начальный коэффициент пористости грунта ненарушенной структуры, в его естественном залегании до постройки фундамента; коэффициент e_1 определяется лабораторным путем.

Значения a и e_1 определяют для каждого характерного слоя грунта, входящего в общую мощность несущего слоя.

Следовательно, для расчета суммарной осадки нужно располагать необходимым количеством значений начальной пористости e_1 и иметь необходимое количество компрессионных кривых, по которым определяются значения a .

2. Во втором случае, т. е. когда осадку вычисляют по данным пробной нагрузки, произведенной в шурфах или в скважинах, в общей формуле осадки вместо A подставляют:

$$\frac{1}{E} = A,$$

где: E — модуль деформаций в кг/см², определяемый пробной нагрузкой в шурфах или в скважинах.

Осадка всего сжимающегося слоя будет равна

$$S = \sum \frac{p_i h_i}{E_i}.$$

Способы экспериментального нахождения E описаны в разделе II.

6. ПРИМЕР РАСЧЕТА ОСАДКИ ФУНДАМЕНТА

Дана серия компрессионных кривых (фиг. 18), построенных по результатам опытов на сжатие образцов грунта, извлеченных из трех характерных слоев, изображенных на геологическом разрезе (фиг. 19).

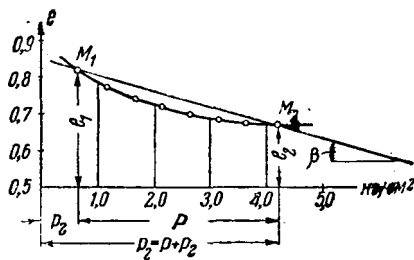
Значения начальных пористостей соответственно равны:

для глины $e_1 = 0,450$;

„ суглинка $e_1 = 0,330$;

„ супеси $e_1 = 0,250$.

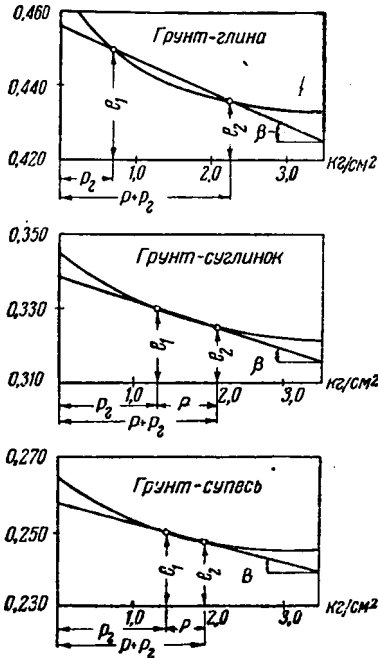
Требуется определить стабилизированную осадку фундамента, запроектированного в соответствии с фиг. 19. Суммарный вес сооружения вместе с фундаментом составляет 2000 т; ширина фундамента $b = 6$ см; длина $a = 12$ м.



Фиг. 17. Определение e_2 по заданным значениям e_1 , p_1 и p_2 на компрессионной кривой

Характеристика грунтов:

для глины уд. вес $\gamma = 2,7$
 пористость $n = 31\%$
 для суглинка уд. вес $\gamma = 2,65$
 пористость $n = 25\%$
 для супеси уд. вес $\gamma = 2,55$
 пористость $n = 20\%$



Фиг. 18. Компрессионные кривые

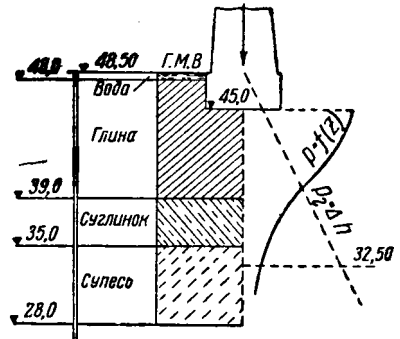
Решение:

1. Определяют единичное давление в подошве фундамента p_Φ с учетом потери веса кладки в воде:

$$p_\Phi = \frac{\Sigma P - G_0}{F},$$

где:

G_0 — потеря веса кладки в воде¹,



Фиг. 19. Расчет осадки фундамента

$$G_0 = (48,50 - 45,00) \times 6 \times 12 \times 1,0 = 251 \text{ т},$$

$$p_\Phi = \frac{2000 - 251}{6 \times 12} = 24,30 \text{ т/м}^2 = 2,43 \text{ кг/см}^2.$$

2. Строят эпюру давления от собственного веса грунта: $p_r = \Delta h$, для чего предварительно определяют объемный вес для каждого грунта, взвешенного в воде (с учетом потери веса в воде); для этого пользуются формулой механики грунтов:

$$\Delta = (\varphi - 1)(n - 1);$$

для глины получим $\Delta = (2,7 - 1) \times (1 - 0,31) = 1,17 \text{ т/м}^3$,

„ суглинка „ $\Delta = (2,65 - 1) \times (1 - 0,25) = 1,24 \text{ т/м}^3$,

„ супеси „ $\Delta = (2,55 - 1) \times (1 - 0,20) = 1,24 \text{ т/м}^3$.

¹ Арифметические вычисления во всех приведенных примерах произведены на логарифмической линейке.

Вычисляют значения, необходимые для эпюры, по формуле:

$$p_r = \Delta h;$$

на отметке 39,00 $p_r = 1,17 \times 9 = 10,53 \text{ т/м}^2 = 1,05 \text{ кг/м}^2$,

„ „ 35,00 $p_r = 1,24 \times 4 + 10,53 = 15,49 \text{ т/м}^2 = 1,55 \text{ кг/м}^2$

„ „ 28,00 $p_r = 1,24 \times 7 + 15,49 = 24,17 \text{ т/м}^2 = 2,42 \text{ кг/м}^2$.

По этим данным построена эпюра $p_r = \Delta h$, изображенная на фиг. 19.

3. Определяют добавочное расчетное давление

$$p = p_\Phi - p_r$$

на отметке подошвы фундамента:

значение p_Φ было уже определено и равно $2,43 \text{ кг/см}^2$,

значение p_r берут из эпюры $p_r = \Delta h$.

На отметке 45,00 $p_r = 0,35 \text{ кг/см}^2$, следовательно $p = 2,43 - 0,35 = 2,08 \text{ кг/см}^2$.

4. Строят эпюру распределения давления в грунте от добавочного расчетного давления p , т. е. эпюру $p = f(z)$, и находят мощность несущего слоя. Эпюру строят, пользуясь графиком Польшина (фиг. 15), для случая заданных соотношений сторон подошвы фундамента $\frac{a}{b} = \frac{12}{6} = 2$. На графике по вертикали

отложены соотношения $\frac{z}{b}$, а по горизонтали — значения напряжений $\sigma = p$ в долях добавочного расчетного давления p в подошве фундамента:

Получается:

на отметке 45,00 $p_1 = p = 2,08 \text{ кг/см}^2$

„ „ 39,00 $p_2 = 0,45 p = 0,47 \times 2,08 = 0,98 \text{ кг/см}^2$,

„ „ 35,00 $p_3 = 0,30 p = 0,3 \times 2,08 = 0,64 \text{ кг/см}^2$,

„ „ 33,00 $p_4 = 0,19 p = 0,19 \times 2,08 = 0,39 \text{ кг/см}^2$,

„ „ 30,00 $p_5 = 0,13 p = 0,13 \times 2,08 = 0,27 \text{ кг/см}^2$.

По этим данным строят эпюру $p = f(z)$ и, сопоставляя ее с эпюрой $p_r = \Delta h$, отыскивают глубину, на которой $p = 0,2p_r$. Эту глубину принимают за нижнюю границу активной зоны. Это соотношение получается на отметке 32,50. Следовательно, мощность активной зоны будет равна 12,5 м.

5. Производят разбивку активной зоны на элементарные слои по однородности грунта и находят для каждого слоя средние значения добавочных расчетных давлений (убывающих по глубине), принимаемых постоянными в пределах каждого элементарного слоя. Вычисление удобно вести по форме табл. 3. Для каждого слоя выписывают из графика, построенного ранее, значение p для верхней и нижней граней слоя. Затем вычисляют среднее значение расчетного добавочного давления для каждого слоя.

В эту же таблицу вписывают и данные лабораторных определений e_1 .

Таблица 3

| № элем. слоя | Отметка верха и низа каждого слоя | Грунт | Мощность слоя h см | p в верх. и нижн. кровле слоя кг/см ² | p средн. для слоя, кг/см ² | e_1 | a |
|--------------|-----------------------------------|--------------------|----------------------|--|---|-------|--------|
| I слой | 45,00 39,00 | Глина | 600 | 2,08 0,98 | 1,54 | 0,45 | 0,0091 |
| II " | 39,00 35,00 | Суглинок | 400 | 0,98 0,55 | 0,77 | 0,33 | 0,0065 |
| III " | 35,00 32,50 | Супесь | 250 | 0,55 0,37 | 0,46 | 0,25 | 0,0065 |

В последнюю графу вписывают значения коэффициентов сжатия a , вычисленные по приведенной выше формуле:

$$a = \frac{e_1 - e_2}{p},$$

где e_1 , e_2 и p — ранее названные величины.

Таким образом производится вычисление значений a (табл. 4).

Таблица 4

| № слоя | e_1 | p | $p_r = \Delta h$ | $p + p_r$ | e_2 | a |
|--------|-------|------|-------------------------|-----------|-------|--------|
| I | 0,450 | 1,54 | $\frac{0,35 + 1,05}{2}$ | 2,24 | 0,436 | 0,0091 |
| II | 0,330 | 0,77 | $\frac{1,05 + 1,55}{2}$ | 2,07 | 0,325 | 0,0065 |
| III | 0,250 | 0,46 | $\frac{1,55 + 2,42}{2}$ | 1,94 | 0,247 | 0,0065 |

6. Вычисляют суммарную стабилизированную осадку по формуле:

$$S = \sum h_i p_i \left(\frac{a}{1 + e_1} \right)_i$$

$$S = \frac{600 \times 1,54 \times 0,0091}{1 + 0,45} + \frac{400 \times 0,77 \times 0,0065}{1 + 0,33} + \frac{250 \times 0,46 \times 0,0065}{1 + 0,25} = 8 \text{ см.}$$

РАЗДЕЛ II

ОБСЛЕДОВАНИЕ МЕСТНОСТИ

В СВЯЗИ С ПРОЕКТИРОВАНИЕМ ФУНДАМЕНТОВ

Правильное проектирование фундамента, выбор необходимой глубины его заложения и возможность оценки устойчивости и вероятной осадки сооружения требуют выяснения геологического строения участка, расположения пластов и их мощности, состояния грунтовых вод и изучения физико-механических свойств грунтов.

Для этой цели на месте, предназначенном для того или иного сооружения, проводят инженерно-геологические обследования. Последние различают двух видов:

1. Предварительные обследования для всех видов сооружений, производимые одновременно с остальными видами изыскания трассы в объеме, достаточном для составления проектного задания и обоснования в нем выбора системы оснований и схемы сооружения. При этом обязательно должны быть произведены исследования грунтов, необходимые для правильного расчета несущей способности основания.

2. Окончательные инженерно-геологические обследования, производимые для составления технического проекта и выполняемые после предварительных обследований, причем: а) для малых искусственных сооружений (и аналогичных им сооружений) в сокращенном объеме и б) для больших и средних мостов в полном объеме.

Окончательные обследования выясняют с достаточной полнотой и точностью по местам расположения опор сооружений и по переходу в целом род и характер грунтов, особенности их залегания, а также режим грунтовых и иных вод и их влияние на сооружение. Значимость и характер проектируемого сооружения определяет объем и содержание этих обследований.

Для малых сооружений обследования, как предварительные, так и окончательные, значительно проще по содержанию и меньше по объему, чем при обследованиях для больших ответственных сооружений. Ниже даются описания инженерно-геологических обследований для:

а) малых мостов и труб, гражданских и промышленных сооружений высотой не более 3—4 этажей;

б) для особо ответственных сооружений (большие и средние мосты, многоэтажные здания).

ГЛАВА I

ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ОБСЛЕДОВАНИЯ ДЛЯ МАЛЫХ СООРУЖЕНИЙ

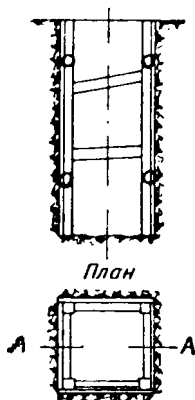
7. СОДЕРЖАНИЕ И СПОСОБЫ ОБСЛЕДОВАНИЙ

Инженерно-геологические обследования для малых сооружений содержат:

а) определение состава, состояния и свойств грунтов, залегающих на месте проектируемого сооружения, от поверхности земли до прочных коренных пород;

- б) исследование и установление источника питания, отметок горизонтов и качества воды;
- в) установление глубины зимнего промерзания грунтов;
- г) установление категорий грунтов с точки зрения трудности их разработки для выбора соответствующих механизмов и методов производства землеройных работ.

Разрез по А-А



Фиг. 20. Разведочный шурф

Обследование осуществляется путем осмотра на месте естественных и искусственных обнажений пород, водоемов, а также производства разведочных работ.

Применяют следующие методы разведки: а) канавами и траншеями; б) шурфами; в) бурением; г) геофизическими методами.

Присводят осмотр обнажений как естественно-го происхождения (обрывистые берега, овраги, долины), так и искусственного (канавы, выемки, траншеи) с описанием структуры и твердости обнаженных пород и формы их залегания.

Разведка канавами, траншеями и штольнями применяется главным образом на склонах и обрывистых высоких берегах.

Разведка шурфами широко применяется при глубине разведки до 4—5 м при малом притоке воды. Этот метод разведки дает возможность точного определения напластования пород и их характера.

Однако при значительных глубинах разведки (более 7—8 м) сложность работ в связи с усиленным креплением стен шурфа удорожает этот вид разведки, и целесообразно переходить на бурение. От разведки шурфованием следует отказываться также и при малых глубинах, если имеется значительный приток грунтовых вод, требующий усиленного водоотлива в процессе шурфования.

Простейший вид шурфа с креплениями изображен на фиг. 20. Размеры таких шурфов в плане, примерно, 1,00 × 1,40 м.

Буровые работы значительно ускоряют обследование и не требуют водоотлива.

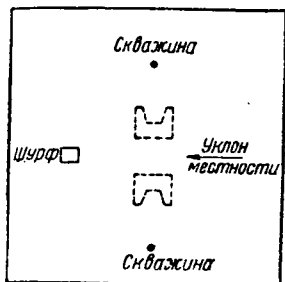
Геофизические методы разведки, широко внедряемые в горном деле, могут найти свое применение и в дорожном деле. Большие перспективы имеет электроразведка (как один из геофизических методов разведки) при обследованиях в районах вечной мерзлоты для определения верхней и нижней границ вечной мерзлоты, наличия линз льда и таликовых зон.

Расположение разведочных выработок на строительной площадке определяется условием достаточно точного установления геологического разреза в данном месте и недопустимостью порчи будущего котлована глубокими выработками, ослабляющими котлован и способствующими его затоплению потоком грунтовых вод из этих выработок в процессе производства работ в котловане.

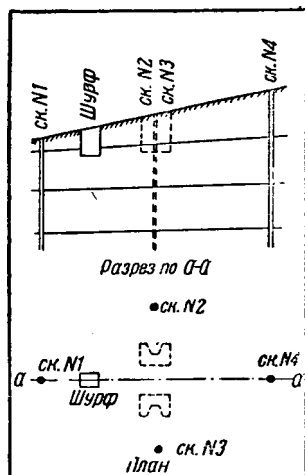
Рекомендуемая схема расположения выработок в ровной местности изображена на фиг. 21. Пример приведен для разведки

под котлован малого моста; по оси трассы заложены две скважины вне пределов котлована, но поблизости от него (в 3—5 м), и один шурф также вне котлована.

На фиг. 22 показан пример расположения выработок для косогорных условий, когда необходимо выявить взаимное положение наклонной поверхности земли и подстилающих пород.



Фиг. 21. Схема расположения разведочных выработок



Фиг. 22. Расположение разведочных выработок на косогорной местности

Для этого необходимо дополнительно заложить две скважины.

Глубину шурфов доводят до глубины типовых фундаментов малых мостов, глубину бурения — до невыветривающихся коренных пород или в случае слишком глубокого их залегания (более 25 м) до первого мощного плотного слоя некоренной породы (выдержанного по всей исследуемой строительной площадке). Во всяком случае, бурение производят на глубину не менее трехкратной ширины проектируемого (хотя бы по типовому проекту) фундамента.

8. БУРЕНИЕ И БУРОВЫЕ ИНСТРУМЕНТЫ

Бурение заключается в сверлении или пробивке цилиндрического отверстия (скважины) в исследуемых породах для получения образцов напластований, выяснения условий их залегания, водоносности и качества воды.

В практике дорожного строительства обычная глубина бурения колеблется от 10 до 30 м для опор малых сооружений и более 30 м (до 100 м) для особо ответственных сооружений.

Начало скважины называется устьем, дно скважины — забоем, боковая поверхность — стенкой скважины.

Различают два вида бурения:

- 1) ударно-вращательное, производимое обычно не тяжелыми ручными буровыми станками;
- 2) колонковое, или вращательное бурение, производимое механизированными буровыми станками.

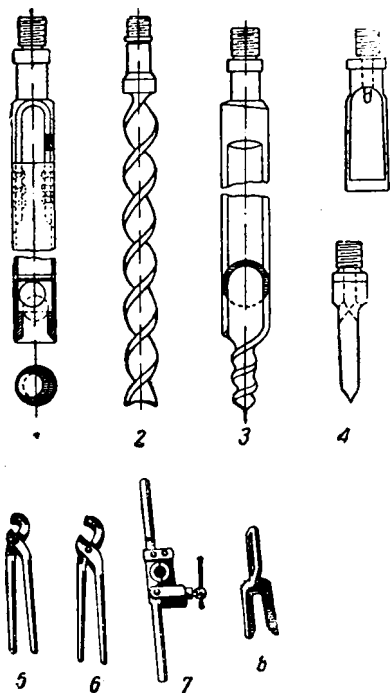
В комплект ручного бурового инструмента (диаметры в мм: 35—50—75—100—140) входят следующие основные элементы:

а) рабочие наконечники (для выработки породы), называемые напарьями (фиг. 23), б) штанги для наращивания по мере углубления в грунт, в) обсадные трубы для временного закрепления стенок скважины.

Штанги и обсадные трубы состоят из отдельных колен длиной по 2—3 м.

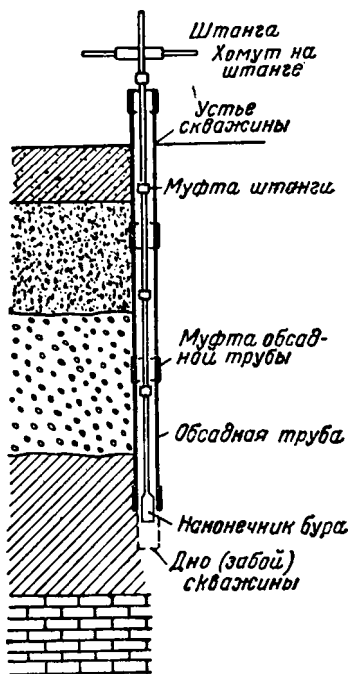
Кроме того, к комплекту инструмента относятся:

а) хомут, насаживаемый на обсадные трубы, для вращения и осаживания их в скважину;



Фиг. 23. Буровые наконечники и вспомогательные инструменты:

1 — желонка, 2 — змеевик, 3 — ложка, 4 — долото, 5 — клещи для штанг, 6 — клещи для муфт, 7 — шарнирный хомут, 8 — вилка



Фиг. 24. Буровой инструмент в скважине

б) хомут для тех же целей применительно к штангам;

в) фрезер — нижнее звено обсадной трубы, имеющее несколько больший диаметр со слегка отогнутыми зубьями в основании для разработки и уширения скважины;

г) штанговый ключ для свинчивания и развинчивания штанг;

д) фарштуль, служащий для захвата и подвешивания штанг к канату;

е) перекладная вилка для удерживания штанг в подвешенном состоянии;

ж) крюк с роликом, к которому прикрепляется канат для вытаскивания штанг из скважины.

Напарья, как это видно из фиг. 23, бывают нескольких видов: ложка для проходки пластичных глин и суглинков, в которых отсутствуют щебень и валуны; змеевик для проходки более плотных глин и мергелей; желонка для проходки насыщенных водой песков, плывунов, разжиженных глин, а также для пробной откачки воды; долото для пробивки и проходки каменистых пород.

Для проходки в торфах и в болотах удобно применять специальные разведочные ручные буры системы «Инсторфа».

Бурение обычным вращательно-ударным инструментом начинается из заранее устроенного шурфа глубиной 0,5—0,7 м, перекрытого досками. Вертикальность скважины устанавливается отвесом. При работе с вышкой (тренога из трех бревен) инструмент подвешивают к блоку на канате.

Через каждые 0,5 м углубления скважины напарье со штангами вытаскивают из скважины для извлечения образцов грунта и их отбора. Такими последовательными операциями погружения и извлечения бурового инструмента производится углубление скважины с попутным опусканием обсадных труб (фиг. 24).

Для облегчения проходки скважин иногда применяют способ постепенного уменьшения диаметра обсадных труб с соответствующим переходом на другие комплекты бурового инструмента.

Бурение производит квалифицированный работник — буровой мастер, на которого возлагается обязанность ведения журнала бурения. Положение скважин на местности привязывается к опорным точкам в плане и по высоте соответствующими замерами и нивелировкой.

9. ИССЛЕДОВАНИЕ ГРУНТОВ И ГРУНТОВЫХ ВОД

Образцы пород, извлекаемые из скважин, служат руководящими данными для построения разреза скважины и суждения об условиях заложения фундамента. Образцы отбирают при всяком изменении породы и не реже, чем через 0,5 м. Первоначальную классификацию грунтов по внешним признакам извлеченных образцов ведет на месте работ техник-коллектор или опытный буровой мастер. Такое приближенное (визуальное) определение рода грунтов производится известным в грунтоведении способом опробования в полевых условиях.

Отобранные образцы помещают в особые ящики с гнездами. Сбоку у каждого образца карандашом отмечают номер образца (по порядку взятия) и глубину, с которой он взят. На крышке ящика надписывают номер скважины и отметки, определяющие скважину в плане и по высоте.

Ящики с образцами отсылают в адрес базы строительства или изыскательской организации. Там образцы хранятся до окончания строительства.

Так как полевая классификация недостаточно точна, то помимо указанных образцов грунта берут еще контрольные для лабораторного определения категории грунта по гранулометрическому составу, а также для определения главных свойств и констант, необходимых для расчета фундамента.

Для лабораторных исследований берут по два образца с каждого пройденного слоя. Образцы помещают в специальную тару (стеклянные банки с притертой пробкой, стальные стаканы и т. п.) крышки которой заливают парафином или варом для сохранения естественной влажности грунта.

Минимальное количество производимых в лаборатории (походной или стационарной) анализов определяется следующим перечнем:

- а) определение гранулометрического состава;
- б) » влажности и коэффициента влажности;
- в) » пористости и коэффициента плотности;
- г) » пластичности и числа пластичности;
- д) » угла естественного откоса;
- е) » объемного и удельного веса.

Окончательную классификацию грунтов, необходимую для выбора норм допускаемых напряжений, устанавливают, руководствуясь следующими правилами.

По числу пластичности глинистые и песчаные грунты делятся на: глины с числом пластичности больше 15, суглинки с числом от 7 до 15, супеси с числом от 1 до 7, пески — не пластичные.

У глинистых грунтов различают твердое и пластичное состояния.

Грунт находится в твердом состоянии, если его природная влажность меньше влажности границ раскатывания по Аттербергу.

Грунт находится в пластичном состоянии, если его природная влажность находится между границей раскатывания и верхней границей пластичности.

При природной влажности больше верхней границы пластичности грунт находится в текучем состоянии.

Супеси, песчаные грунты и пылеватый песок различаются по степени плотности (коэффициент плотности) и по степени заполнения пор водой (коэффициент влажности).

По коэффициенту плотности D различают грунты:

$$\begin{aligned} \text{рыхлые} & 0 < D < \frac{1}{3}, \\ \text{средней плотности} & \frac{1}{3} < D < \frac{2}{3}; \\ \text{плотные} & \frac{2}{3} < D < 1. \end{aligned}$$

По степени заполнения пор водой (т. е. по коэффициенту влажности G) различают грунты:

$$\begin{aligned} \text{сухие} & 0 < G < 0,4; \\ \text{влажные} & 0,4 < G < 0,8; \\ \text{насыщенные} & 0,8 < G < 1. \end{aligned}$$

Величины D и G определяются методами механики грунтов.

При полевой разведке не менее важно также произвести наблюдение за появлением и изменением горизонта грунтовых вод, влияющих на проектирование фундамента и на условия водоотлива в процессе производства работ.

Особого внимания заслуживают изменения уровня грунтовых вод, как, например: появление воды, установившийся уровень, колебания уровня в процессе бурения, уровень воды в начале и в конце каждой смены буровых работ. Кроме того, необходимо знать приток (дебит) воды для расчета мощности насосов, требующихся при рытье котлована и возведении фундамента. При малом расходе дебит скважины определяют желонкой, используемой в таких случаях, как сосуд определенного объема.

Сначала отливают воду из скважины до отметки дна котлована типового фундамента или на 0,30—0,50 м ниже и на этом уровне наблюдают приток воды в скважину.

Например, если площадь поперечного сечения скважины, через которую фильтруется вода, будет 50 см², объем желонки 0,002 м³, а уровень воды в скважине после извлечения этого объема (0,002 м³) возвращается к первоначальной отметке через 40 мин., то часовой дебит скважины с площадью в 50 см² будет:

$$\frac{0,002 \times 60}{40} = 0,003 \text{ м}^3/\text{час.}$$

Для котлована площадью в 20 м² часовой дебит будет:

$$0,003 \frac{20 \times 10\,000}{60} = 12 \text{ м}^3/\text{час.}$$

По этому расходу и намечают необходимый насос для водоотлива.

Все же иногда действительный приток воды в котлован может оказаться отличным от притока, рассчитанного по данным пробной откачки. В таких случаях водоотливные средства, предварительно принятые по данным пробной откачки, увеличиваются или уменьшаются в процессе производства работ в зависимости от действительной потребности в них.

Вместе с определением расхода скважины берут пробу воды для определения наличия примесей, могущих вредно отразиться на кладке фундамента.

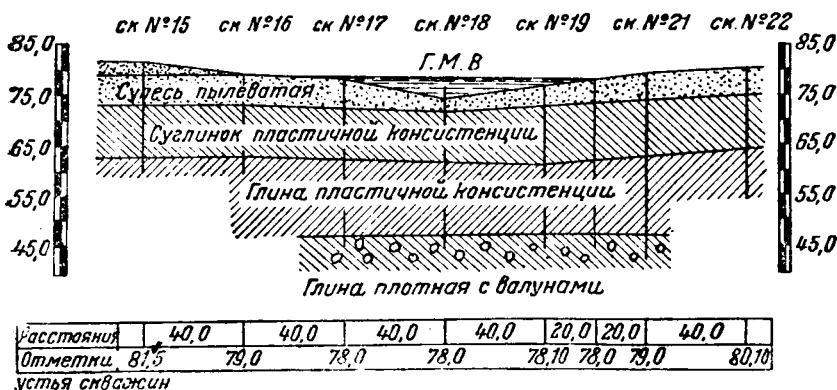
Значительная жесткость грунтовой воды вследствие присутствия углекислой извести и магнезии определяется свертыванием мыла.

При наличии кислотности в воде лакмусовая бумага окрашивается в красный цвет, при щелочной воде — в синий цвет.

Разрезы буровых скважин, называемых колонками (фиг. 25), с отметками горизонтов грунтовых вод вычерчивают в поле по данным бурения и полевой классификации грунтов. Эти разрезы (колонки) затем контролируют при окончательной камеральной обработке документов по получении данных контрольных исследований грунтов в лаборатории. После этого составляют окончательные

| Объект | | Мост | | | | | | | |
|-------------|---------|-------------------------------|---------------------|-----------------|---------------------------------|---------------|-------------------|--|--|
| Км. пк | | 145 | | пк 792+32 | | | | | |
| № скважины | | 21 | | | | | | | |
| Бур. мастер | | Николаев М. В. | | | | | | | |
| №№ образцов | Отметка | Разрез скважин | Наименование грунта | Мощность пласта | Отметка горизонта грунтовых вод | Дата проходки | ПРИМЕЧАНИЕ | | |
| | 98,0 | | | | Лояв. | Установ | | | |
| | 97,50 | | Черноз. | 0,50 | | | | | |
| 1 | 97,04 | [Diagram of borehole section] | Супесь пылевая | 2,80 | 96,7 | 5/VI-39 | Пройдено лозьской | | |
| 2 | 95,70 | | | | 97,25 | | | | |
| 3 | 94,70 | | | | | | | | |
| 4 | 93,70 | [Diagram of borehole section] | Глина пластичная | 3,80 | | 6/VI-39 | Пройдено змевином | | |
| 5 | 92,70 | | | | | | | | |
| 6 | 91,70 | | | | | | | | |
| 7 | 90,90 | | | | | | | | |

Фиг. 25. Образец страницы бурового журнала



Фиг. 26. Геологический разрез места перехода реки

геологические разрезы (фиг. 26), представляющие собой важнейшие документы изысканий¹.

Для получения геологического разреза какого-либо створа, на котором нанесены колонки, нужно соединить границы однородных грунтов и пород.

Несколько сложнее обстоит дело с установлением глубины зимнего промерзания грунтов в исследуемой местности. Обычно используют данные районной метеорологической станции. Однако не для всякого района можно получить такие данные. Поэтому в практике глубину промерзания для отдельных участков в 100—120 км определяют пробной откопкой замерзшего зимой грунта до глубины незамерзшего грунта или путем закапывания (до наступления зимы) бутылок с водой через каждые 30 см по вертикали до глубины, заведомо превышающей зону промерзания. Весной в откопанных шурфах по состоянию бутылок определяют глубину промерзания.

ГЛАВА II

ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ОБСЛЕДОВАНИЯ И ИСПЫТАНИЯ ГРУНТОВ ДЛЯ ОСОБО ОТВЕТСТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

10. СОДЕРЖАНИЕ ОБСЛЕДОВАНИЙ

Проектированию особо ответственных сооружений (мосты больших и средних отверстий, многоэтажные здания) предшествуют инженерно-геологические обследования: предварительные — для разработки проектного задания и подробные — для составления технического проекта.

Предварительные обследования аналогичны обследованиям, описанным в главе I настоящего раздела для малых сооружений.

Подробные же обследования предусматривают повторение разведочных работ и исследований грунтов и грунтовых вод для уточнения данных предварительных обследований и, кроме того, требуют выполнения указанных ниже дополнительных исследований и экспериментальных работ. Глубину выработок назначают из расчета выявления всей толщи наносных отложений и подстилающих коренных пород, врезаюсь в последние на 1—2 м. При глубине залегания коренных пород более 25 м исследования производят до известного, по литературным данным, мощного, выдержанного по всей площадке пласта и, во всяком случае, на всю глубину сжимаемой толщи, мощность которой определяется методом, описанным в § 5. Если по проектному заданию принято свайное основание, то изучают как прорезаемые основанием пласты, так и тот пласт, на который опирается подошва искусственного

¹ При подробных геологических обследованиях, описанных в главе II для особо ответственных сооружений, лабораторные анализы и геологические разрезы нужно составлять и контролировать в процессе обследований.

основания; в этом случае сжимаемую толщу грунта отсчитывают вниз от нижней трети сваи.

Дополнительно проводят следующие исследования и экспериментальные работы:

а) дополнительные исследования грунтов с применением колонкового (вращательного) бурения и с извлечением достаточного количества образцов ненарушенной структуры;

б) испытание пробной нагрузкой в шурфах каждого пласта, входящего в состав исследуемой толщи, если гидрогеологические условия позволяют закладки шурфов;

в) испытание пробной нагрузкой в скважинах каждого пласта, входящего в состав исследуемой толщи, если гидрогеологические условия не позволяют закладки шурфов;

г) определение сопротивления грунтов сдвигу в месте постройки, когда по проектному заданию нагрузка, передаваемая фундаментом грунту, близка к горизонтальному направлению.

11. ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ГРУНТОВ

Помимо определения простейших физических характеристик грунтов (гранулометрический состав, пористость, коэффициент плотности, пластичность, объемный и удельный вес), из каждого пласта грунта, входящего в состав сжимаемой толщи, берут еще образцы для определения:

угла внутреннего трения и силы сцепления, входящих в расчетные формулы проектирования фундаментов;

коэффициента фильтрации, необходимого для расчета времени осадок;

влажности через каждый метр по глубине, начиная от устья скважины, для получения характеристики состояния влажности каждой свиты пород, залегающей на исследуемой местности.

При этом в отношении количества отбираемых образцов, их вида и порядка исследования предъявляются более строгие требования, чем при исследовании грунтов на предварительных обследованиях. При подробных исследованиях грунтов для особо ответственных сооружений требуется соблюдение следующих правил:

1. При глубоком бурении, при проходке скважин в плотных, преимущественно скальных породах применяют более совершенный вид глубинной разведки — колонковое (вращательное) бурение. Колонковое бурение дает возможность получения образца твердой породы с ненарушенной структурой (керн).

2. Количество отбираемых образцов должно определяться тем минимумом, который необходим для правильной оценки однородности пласта грунта в целом. Под однородностью грунта понимается способность его давать в пределах площади, занимаемой сооружением, одинаковую величину деформаций при одном и том же давлении на грунт под тождественными фундаментами. Для предварительных обследований однородность грунта определяется только по геологическим признакам, при подробных же обследованиях для особо ответственных сооружений это определение необходимо уточнять по данным физических характеристик грунтов. Но

так как в любом однородном пласте грунта числовые значения какой-либо физической характеристики, определенные для ряда образцов, не имеют абсолютно одинакового значения, то возникает необходимость их типизации. При этом руководствуются следующим положением: если числовые значения какой-либо физической характеристики, полученные не менее чем для половины общего числа определений для данного пласта грунта, отличаются на величины, не превышающие пределов точности данного определения, то такой пласт по данной характеристике можно считать однородным.

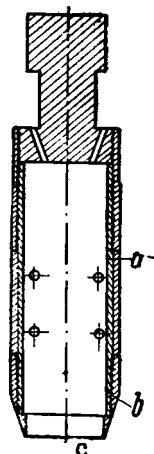
3. Определение таких физических характеристик, как угол внутреннего трения, коэффициент фильтрации, естественная влажность, объемный вес грунта при ненарушенной структуре и естественной влажности, а также пористость, соответствующая естественному состоянию, должны быть произведены обязательно на месте постройки при помощи соответствующей аппаратуры. Это позволит избежать значительных транспортировок, влияющих на изменение влажности и структуры грунта.

4. Извлекаемые из шурфов и скважин грунты должны сохранять свою естественную структуру. Образцы с ненарушенной структурой извлекаются из шурфов в виде монолитов размером не менее $10 \times 10 \times 10$ см у подошвы, кровли и середины пласта, при этом не реже, чем через 1 м по глубине проходки.

Отбор образцов с ненарушенной структурой из буровых скважин производится с помощью специальных приборов, называемых грунтоносами, которые разделяются на два основных типа: а) для связных грунтов, проходимых при бурении ложкой, б) для несвязных грунтов, проходимых при бурении желонкой (преимущественно для водоносных песков).

На фиг. 27 показан грунтонос для связных грунтов, который состоит из металлического стакана, снабженного на конце режущим башмаком. Стакан присоединяется с помощью муфты к штанге, на которой грунтонос спускается в скважину. При глубине скважины более 15,0 м в качестве штанги применяются трубы диаметром 70 мм. Грунтоносы изготовляются нескольких различных моделей. Грунтонос для несвязных грунтов в основном также состоит из стакана, снабженного башмаком-ножом, но усложнен частями, служащими для удержания образца внутри стакана при извлечении грунтоноса на поверхность.

Образцы с ненарушенной структурой берут грунтоносами следующим образом. Предварительно забой очищают, после чего замеряют его глубину от устья скважины. Перед опусканием грунтонос привинчивают к рабочей колонне-штанге. Вдавливание грун-



Фиг. 27. Грунтонос для взятия образцов грунта с ненарушенной структурой:

а — стакан грунтоноса, б — режущий башмак, с — приемная гильза

тоноса в грунт производится при помощи рычага. При бурении с вышки точкой упора для рычага может служить лебедка или любая перекладина; при отсутствии же вышки для упора рычага устанавливают близ скважины специальную стойку.

Грунтонос после погружения на намеченную глубину отрывают от забоя, поднимают на поверхность и извлекают из него гильзу. Для сохранения естественного состояния образца грунта гильзу с образцом покрывают крышкой и парафинируют.

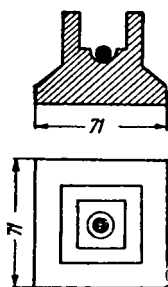
12. ИСПЫТАНИЕ ГРУНТА ПРОБНОЙ СТАТИЧЕСКОЙ НАГРУЗКОЙ В ОТКРЫТЫХ ШУРФАХ

Испытанию пробными нагрузками подвергается непосредственно несущий пласт грунта. Если мощность несущего пласта, залегающего ниже подошвы фундамента, меньше мощности всей сжимаемой толщи грунта под фундаментом, то испытанию пробными нагрузками подвергается также каждый подстилающий пласт в пределах сжимаемой толщи.

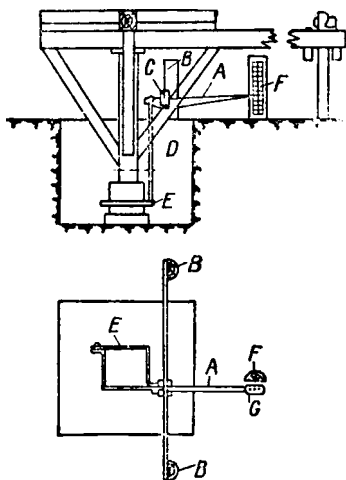
Определение податливости грунта пробными нагрузками производится:

для непосредственно несущего пласта в пределах отметки заложения фундаментов — испытанием в открытых шурфах с соблюдением условий для свободного выпирания грунта по всему периметру штампа (испытание на поверхности);

для подстилающих пластов — испытанием в буровых скважинах без возможности свободного



Фиг. 28. Железобетонный штамп для испытания грунта пробными нагрузками



Фиг. 29. Схема рычажного прибора для измерения осадки грунта

выпирания грунта (испытания на глубине) или в открытых шурфах.

Места испытания намечают так, чтобы каждый непосредственно несущий слой подвергся испытанию не менее чем в двух пунктах.

Испытание грунта на отметке заложения фундаментов производится жестким железобетонным квадратным штампом стандартного размера $70,7 \times 70,7 = 5000 \text{ см}^2$ (фиг. 28). Для извлечения штампа применяют специальные загрузочные платформы.

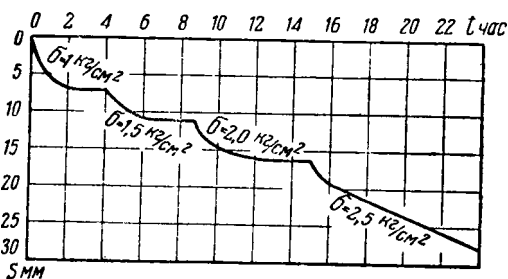
Измерение величины осадки грунта, как одно из основных испытаний, должно производиться с максимальной аккуратностью. От величины и характера осадки во времени зависит решение вопроса о допуске давлении на грунт и о системе основания в целом.

Определение величины осадки сводится к измерению вертикального перемещения центра штампа и может быть проведено оптическим (при помощи нивелира, катетометра) или механическими приборами, гарантирующими точность отсчета не менее 0,1 мм (прибор рычажного типа, штангенциркуль, прогибомер Клопша-Максимова в конструкции инж. Ю. М. Абелева и др.).

Осадку измеряют относительно неподвижного репера, установленного не ближе 2 м от центра испытания, при испытании грунта штампом в 5000 см².

Схема рычажного прибора вместе с загрузочной платформой изображена на фиг. 29. Прибор состоит из рычага *A* (с плечами 5 : 1 или 10 : 1), шарнирно прикрепленного к доске, прибитой к свайкам *B*, *B* в точке *C*.

Конец рычага *A* шарнирно прикреплен к металлическому стержню *D*, наглухо присоединенному к хомуту *E*. Рычаг может перемещаться вместе со штампом при его осадке. Величина осадки измеряется по миллиметровке, прикрепленной к свайке *F*, а отсчет берут по ребру пластины в виде лезвия бритвы *G*, прикрепленной к концу рычага.

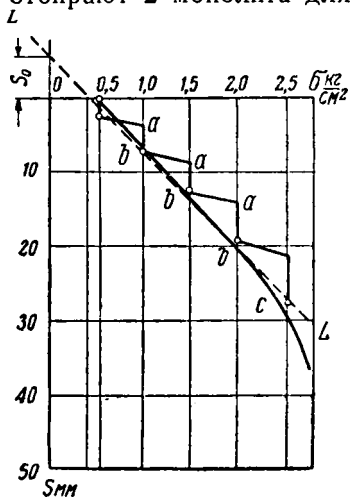


Фиг. 30. График осадки по времени для каждой ступени нагрузки

Испытание производится следующим образом. Из шурфа откачивают воду (если горизонт грунтовых вод выше отметки испытания) через колодцы, отрытые рядом с шурфом. До установки штампа со дна шурфа берут два монолита размерами 15 × 15 × 10 см для лабораторных исследований. Далее устанавливают штамп и платформу и приступают к ее нагружению отдельными равными ступенями, между которыми сохраняются перерывы. Длительность перерыва между двумя ступенями устанавливается с таким расчетом, чтобы к следующей ступени нагрузки осадка практически полностью стабилизировалась, что определяется плавным переходом кривой осадки по времени в горизонтальную ветвь (фиг. 30). За горизонтальное направление кривой осадки, при которой стабилизация считается полной, принимают участки графика, соответствующие двум условиям: а) если осадка, не превышающая 1 мм, нарастает в течение 20 час. (при измерении приборами, гарантирующими точность отсчета в 1 мм); в) если осадка, не превышающая 1/10 мм, нарастает в течение 2 час. (при измерении приборами, гарантирующими точность отсчета до 1/20 мм).

Испытание ведут до достижения давления, условно называемого предельным давлением. Этот предел устанавливается в момент: либо выпирания грунта или образования видимых на-глаз трещин вокруг штампа, либо резкого увеличения осадки при незначительном возрастании нагрузки. Кроме того, предельным считается давление вызывающее длительную осадку по времени, протекающую в течение 24 час., примерно с одинаковой скоростью. Моменты, характеризующие как резкие, так и длительные осадки, находят свое отражение на графике осадки по времени (фиг. 30).

По окончании испытания и подъема штампа, из-под его центра отбирают 2 монолита для лабораторных исследований.



Фиг. 31. График осадки в зависимости от нагрузки

С момента начала замачивания ведут наблюдение за ходом осадки под влиянием изменения влажности, с построением графика осадок в зависимости от времени. Опыт продолжается при непрерывном поддержании уровня воды в дренирующем слое до того момента, пока не начнет затухать процесс осадки.

По обработанным результатам наблюдений определяют величины осадок и вычисляют значение модуля деформации, необходимого для расчета ожидаемой осадки проектируемого сооружения.

Помимо графика осадки по времени при постоянной нагрузке, по данным испытаний, вычерчивают кривые зависимости осадки от нагрузки (фиг. 31) в виде ступеней, отмечающих для каждого значения нагрузки осадку, полученную: а) немедленно после соответствующего загрузения штампа; б) после условной стабилизации (конечная осадка).

По такому графику предел пропорциональности между осадками и нагрузками находят как место резкого отклонения кривой осадки от ранее намечившегося направления в сторону увеличения осадки. Полученные два графика (фиг. 30 и 31) позволяют установить величину предельного давления на грунт.

Для определения модуля деформации следует откорректировать наблюдаемые значения осадок. Дело в том, что осадки, регистрируемые приборами, обычно несколько преуменьшены, так как воздействие собственного веса установки до включения приборов не учитывается. Поправку на потерянную осадку вносят следующим образом.

Пусть в результате испытаний получен график, изображенный на фиг. 31, где ступени ab означают осадки для каждого значения нагрузки, а точка c — предел пропорциональности. Через точки, соответствующие конечным осадкам, проводят прямую LL с таким расчетом, чтобы конечные осадки, лежащие в пределах пропорциональности, располагались относительно прямой LL наиболее симметрично. Величина S_0 (отрезок, отсекаемый на оси ординат) и дает искомую поправку к величинам осадок, замеренным в натуре. Численное значение S_0 для данного прибора получается равным 0,6 см, и, следовательно, на эту величину следует исправить осадки, зарегистрированные приборами.

Для вычисления модуля деформации E по данным наблюдаемой осадки S пользуются формулой теории упругости

$$E = \frac{(1 - \mu^2)p}{Sd},$$

где:

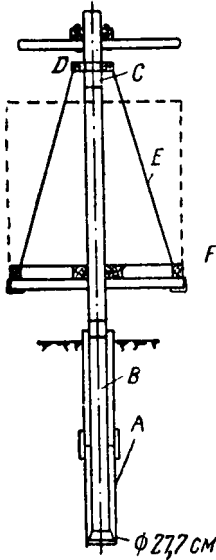
- S — полная наблюдаемая осадка;
- μ — коэффициент Пуассона, принимаемый для песков равным 0,20, для глин — 0,42;
- p — нагрузка на штамп в килограммах;
- d — диаметр (в сантиметрах) круга, равновеликого площади штампа.

13. ИСПЫТАНИЕ ГРУНТА ПРОБНОЙ СТАТИЧЕСКОЙ НАГРУЗКОЙ НА ГЛУБИНЕ В СКВАЖИНЕ

Испытание подстилающих пластов производится в буровых скважинах, если устройство шурфа необходимой глубины затруднительно. Испытание на глубине производится в скважине с обсадными трубами диаметром 325 мм при помощи круглого стандартного штампа площадью 600 см², устанавливаемого на выровненное под плоскость дно скважины. В таких случаях, т. е. когда производят испытание подстилающих пластов штампом, непосредственно несущий слой должен быть испытан тем же штампом в шурфе.

Установка для испытаний грунта в скважине изображена на фиг. 32. Обсадная труба A посредством бурения опускается до намеченной отметки, где устанавливается штамп площадью 600 см², прикрепленный к штанге B . К верхнему концу штанги прикрепляется муфта C , на которую надевается хомут D . К хомуту при помощи четырех тяг E подвешена деревянная платформа F , надеваемая на штангу. Штанга может быть использована до глубины 15 м без распорок внутри обсадной трубы. При глубине более

15 м, для предотвращения продольного изгиба штанги, необходимы деревянные распорки, надеваемые на трубу-штангу у каждой муфты. Предельная глубина испытания — 30 м.



Фиг. 32. Схема платформы для глубинных испытаний грунта в буровой скважине

Порядок производства испытания в скважине следующий. По окончании бурения производят зачистку дна скважины сначала секторным, а потом тарелочным диском, причем последние 5 см до назначенной отметки испытания должны быть свободны от обсадной трубы. Тщательность зачистки проверяется непосредственным осмотром с освещением дна скважины специальным фонарем водолазного типа.

Металлические стандартные штампы для испытаний бывают различных моделей применительно к грунтам: глинистым, песчаным, сухим и мокрым. После установки штампа и всех приборов и проверки правильности работы всей установки приступают к нагрузке. Сначала дается нагрузка, равная весу тех слоев грунта, которые были удалены бурением; эта нагрузка выдерживается до полной стабилизации осадки. Далее испытание ведется в том же порядке, как и при испытаниях в открытых шурфах, теми же методами обработки полученных данных; нужно лишь дополнительно учитывать две следующие поправки.

1. Поправка на сжатие трубы. Если испытание велось на глубинах свыше 10 м, эта поправка вычисляется по формуле:

$$t = \frac{LQ}{FW},$$

где:

L — длина трубы на участке от штампа до места, связанного с измерительным прибором, см;

Q — полная нагрузка на платформе, кг;

F — площадь сечения трубы, см²;

W — модуль упругости материала трубы, кг/см².

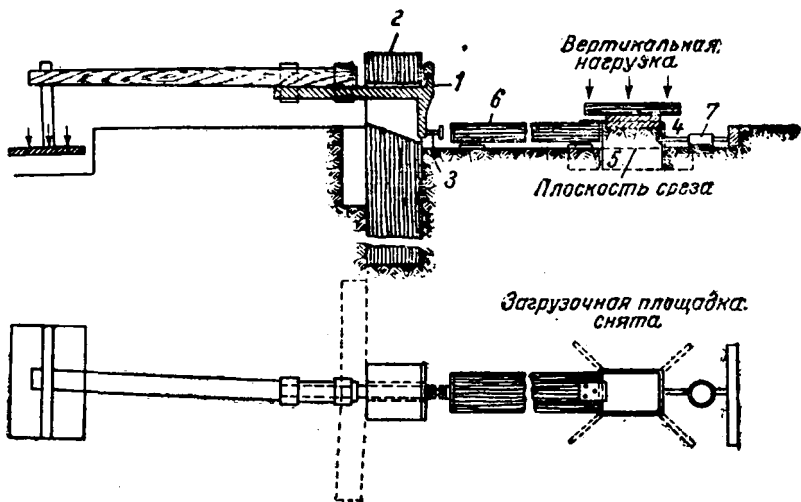
2. Поправка, вводимая в формулу расчета модуля деформации. Эта поправка учитывает переход от испытания на поверхности к испытанию на глубине с затрудненным боковым расширением грунта. Поправка представляет собой эмпирический коэффициент, имеющий для штампа площадью 600 см² значение, равное 0,70. Следовательно, формула для определения модуля деформации примет вид:

$$E = 0,70 \frac{(1 - \mu^2) p}{S_d}.$$

14. ОПРЕДЕЛЕНИЕ СОПРОТИВЛЯЕМОСТИ СДВИГУ ГРУНТА С НЕНАРУШЕННОЙ СТРУКТУРОЙ

В тех случаях, когда, согласно проектному заданию, основная нагрузка, передаваемая фундаментом грунту, имеет горизонтальное направление для пласта грунта, непосредственно воспринимающего эту нагрузку, определяют сопротивление сдвигу.

Монолиты для испытания на срез берут в первую очередь из непосредственно несущего слоя на отметке заложения фундамента. Отбор монолитов из глубоких слоев производится при наличии в составе сжимаемой толщи грунта пластов из пород более сла-



Фиг. 33. Прибор для испытания монолитов грунта на срезывание в шурфе: 1 — рычаг; 2 — опорная пластинка; 3 — упорный винт; 4 — верхняя коробка; 5 — нижняя коробка; 6 — деревянный упорный брус; 7 — мессура

рых, чем порода непосредственно несущего слоя. Под каждым ответственным сооружением берут монолиты не менее чем в двух пунктах. Количество монолитов из каждого изучаемого слоя берут с таким расчетом, чтобы испытания на срез захватили пределы давлений, начиная с 1 кг/см^2 и до величины предварительно намеченного в проектном задании давления под фундаментом проектируемого сооружения. В пределах этого диапазона испытание на срезывание производят при вертикальных давлениях, как правило, через каждый $1,0 \text{ кг/см}^2$.

Испытание отобранных монолитов на срез производится в стационарном станке на месте постройки.

Испытания и вычисления коэффициента внутреннего трения и силы сцепления производят методами механики грунтов.

В тех случаях, когда отбор образцов затруднен, может быть применен прибор, устанавливаемый в котловане.

Схема такого прибора (системы Восточного института сооружений) показана на фиг. 33. Срез грунта в виде «попа» производится в его естественном залегании.

РАЗДЕЛ III

ПРОСТЫЕ ФУНДАМЕНТЫ НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ В МЕСТНОСТИ, НЕ ПОКРЫТОЙ ВОДОЙ

ГЛАВА I

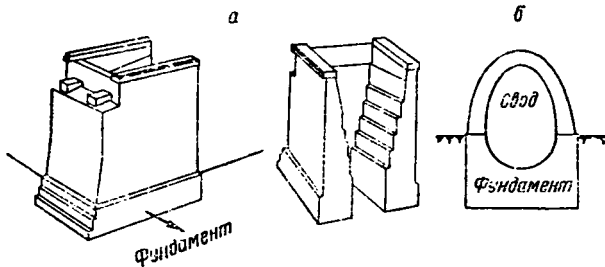
ПРОСТЫЕ ФУНДАМЕНТЫ И МЕТОДЫ ИХ РАСЧЕТА

15. ВИДЫ ПРОСТЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Фундаменты, устраиваемые в открытом котловане на естественном основании, как уже отмечалось в § 1, носят название простых фундаментов. Они могут иметь тот или иной профиль, в зависимости от характера сооружения и гидрогеологических условий местности.

Приводим некоторые случаи применения простых фундаментов в практике дорожного строительства.

На фиг. 34-а изображен устой с обратными стенками, возведенный на простом фундаменте, несимметричного профиля, с учетом влияния горизонтальной нагрузки. Простой фундамент для трубы под насыпью показан на фиг. 34-б.



Фиг. 34. Примеры простых фундаментов

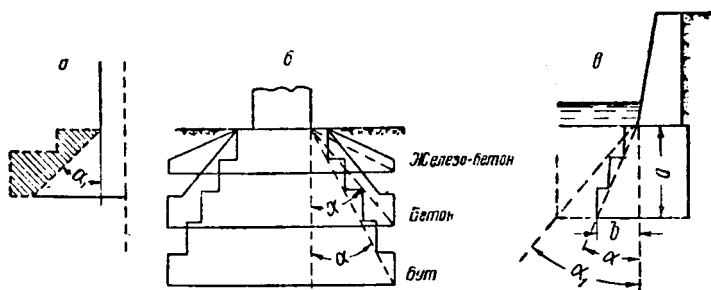
Простые фундаменты из бутовой кладки, бетона и железобетона с уширением, симметрично нагруженные, показаны на фиг. 35.

Уширением достигается увеличение площади фундамента, что вызывается необходимостью снижения интенсивности давления на грунт, если последний не обладает достаточной несущей способностью, чтобы воспринять нагрузку от фундамента без уширения.

Однако угол уширения α не должен превышать угла α_1 распространения сжимающих напряжений в кладке фундамента. Кладка за пределами этого угла не будет воспринимать сжимающих напряжений (фиг. 35-а); эта часть фундамента будет работать на изгиб, что допустимо только для железобетонных фундаментов. Последние могут быть уширены без ограничения углом α при условии соответствующей толщины консоли, что проверяется расчетом на изгиб.

Применение сравнительно дешевой бутовой кладки для фундамента с уширением требует большего заглубления, так как для бу-

товой кладки угол α наибольшего допустимого уширения меньше того же угла при бетонной кладке; в последней сжимающие напряжения распространяются под углом, более крутым, чем в бутовой кладке. Для бута наибольший угол α не должен превышать 30° , для бетона — 40° . Обычно уширение бутового фундамента



Фиг. 35. Простые фундаменты с уширением

осуществляется уступами (вместо наклонной плоскости), что облегчает выполнение кладки. В бетонных фундаментах уширение может быть осуществлено также и наклонными гранями (фиг. 35-б).

Фиг. 35-в изображает подпорную стену на простом фундаменте несимметричного профиля, определяемого внецентренной нагрузкой.

16. РАСЧЕТ ПРОСТЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПРИ РАВНОМЕРНОЙ НАГРУЗКЕ

Расчет и конструирование простого фундамента производится в следующем порядке (фиг. 36).

1. Руководствуясь глубиной промерзания грунта, допускаемыми нагрузками и прочими нормативами, предусмотренными Техническими условиями, назначают предварительную глубину h заложения фундамента, соблюдая зависимость

$$\frac{P_1 + P_{\Phi}}{F} \leq [\sigma] \quad (1)$$

где:

P_1 — вес надземной части сооружения;

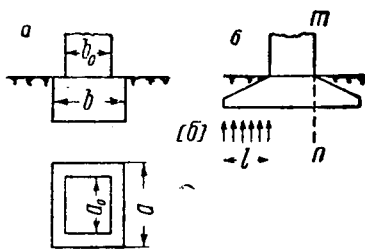
P_{Φ} — вес фундамента;

$[\sigma]$ — допускаемое давление на грунт;

F — площадь фундамента, равная ab .

Минимальные размеры фундамента в плане a и b (фиг. 36-а) соответствуют размерам сооружения a_0 и b_0 , увеличенным в каждую сторону на обрезы (0,20 — 0,35 м).

Нормальная величина обреза для простых фундаментов определяется, во-первых, условием оставления запаса в ширине



Фиг. 36. Расчет простых фундаментов

фундамента против ширины надземной части сооружения для возможности точного соблюдения проектной оси этой части сооружения и, во-вторых, необходимостью создания постели для возведения чистой (допустим, лицевой) кладки надземной части сооружения. Нормальная величина обреза в 0,20 — 0,35 м удовлетворяет указанным условиям. Если при этом площадь подошвы фундамента окажется недостаточной для соблюдения зависимости (1), то она может быть найдена из той же зависимости:

$$[\sigma] = \frac{P_1 + P_{\Phi}}{F} = \frac{P_1 + \gamma F h}{F},$$

откуда

$$F = \frac{P_1}{[\sigma] - \gamma h},$$

где γ — вес единицы объема кладки.

В этом случае стороны фундамента a и b могут быть найдены из соотношений:

$$F = ab \text{ и } \frac{a}{b} = \frac{a_0}{b_0}.$$

Таким образом, получается некоторое уширение фундамента на величину $b - b_0$ и $a - a_0$, которое не должно превышать допустимого уширения, о чем было сказано в предыдущем параграфе. Если имеет место превышение предельного угла уширения, то надлежит либо углубить фундамент, либо применить вместо бутовой кладки бетонную, позволяющую уширять фундамент на большой угол α .

Если и это окажется недостаточным, то может возникнуть необходимость в использовании железобетонной плиты или придется перейти к другому типу фундамента.

2. Определив необходимую глубину фундамента и площадь его подошвы, переходят к установлению профиля фундамента. Если фундамент проектируют без уширения, то профиль получается прямоугольного очертания.

3. Установив размеры и очертание фундамента, производят поверку его на устойчивость против выпирания. Такая поверка по техническим условиям обязательна для грунтов с углом трения $\leq 30^\circ$. При этой поверке принятая глубина фундамента h должна быть более глубины h_1 , определяемой из условия временного равновесия на выпирание по формуле проф. Н. М. Герсеванова (см. § 3).

4. Толщину консоли в сечении $m - n$ в железобетонных фундаментах (фиг. 36-б) определяют по общим правилам расчета железобетонных конструкций. Изгибающий момент M вычисляют от действия равномерной нагрузки реакции грунта на участке

$$l = \frac{b}{2} - \frac{h_0}{2},$$

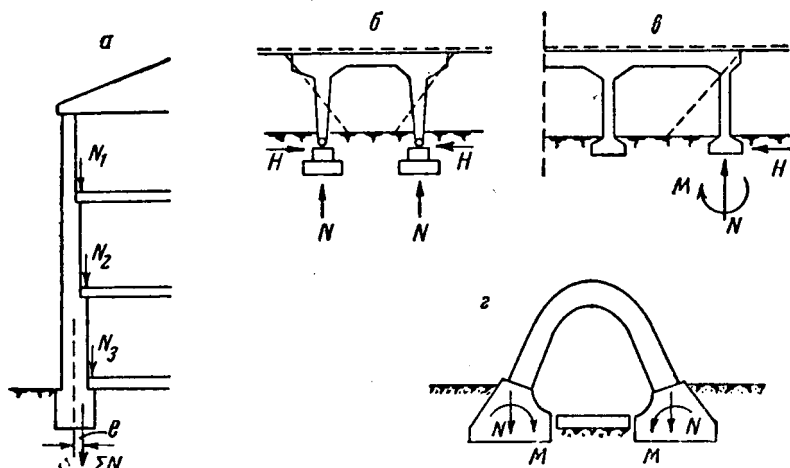
$$M = \alpha l \frac{l}{2} = \frac{\alpha l^2}{2} = \frac{\sigma}{8} (b - b_0)^2.$$

Теоретические и экспериментальные исследования работы консоли фундамента показывают несколько иной характер распределения напряжений в консоли. Тем не менее для небольших плит при определении момента можно пользоваться указанным методом.

17. РАСЧЕТ ПРОСТЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПРИ ВНЕЦЕНТРЕННОЙ НАГРУЗКЕ

Неравномерное распределение напряжений в подошве фундамента может иметь место в следующих случаях приложения внешних сил:

1) приложение нормальной силы с эксцентриситетом e (фиг. 37-а);



Фиг. 37. Схемы действия сил и моментов на фундаменты

2) наличие горизонтальной нагрузки (ветер, давление земли, льда и т. д.);

3) наличие моментов, действующих на фундамент (фиг. 37-б, в, г), а также различные сочетания указанных сил и моментов.

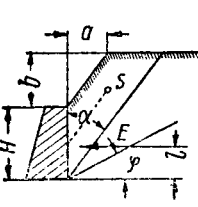
Значения бокового давления земли на подпорные стены и устои для различных условий профиля сооружения и засыпки приведены на фиг. 38.

При расчете фундаментов, подверженных горизонтальным силам, различают два случая.

1. Глубина фундамента менее двойной его ширины, — принимают расчетную схему с упрощенной треугольной эпюрой давления грунта.

2. Глубина фундамента более двойной его ширины, — принимают сложную эпюру давления земли.

Для первого случая, т. е. при незначительной глубине фундамента, нужно: определить значения сил, действующих на фундамент, и выбрать такой профиль фундамента, при котором макси-

| | |
|--|--|
| <p>Профиль подпорной стены</p> | <p>УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ:</p> <p>E — давление земли, l — плечо силы E, Δ — объемный вес грунта, φ — угол трения грунта, h — приведенная высота от временной нагрузки q. $h = q : \Delta$, α — угол призмы обрушения.</p> |
|  | $E = \frac{\Delta}{2} H^2 \operatorname{tg}^2 (45 - \varphi/2),$ $l = \frac{H}{3},$ |
|  | $E = \frac{\Delta}{2} H(H + 2h) \operatorname{tg}^2 (45 - \varphi/2)$ $l = \frac{H}{3} \cdot \frac{H + 3h}{H + 2h},$ |
|  | $E = \frac{\Delta (H + b)^2 \operatorname{tg} \alpha - a \Delta b}{2 \operatorname{tg} (\alpha + \varphi)},$ <p>где:</p> $\operatorname{tg} \alpha = -\operatorname{tg} \varphi + \sqrt{(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) \left(1 + \frac{ab}{(H + b)^2 \operatorname{tg} \varphi}\right)}$ <p>S = центр тяжести трапеции.</p> |

Фиг. 38. Давление земли

мально снижается неравномерность нагрузки. Этому условию удовлетворяет несимметричный профиль фундамента, при котором разница в краевых напряжениях выравнивается. Середина подошвы фундамента тем больше сдвигается от оси симметрии, чем больше величины сил, вызывающих неравномерность давления на фундамент.

Несколько иначе обстоит дело, когда горизонтальные силы имеют переменное направление, как, например, ветровая нагрузка или подвижная нагрузка, попеременно загружающая то один пролет моста, то другой, отчего и распор меняет свое направление. В таких случаях фундамент проектируют симметричным по наибольшим краевым напряжениям (фиг. 39), и устойчивость его достигается соответствующими размерами и весом.

| | |
|--|--|
| | $E = \Delta \frac{(H + b) \left(\frac{H+b}{2} + h \right) \operatorname{tg} \alpha - ah - \frac{ab}{2} - kh}{\operatorname{tg}(\alpha + \varphi)}$ <p>где</p> $\operatorname{tg} \alpha = -\operatorname{tg} \varphi + A$ $A = \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \varphi + \frac{2 \left(ah + \frac{ab}{2} + kh \right)}{(H + b) \left(\frac{H+b}{2} + h \right) \sin 2\varphi}}$ |
| | <p>где:</p> $E = \frac{\Delta H^2 \cos W}{2} \cdot \frac{\sin \alpha}{\cos(\alpha + W) \operatorname{tg}(\alpha + \varphi)},$ $\operatorname{tg} \alpha = \frac{-\operatorname{tg} \varphi + \sqrt{\sec^2 \varphi - \frac{2 \operatorname{tg} W}{\sin 2\varphi}}}{1 - \frac{2 \operatorname{tg} W}{\sin 2\varphi}}$ $l = \frac{H}{3},$ |
| | $E = \frac{\Delta H^2}{2} \frac{\cos \varphi}{(1 + \sqrt{2} \sin \varphi)^2} \quad l = \frac{H}{3}$ |
| | <p>где:</p> $E = \frac{\Delta H^2 (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \vartheta) (1 - \operatorname{tg} \vartheta \operatorname{tg} W)}{2 \operatorname{tg}(\varphi + \alpha) (1 + \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} W)}$ $\operatorname{tg} \alpha = \frac{(-\operatorname{tg}^2 \varphi + \operatorname{tg} \vartheta \cdot \operatorname{tg} W)}{\operatorname{tg} W (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) + \operatorname{tg} \varphi (1 - \operatorname{tg} W \cdot \operatorname{tg} \vartheta)} +$ $\frac{\sqrt{(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi)(\operatorname{tg} \varphi + \operatorname{tg} W)(\operatorname{tg} \varphi - \operatorname{tg} \vartheta)(1 - \operatorname{tg} \vartheta \cdot \operatorname{tg} W)}}{\operatorname{tg} W (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) + \operatorname{tg} \varphi (1 - \operatorname{tg} W \cdot \operatorname{tg} \vartheta)}$ |

на подпорные стены

Расчет неравномерно нагруженных фундаментов производится методом последовательного приближения. Предварительно задаются размерами фундамента (фиг. 40), после чего проверяют напряжения в грунте и устойчивость фундамента. Затем размеры соответственно исправляют, вновь производят поверочный расчет и в итоге получают искомое очертание фундамента.

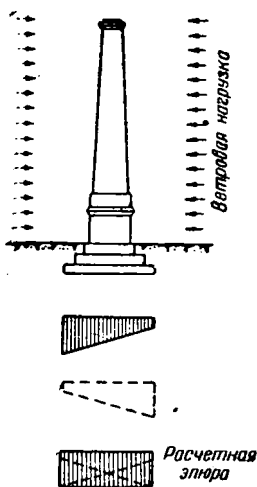
Напряжения проверяют по формуле неравномерного сжатия

$$\sigma_{\max, \min} = \frac{\Sigma N \pm M}{F} \pm \frac{W}{W}$$

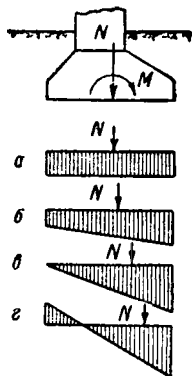
При назначении формы подошвы фундамента стремятся развить не только площадь, но и момент сопротивления, увеличивая соответствующие стороны фундамента.

Придавая фундаменту несимметричный профиль, можно добиться вполне равномерной эпюры напряжения (при постоянном действии силы и момента).

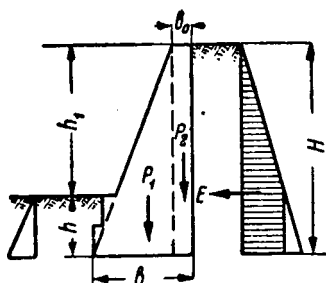
На фиг. 40 показаны также эпюры для случаев: когда сила N расположена на границе ядра сечения (эпюра b); когда сила выходит из пределов ядра (эпюра $г$). В последнем случае в переда-



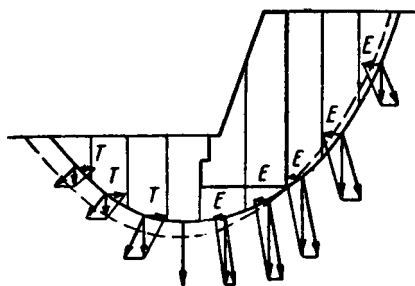
Фиг. 39. Эпюры напряжений при переменной ветровой нагрузке



Фиг. 40. Эпюры напряжений для различных значений эксцентриситета



Фиг. 41. Расчет фундамента подпорной стены



Фиг. 42. Расчет общей устойчивости методом Берера

че давления на грунт участвует только та часть подошвы фундамента, в которой действуют сжимающие напряжения.

Рассмотрим другой пример — фундамент подпорной стены (фиг. 41). В этом случае особенность расчета заключается также в подыскании такого профиля фундамента и главным образом такой ширины подошвы b , чтобы:

- 1) стена не опрокинулась от давления E ;
- 2) не возникали отрицательные напряжения у заднего ребра стены и напряжения более допускаемых у переднего ребра;
- 3) не было сдвига стены или выпирания грунта.

Принимая за основу одно из этих условий, определяют ширину подошвы b , а потом проверяют достаточность найденных таким образом размеров фундамента для остальных условий.

Затем проверяют устойчивость стены против деформации вместе с засыпкой.

Для этого применяют метод Феллениуса или Берера. Метод Берера менее сложный, чем Феллениуса, и состоит в том, что, задавшись рядом возможных кривых сползания (фиг. 42), опре-

деляют отношение суммы сил, удерживающих ΣT , и суммы сил, сдвигающих ΣE . Коэффициент устойчивости должен быть не менее 1,4, т. е. $\frac{\Sigma T}{\Sigma E} \geq 1,40$. Силы T и E получаются разложением сил Q , представляющих собой вес отдельных элементов (отсеков) зоны сползания. Угол φ , образованный нормалью к кривой, представляет собой угол трения грунта. Если грунт обладает сцеплением, то коэффициент устойчивости

$$k = \frac{cL + \Sigma T}{\Sigma E},$$

где:

c — единичная сила сцепления, т/м²;

L — длина кривой сползания, м;

cL — удерживающая сила сопротивления сцепления.

Подобная поверка производится для ряда вероятных кривых сползания. Последние намечаются в нескольких местах, где можно ожидать сползания, руководствуясь при этом известными в практике и описанными в литературе, наблюдаемыми случаями характерных смещений земляных масс.

Далее производят поверку на сдвиг (по общим приемам, указанным в § 3), а затем на выпирание.

Установив основные размеры фундамента, переходят к детализации его профиля. Размеры уступов назначают с таким расчетом, чтобы угол уширения α не превышал максимально допускаемого для принятого рода кладки.

Для более благоприятных условий работы подпорной стены применяют иногда следующие меры:

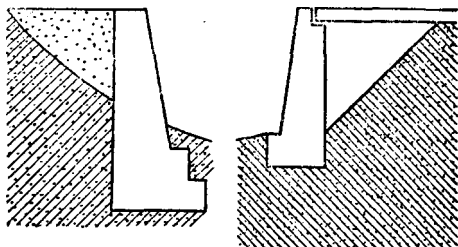
1. Подошве фундамента придают наклон, чтобы равнодействующая была перпендикулярна подошве.

2. Придают наклон задней грани стенки, что приводит к уменьшению распора E (однако значительный наклон недопустим, так как в процессе постройки стена не будет устойчива).

3. Устраивают разгрузочные консоли.

Подпорные стены новейших систем имеют очертания, отличающиеся от рассмотренных (фиг. 43).

Отсутствие бокового давления земли позволяет получить более экономичное решение, запроектировав подпорную стену легкого профиля. Стены представляют собой комбинацию вертикальных и горизонтальных плит, причем первые работают на сжатие (каменные), вторые на изгиб (железобетонные). Давление земли распределяется по углу естественного откоса грунта, не касаясь стены и не вызывая распора.



Фиг. 43. Подпорные стены при наличии и отсутствии бокового давления земли

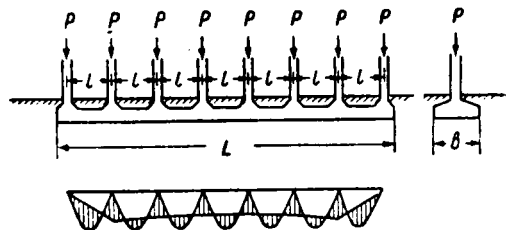
18. РАСЧЕТ ЛЕНТОЧНОГО ФУНДАМЕНТА КАК БАЛКИ НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ

Обычно ленточные фундаменты представляют собой балки прямоугольного сечения, на которые опирается ряд колонн или столбов (фиг. 44).

В практике дорожного строительства ленточные фундаменты встречаются под опорами путепроводов и под колоннами в гаражах или иных подобных им сооружениях.

Характер работы ленточного фундамента, а следовательно, и метод его расчета зависят от размеров самого фундамента и от упругих свойств грунта.

При расчете ленточных фундаментов вопросы глубины заложения и размеров в плане решаются методами, общими для всех случаев простых фундаментов. Расчет ленточных фундаментов заключается в определении сечения балки, для чего необходимо знать изгибающие моменты в пролете и на опорах. Сложность расчета заключается в определении значений этих изгибающих моментов.



Фиг. 44. Расчет ленточного фундамента

На практике изгибающие моменты в ленточных фундаментах часто рассчитывают приближенно как в неразрезных балках с равномерно распределенной нагрузкой (от реакции грунта), причем колонны принимают за опорные точки.

Применять такой метод без особого ущерба для экономической стороны дела можно только в особых случаях, а именно: при относительно большой жесткости поперечного сечения балки, при относительно малых пролетах между опорами колонн и при относительно слабых грунтах.

Во всех прочих случаях проектирования ленточных фундаментов изгибающие моменты исчисляют более точным способом, как для балки на упругом основании.

Существует довольно сложный способ определения изгибающих моментов, разработанный по гипотезе Циммермана-Винклера. Этот способ основан на нахождении общего интеграла дифференциального уравнения изогнутой оси балки и применяется еще и в настоящее время.

Однако от расчета балок на упругом основании, согласно гипотезе Циммермана-Винклера, нужно, повидимому, отказаться вследствие двух чрезвычайно существенных недостатков.

1. Гипотеза Винклера исходит из предпосылки о пропорциональности между перемещением элементарной площадки поверхности грунта и внешним давлением на эту площадку. При этом предполагается, что соседние нагруженные точки поверхности грунта остаются несмещенными.

В действительности же при нагрузке какого-либо элемента поверхности смещение распространяется и на соседние элементы поверхности.

2. При расчете балок, согласно гипотезе Винклера, важную роль играет так называемый коэффициент постели K , представляющий собой коэффициент пропорциональности между давлением на грунт в какой-либо точке поверхности грунта и перемещением той же точки. Предполагается, что этот коэффициент устанавливается для каждого вида грунта экспериментальным путем. Однако опытами выявлено, что точное определение этого коэффициента в действительности невозможно, так как величина его зависит не только от физических свойств грунта, но и от ряда других факторов и в первую очередь от величины площади штампа, которым производится испытание.

Между тем при решении задачи о расчете балки в предположении, что грунт представляет собой упругую среду, основной характеристикой служит модуль упругости грунта (точнее, модуль сжимаемости), достаточно точно устанавливаемый опытным путем.

Метод расчета балки на упругом основании, базирующийся на гипотезе Циммермана-Винклера, неоднократно подвергался сомнению как у нас, так и за границей.

Трудами советских ученых (Н. М. Герсегонова, В. И. Руднева, Я. М. Мачерет и др.) разработан новый, более научный метод расчета фундамента на упругом основании, базирующийся на физических характеристиках грунтов без гипотезы Циммермана-Винклера.

Расчет по этому новому способу (при равных пролетах между опорами) производится в следующей последовательности.

1. Найдя по общим правилам проектирования оснований необходимую глубину фундамента и его размеры в плане, определяют ожидаемую осадку S фундамента и среднее значение модуля упругости E грунта.

2. Задаются сечением фундаментной балки по данным практики и определяют момент инерции J сечения.

3. Определяют показатель гибкости t балки по формуле:

$$t = \frac{\pi F l^3}{\gamma E_1 J},$$

где:

E — среднее значение модуля упругости грунта;

l — расчетный пролет балки;

E_1 — модуль упругости бетона;

J — момент инерции сечения балки.

Если значение t получается в пределах $0 \leq t \leq 4$, то балку относят к категории жестких; если t получится в пределах $4 \leq t \leq 8$, то балку считают средней гибкости, и если значение t будет в пределах $8 \leq t \leq 10$, то балка считается гибкой.

4. Значения напряжений p_n в основании жесткой балки в расстояниях $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ от начала координат находят по формуле:

$$p_n = q_0 + p_0 \xi_n^4,$$

где:

$$\xi_n = \frac{x_n}{l}.$$

По найденным значениям $p_1, p_2, p_3, \dots, p_n$ строят эпюру напряжений.

Для жесткой балки значения необходимых параметров q_0 и p_0 определяются формулами:

$$q_0 = \frac{20 + 2t(5 - 6\alpha)}{4t + 32} p,$$

$$p_0 = \frac{12 - 6t(1 - 2\alpha)}{4t + 32} 5p,$$

где:

α — при симметричной нагрузке и равных пролетах = 0,5;

p — среднее значение напряжения, равное $\frac{P}{lb}$ при ширине балки b .

5. Значения моментов для жесткой балки в сечениях $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ будут равны

$$M_n = l^2 \left(\frac{q_0}{2} + \frac{p_0}{6} - \alpha p_n \right).$$

По найденным значениям $M_1, M_2, M_3, \dots, M_n$ проверяют сечения балки в местах x_1, x_2, \dots, x_n и рассчитывают необходимую арматуру.

6. Если балка получается средней жесткости, то значение параметров P_0 и q_0 определяется формулами:

$$q_0 = \frac{24 + 4t(3 - 4\alpha)}{2t + 32} p,$$

$$p_0 = \frac{8 - 4t(1 - 2\alpha)}{2t + 32} 3p.$$

7. Значения напряжений в основании балки средней жесткости определяются формулой:

$$p_n = q_0 + p_0 \xi_n^2.$$

По найденным значениям $p_1, p_2, p_3, \dots, p_n$ строят эпюры напряжений.

8. Значения моментов для балки средней жесткости в сечениях $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ будут равны:

$$M_n = l^2 \left(\frac{q_0}{2} + \frac{p_0}{4} - \alpha p_n \right).$$

По найденным значениям $M_1, M_2, M_3, \dots, M_n$ проверяют сечения балки в местах x_1, x_2, \dots, x_n и рассчитывают необходимую арматуру.

9. Если балка получается гибкой, то значения параметров q_0 и p_0 определяются формулами:

$$q_0 = \frac{2t(65 - 104\alpha) + 115,5}{26t + 323,5} p,$$

$$p_0 = \frac{4 - 2t(1 - 2\alpha)}{26t + 323,5} 96p.$$

10. Значения напряжений в основании гибкой балки определяются формулами:

$$p_n = q_0 + \frac{p_0}{4} (1 + \xi_n^2) \text{ при } \xi \leq 1/2,$$

$$p_n = q_0 + p_0 \xi_n \text{ при } \xi \geq 1/2$$

По найденным значениям $p_1, p_2, p_3 \dots p_n$ строят эпюру напряжений.

11. Значения моментов для гибкой балки в сечениях $x_1, x_2, x_3 \dots x_n$ будут равны:

$$M_n = l^2 \left(\frac{q_0}{2} + \frac{5p_0}{192} - \alpha p_n \right).$$

По найденным значениям моментов $M_1, M_2, M_3 \dots M_n$ проверяют сечения балки в местах $x_1, x_2 \dots x_n$ и рассчитывают необходимую арматуру.

Расчет описанным методом значительно облегчается применением таблиц, составленных М. И. Горбуновым-Посадовым¹. Таблицы предназначены для расчета балок на упругом основании в условиях плоской задачи теории упругости. В таблицах приведены значения опорных реакций, изгибающих моментов и поперечных сил для практически важных случаев сочетания действующих сил.

ГЛАВА II

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА ФУНДАМЕНТОВ НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ

19. ПРИМЕР РАСЧЕТА ФУНДАМЕНТА ПОД УСТОЙ МОСТА

Требуется составить проект фундамента под устой моста по следующим данным:

Геологический разрез (фиг. 45), на котором видно, что верхний слой грунта мощностью 3,00 м составляет супесь средней плотности, насыщенная водой; далее залегает крупный песок мощностью 6,00 м средней плотности и под песком глина твердой консистенции.

¹ М. И. Горбунов-Посадов. Таблицы для расчета балок на упругом основании, Госстройиздат, 1939.

Схема устоя (фиг. 45) с нагрузками:

$P_1 = 750$ т — вес устоя, плечо этой силы $l_1 = -0,98$ м (считая относительно центра тяжести сечения устоя в плоскости обреза фундамента):

$P_2 = 300$ т — вес фермы, плечо $l_2 = -0,38$ м.

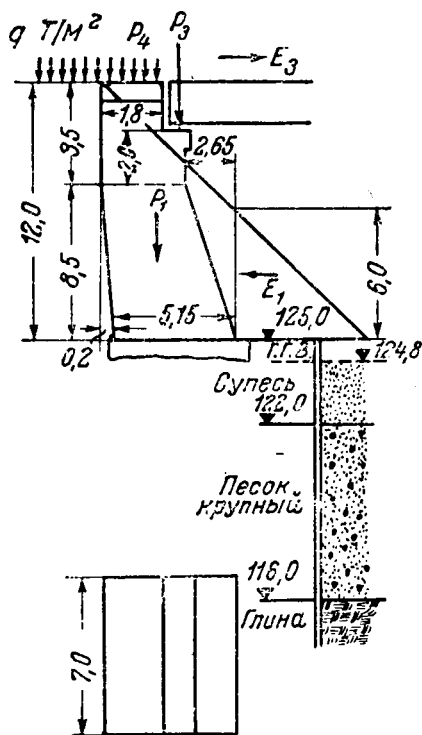
$P_3 = 75$ т — временная нагрузка на ферме $l_3 = -0,38$ м.

$P_4 = 7$ т — временная нагрузка на устое $l_4 = -1,18$ м.

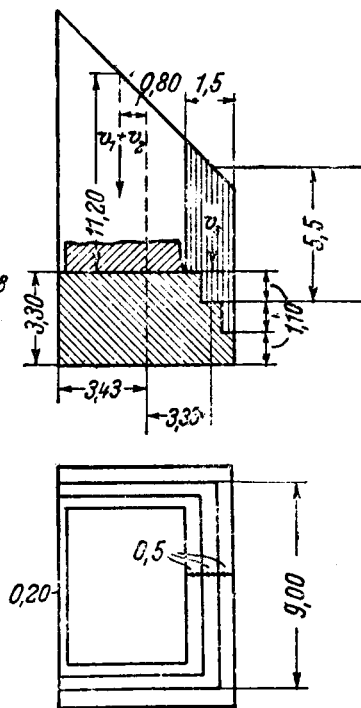
$q = 0,3$ т/м² — временная нагрузка на полотне.

E_3 — тормозная сила = 15 т, $l_5 = 12,5$ м.

Объемный вес засыпки $\Delta = 1,7$ т/м³, $\varphi = 30^\circ$.



Фиг. 45. Схема устоя и геологический разрез основания



Фиг. 46. Схема фундамента

Порядок расчета

I. Выбор отметки заложения и типа фундамента.

II. Проектирование профиля и плана фундамента.

III. Проверочные расчеты на прочность и устойчивость при невыгоднейших загрузениях устоя.

Решение:

I. Выбор отметки заложения и типа фундамента

Грубой прикидкой определяют приблизительную величину напряжения в подошве фундамента, если последний основать на крупном песке, залегающем сравнительно неглубоко. Если фундамент заглубить на 0,30 м в слой крупного песка, то вес его (давая на обрезы по 0,5 м и при весе кладки 2,2 т/м³) ориентировочно

$$P_{\phi} = (5,15 + 2 \times 0,5) (7,0 + 2 \times 0,5) \times 3,30 \times 2,2 = 357 \text{ т.}$$

Тогда сумма всех вертикальных сил будет:

$$750 + 300 + 75 + 7 + 357 = 1489 \text{ т.}$$

Площадь подошвы фундамента:

$$(5,15 + 2 \times 0,5) (7,0 + 2 \times 0,5) = 49,20 \text{ м}^2.$$

Напряжение в грунте:

$$\sigma = \frac{1489}{49,20} 31,30 \text{ т/м}^2, \text{ или } 3,13 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение получается ниже допустимого для крупного песка (по Т. У. Гушослора 1938 г. $[\sigma] = 3,5 \text{ кг/см}^2$), но так как при данном ориентировочном подсчете не были учтены горизонтальные силы, то в действительности максимальные напряжения будут больше допустимых. Это обстоятельство требует при детальном проектировании профиля и плана фундамента предусмотреть некоторое уширение. Отметку заложения фундамента принимаем при глубине котлована в 3,30 м равной 125,00 — 3,30 = 121,70.

II. Проектирование профиля и типа фундамента

Приняв глубину заложения фундамента 3,30 м, уширение осуществляем уступами высотой по 1,10 м и шириной по 0,5 м (фиг. 46). При таком соотношении размеров уступа угол уширения получается менее предельного для бутовой кладки, так как

$$\frac{1,50}{3,30} < \text{tg } 30^\circ.$$

Площадь уширенного фундамента будет

$$Q = (5,15 + 3 \times 0,5 + 0,20) (7,00 + 6 \times 0,5) = 68,5 \text{ м}^2.$$

Вес фундамента $2,2 \times 1,10 (5,85 \times 8 + 6,35 \times 9 + 6,85 \times 10) = 417 \text{ т.}$

Момент сопротивления относительно продольной оси моста

$$W_{yy} = \frac{6,85 \times 10^3}{6} = 114 \text{ м}^3.$$

Момент сопротивления относительно поперечной оси

$$W_{xx} = \frac{10 \times 6,85^2}{6} = 78,2 \text{ м}^3.$$

Расстояние ц. т. подошвы фундамента от ц. т. сечения устоя у обреза будет

$$\frac{6,85}{2} - 0,20 - \frac{5,15}{2} = 0,65 \text{ м (вправо).}$$

III. Поверочные расчеты на прочность и устойчивость при невыгоднейшем загрузении устоя.

Для поверочных расчетов с учетом опрокидывающих моментов необходимо предварительно пересчитать заданные сечения моментных плеч l применительно к ц. т. подошвы фундамента.

Новые значения этих плеч $l \dots l_n$ будут:

$$\left. \begin{aligned} l_1 &= -0,98 - 0,65 = -1,63 \text{ м} \\ l_2 &= -0,38 - 0,65 = -1,03 \text{ м} \\ l_3 &= -0,38 - 0,65 = -1,03 \text{ м} \\ l_4 &= -1,18 - 0,65 = -1,83 \text{ м} \end{aligned} \right\} l_5 = 12,5 + 3,30 = 15,80 \text{ м}$$

Кроме того, необходимо определить значения следующих сил:

1. Давление земли на заднюю грань устоя:

$$E_6 = \frac{\Delta}{2} H (H + 2h_0) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) a,$$

где:

$$h_0 - \text{приведенная высота } \frac{q}{\Delta} = \frac{0,3}{1,7} = 0,18 \text{ м;}$$

$$a - \text{длина устоя} = 7,00 \text{ м;}$$

$$E_6 = \frac{1,7}{2} \times 12 (12 + 2 \times 0,18) \operatorname{tg}^2 \left(\frac{30^\circ}{2} \right) \times 7 = 291 \text{ т;}$$

$$\text{плечо } l_6 = \frac{H}{3} \cdot \frac{H + 3h_0}{H + 2h_0} + 3,30 = \frac{12}{3} \times \frac{12 + 3 \times 0,18}{12 + 2 \times 0,18} + 3,30 = 4,07 + 3,30 = 7,37 \text{ м.}$$

2. Давление земли на переднюю грань устоя:

$$E_7 = \frac{1,7 \times 9^2}{2} \cdot \frac{\cos 45^\circ - \sin 22^\circ}{\cos (22 + 45^\circ) \operatorname{tg} (22 + 30^\circ)} \times 7 = 102,5 \text{ т;}$$

$$\text{плечо } l_7 = \frac{H}{3} \cdot 3,30 = 6,30 \text{ м.}$$

3. Вертикальные давления на боковые уступы фундамента с двух сторон $v_1 + v_2$ значение этих сил определяем по округленным величинам:

средняя высота засыпки по чертежу 11,20 м;

длина засыпки по чертежу 5,35 м = 5,15 + 0,20;

ширина засыпки на трех уступах — 1,5 м;

вес засыпки

$$v_1 + v_2 = 2 (5,35 \times 11,20 \times 1,5 \times 1,7) = 306 \text{ т,}$$

плечо l_8 относительно ц. т. подошвы по чертежу равно 0,6.

4. Вертикальное давление земли на передние уступы определится по следующим величинам:

Средняя высота засыпки по чертежу 5,5 м; длина уступа 9,00 м;

$$v_3 = 1,7 \times 5,5 \times 9 \times 1,5 = 135 \text{ т};$$

плечо l_3 по чертежу равно 3,33 м.

После того как определены все силы, намечают расчетные схемы для наиболее невыгодных случаев загрузки устоя.

Расчетные схемы составляют для следующих возможных случаев.

I случай. Устой обсыпан грунтом, но ферма еще не надвинута. Возможные деформации:

а) перенапряжение грунта у переднего ребра и растягивающие напряжения у заднего ребра;

б) опрокидывание устоя вперед.

II случай. Ферма надвинута на устой, и действуют все силы. Возможны те же деформации, что и в п. I.

Соответственно этим двум расчетным схемам подсчитывают значения сил и моментов.

Для расчета напряжений в грунте для первого случая необходимые данные приведены в табл. 5.

Таблица 5

| Обозначение силы | Величина силы т | Плечо относительно ц. т. подошвы м | Момент тм |
|-----------------------------|--------------------|---------------------------------------|--------------|
| P_1 | 750 | -1,63 | -1220,0 |
| P_5 | 417 | 0 | 0 |
| $v_1 + v_2$ | 306 | -0,60 | -183,6 |
| v_3 | 135 | 3,33 | +450,0 |
| E_5 | 291 | 7,37 | +2140,0 |
| E_6 | 102 | -6,30 | -843,0 |
| $\Sigma N = 1608 \text{ т}$ | | $\Sigma M = 343,40 \text{ тм}$ | |

$$\sigma_{\max} = \frac{\Sigma N}{\Omega} + \frac{\Sigma M}{W} = \frac{1608}{68,5} + \frac{343,40}{114} = 26,55 \text{ т/м}^2 = 2,65 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma_{\min} = \frac{1608}{68,5} - \frac{353,40}{114} = 20,54 \text{ т/м}^2 = 2,05 \text{ кг/см}^2.$$

Для расчета устойчивости (для I случая) необходимые данные приведены в табл. 6.

Таблица 6

| Обозначение силы | Величина силы т | Плечо относительно точки А м | Момент тм |
|------------------|--------------------|---------------------------------|--------------|
| P_1 | 750 | 5,06 | -3790,0 |
| P_5 | 417 | 3,43 | -1287,0 |
| $v_1 + v_2$ | 306 | 4,03 | -1236,0 |
| v_3 | 135 | 0,75 | -101,1 |
| E_5 | 291 | 7,37 | +2140,0 |
| E_6 | 102 | 6,30 | -843,0 |

Удерживающий $M_y = -7257,10$ тм.

Опрокидывающий $M_o = 2140,0$ тм.

Коэффициент устойчивости против опрокидывания

$$K = \frac{M_y}{M_o} = \frac{7257,10}{2140} = 3,39 > 1,4.$$

Для расчета напряжений в грунте для II случая необходимые данные приведены в табл. 7.

Таблица 7

| Обозначение силы | Величина силы т | Плечо относительно ц. т. подошвы фундам. м | Момент тм |
|------------------|--------------------|---|--------------|
| P_1 | 750,0 | - 1,63 | -1220,0 |
| P_2 | 300,0 | - 1,03 | - 309,0 |
| P_3 | 75,0 | - 1,03 | - 75,22 |
| P_4 | 7,0 | - 1,83 | - 10,28 |
| P_5 | 417,0 | 0 | 0 |
| $v_1 + v_2$ | 306,0 | - 0,60 | - 183,6 |
| v_3 | 135,0 | + 3,33 | + 450,0 |
| E_5 | 291,0 | + 7,37 | +2140,0 |
| E_3 | 15,0 | +15,50 | + 232,0 |
| E_6 | 102,0 | - 6,30 | - 843,0 |

$$\Sigma N = 1990,0 \text{ т} \quad \Sigma M = +180,90 \text{ тм},$$

$$\sigma_{\max} = \frac{\Sigma N}{Q} + \frac{\Sigma M}{W} = \frac{1990,0}{68,50} + \frac{180,90}{114} = 30,67 \text{ т/м}^2 = 3,07 \text{ кг/см}^2,$$

$$\sigma_{\min} = \frac{1990,0}{68,50} - \frac{180,90}{114} = 27,49 \text{ т/м}^2 = 2,75 \text{ кг/см}^2.$$

Для расчета устойчивости (для II случая) необходимые данные приведены в табл. 8.

Таблица 8

| Обозначение силы | Величина силы т | Плечо относительно точки А м | Момент тм |
|------------------|--------------------|---------------------------------|--------------|
| P_1 | 750,0 | - 5,06 | -3790,0 |
| P_2 | 300,0 | - 4,43 | -1329,0 |
| P_3 | 75,0 | - 4,43 | - 333,0 |
| P_4 | 7,0 | - 5,23 | - 36,61 |
| P_5 | 417,0 | - 3,43 | -1287,0 |
| v_1 | 306,0 | - 4,03 | -1236,0 |
| v_3 | 135,0 | - 0,75 | - 110,10 |
| E_5 | 291,0 | + 7,37 | +2140,0 |
| E_3 | 15,0 | +15,50 | + 232,0 |
| E_6 | 102,0 | - 6,30 | - 642,6 |

Удерживающий $M_y = -8161,64$ тм,
 Опрокидывающий $M_o = +2372,0$ тм.
 Коэффициент устойчивости против опрокидывания

$$K = \frac{M_v}{M_o} = \frac{8161,64}{2372} = 3,34 > 14.$$

Последняя поверка производится на достаточность принятой глубины заложения против выпирания.

Пользуясь для этой проверки формулой проф. Н. М. Герсева-нова, получим глубину, соответствующую временному равно-весию

$$h_r = \frac{H}{2 \operatorname{tg}^4 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) - 1},$$

где:

$$H \text{—приведенная высота} = \frac{\sigma_{\max}}{\Delta} = \frac{34,9}{1,7} = 20,60 \text{ м};$$

$$h_r = \frac{20,60}{2 \operatorname{tg}^4 60^\circ - 1} = 1,33 \text{ м.}$$

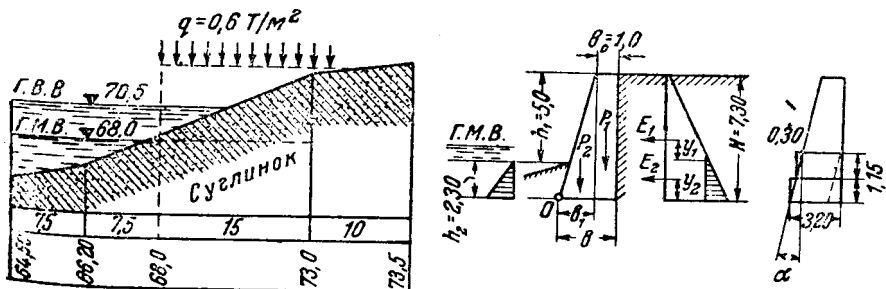
Так как принятая глубина фундамента равна 3,30, то коэффи-циент устойчивости против выпирания будет:

$$\frac{h}{h_r} = \frac{3,30}{1,33} = 2,40.$$

20. ПРИМЕР РАСЧЕТА БУТОВОГО ФУНДАМЕНТА ПОДПОРНОЙ СТЕНЫ НАБЕРЕЖНОЙ

Требуется составить проект бутового фундамента для подпор-ной стены набережной по следующим данным:

Геологический разрез (фиг. 47), на котором видно, что берег сложен из суглинка (с допускаемым напряжением $4,0 \text{ кг/см}^2$ согласно Т. У.).



Фиг. 47. Расчет фундамента подпорной стены набережной

Схема подпорной стены и засыпки показаны на фиг. 47. Сплош-ная равномерная нагрузка на засыпке $q = 0,6 \text{ т/м}^2$, грунт засып-ки — суглинок с объемным весом $\Delta = 1,7 \text{ т/м}^3$; $\varphi = 30^\circ$.

Глубина промерзания грунта 2,0 м.

Порядок расчета

- I. Выбор отметки заложения и тип фундамента.
- II. Проектирование профиля и плана фундамента.
- III. Поверочные расчеты на прочность и устойчивость.

Решение:

I. Выбор типа фундамента и глубины его заложения

Тип фундамента принимаем простой, неглубокого заложения, так как: подпорная стена не несет на себе внешней нагрузки, кроме давления земли, и грунт основания — мощный слой суглинка, позволяющего дать безопасную нагрузку интенсивностью до $4,0 \text{ кг/см}^2$.

Глубину принимаем несколько больше глубины промерзания, а именно, 2,30 м. Высота засыпки за стеной будет 5,00 м, а общая высота подпорной стены вместе с фундаментом 7,30.

II. Проектирование профиля и плана фундамента

Необходимую ширину фундамента можно определить из условия устойчивости против опрокидывания вокруг оси, проходящей через точку O нормально к чертежу.

Полученная таким расчетом ширина должна быть затем проверена на допускаемое давление на грунт основания из условия его прочности.

Если принять коэффициент запаса 1,5, то условие устойчивости против опрокидывания может быть написано в таком виде:

$$M_{\text{удерж.}} = 1,5 M_{\text{опрокид.}}$$

или, введя соответствующие обозначения, будем иметь (для 1 пог. м подпорной стены):

$$M_y = P_1 \left(b - \frac{b_0}{2} \right) + P_2 [b - b_0 - 1/3 (b - b_0)]$$

и так как

$$P_1 = \gamma H b_0,$$

$$P_2 = \gamma \frac{H}{2} (b - b_0),$$

то

$$M_y = \gamma H b_0 \frac{(b - b_0)}{2} + \gamma \frac{H}{2} (b - b_0) [b - b_0 - 1/3 (b - b_0)],$$

или подставляя $\gamma = 2,2 \text{ т/м}^3$; $b_0 = 1,0 \text{ м}$; $H = 7,3 \text{ м}$, получим:

$$M_y = 2,2 \times 7,3 \times 1,0 \left(b - \frac{1,0}{2} \right) + 2,2 \frac{7,3}{2} (b - 1,0) \times [b - 1,0 - 1/3 (b - 1,0)] = 5,35 b^2 + 0,05 b + 2,63;$$

$$M_0 = E_1 (y_1 + h_2) + E_2 y_2,$$

где:

$$E_1 = \frac{\Delta}{2} h_1 (h_1 + q/\Delta) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \\ = \frac{1,7}{2} \times 5 \left(5 + \frac{0,6}{1,7} \right) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 7,5 \text{ т.}$$

$$\text{Плечо } y_1 = \frac{h_1}{3} \cdot \frac{h_1 + 3 \times 0,35}{h_1 + 2 \times 0,55} = \frac{5}{3} \cdot \frac{5 + 3 \times 0,35}{5 + 2 \times 0,35} = 1,77 \text{ м}$$

$$E_2 = \Delta h_2 (h_1 + 0,35) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \\ = 2,30 \times 1,7 (5 + 0,35) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 6,9 \text{ т.}$$

$$\text{Плечо } y_2 = \frac{h_2}{2} = \frac{2,30}{2} = 1,15 \text{ м.}$$

$M_0 = E_1 (y_1 + 2,30) + E_2 y_2 = 7,5 (1,77 + 2,30) + 6,9 \cdot 1,15 = 38,44 \text{ тм}$;
следовательно, условие $M_y = 1,5 M_0$ примет вид: $5,35 b^2 + 0,05 b + 2,63 = 1,5 \times 38,44$, или $b^2 + 0,01 b - 10,44 = 0$, откуда $b = 3,23$, или, кругло, 3,20.

Профиль фундамента определится условием допустимого наклона линии уширения.

При ширине стены в плоскости обреза фундамента 2,60 можно назначить два уступа высотой по

$$\frac{2,30}{2} = 1,15 \text{ м и ширину } \frac{3,20 - 2,60}{2} = 0,30 \text{ м.}$$

Тангенс угла уширения получится $\frac{0,30}{1,15} = 0,26$, что для бутовой кладки допустимо, поскольку угол уширения получается менее 30° .

III. Поверочные расчеты на прочность и устойчивость

а) Проверка прочности грунта в основании фундамента $P_1 = 2,2 \times 7,3 \times 1,0 = 16,05 \text{ т}$; плечо этой силы относительно ц. т. подошвы фундамента будет равно:

$$\frac{3,20}{2} - 0,5 = 1,10 \text{ м.}$$

$$P_2 = 0,5 H \times 2,2b = 0,5 \times 7,30 \times 3,2 \times 2,2 = 25,70 \text{ т,}$$

точка приложения этой силы от крайнего переднего ребра фундамента находится в расстоянии $\frac{2}{3} (3,20 - 1,0) = 1,47 \text{ м}$; следовательно, плечо силы P_2 относительно центра тяжести подошвы фундамента будет равно:

$$1,47 - \frac{3,20}{2} = -0,13 \text{ м.}$$

Сумма моментов относительно центра тяжести подошвы фундамента:

$$\Sigma M = P_1 \times 1,10 - P_2 \times 0,13 - E_1 \times 4,07 - E_2 \times 1,15 = 16,05 \times 1,10 - \\ - 25,70 \times 0,13 - 7,5 \times 4,07 - 6,9 \times 1,15 = -24,11 \text{ тм.}$$

Момент сопротивления подошвы фундамента:

$$W = \frac{1 + 3,22^2}{6} = 1,72 \text{ м}^3; \Sigma P = 25,70 + 16,05 = 41,75 \text{ т.}$$

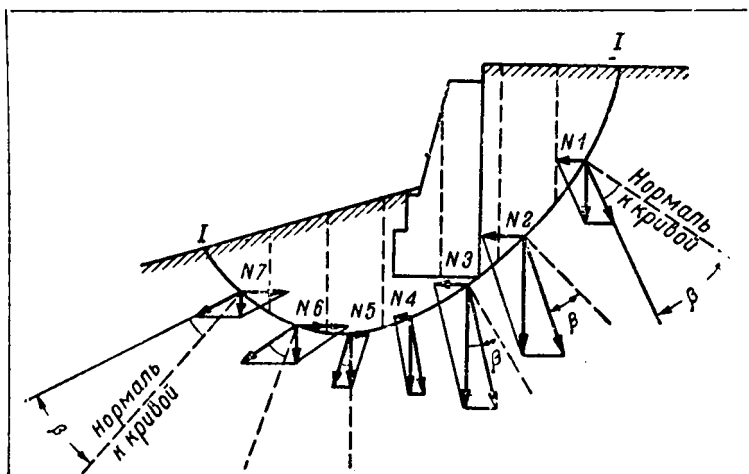
$$\sigma_{\max} = \frac{\Sigma P}{F} + \frac{\Sigma M}{W} = \frac{41,75}{3,2} + \frac{24,11}{1,72} = 13,05 + 14,0 = 27,05 \text{ т/м}^2 = 2,7 \text{ кг/см}^2.$$

$$\sigma_{\min} = 13,05 - 14,0 = -0,95 \text{ т/м}^2 = -0,1 \text{ кг/см}^2.$$

б) Проверка устойчивости против массового сплыва земли вместе с подпорной стеной.

Для этой проверки можно применить упрощенный метод Берера (см. § 17).

Взвешивающее влияние воды учитывается, поскольку зона возможного сползания расположена ниже горизонта воды (фиг. 48).



Фиг. 48. Расчет устойчивости методом Берера

Таблица значений сдвигающих и удерживающих сил

| Удерживающие силы | | Сдвигающие силы | |
|-------------------------|----|-------------------------|----|
| № сил | т | № сил | т |
| 7 | 23 | 4 | 5 |
| 6 | 18 | 3 | 11 |
| 5 | 4 | 2 | 11 |
| | | 1 | 8 |
| $\Sigma = 45 \text{ т}$ | | $\Sigma = 35 \text{ т}$ | |

Объемный вес грунта $\Delta = 1,70 \text{ т/м}^3$, а в зоне ниже горизонта воды $\gamma = 1,10 \text{ т/м}^3$.

При откладывании векторов сил от веса стены учитывается вес кладки $\gamma = 2,2 \text{ т/м}^3$. На фиг. 48 графический расчет приведен только для одной возможной кривой 1—1 сползания.

Получается (см. табл. к фиг. 48), что сумма величин векторов от удерживающих сил (направленных вправо) составляет по масштабу 45; сумма величин векторов сдвигающих сил только 35; следовательно, коэффициент устойчивости против сплыва по кривой 1—1 составляет

$$\frac{45}{35} = 1,29.$$

Аналогичные построения должны быть сделаны для других возможных кривых сползания, и если коэффициенты окажутся достаточными, то устойчивость против сплыва будет гарантирована.

в) Последняя поверка производится на устойчивость против сдвига и выпирания.

Следует отметить, что размеры подпорной стены получились большими, причем напряжения в основании незначительны и несущая способность грунта недоиспользована. Для экономии в объеме кладки можно срезать заднюю часть стенки, как показано пунктиром на фиг. 47, если не будет нарушено условие устойчивости в отношении сдвига и выпирания.

ГЛАВА III

УСТРОЙСТВО КОТЛОВАНА И ВОЗВЕДЕНИЕ ФУНДАМЕНТА

21. РАЗБИВКА РАБОТ И РЫТЬЕ КОТЛОВАНА

Разбивка работ при устройстве фундамента заключается в нанесении очертаний сооружения на местность, где предполагается постройка сооружения. На строительную площадку переносят оси сооружения, границы фундамента и контуры котлована.

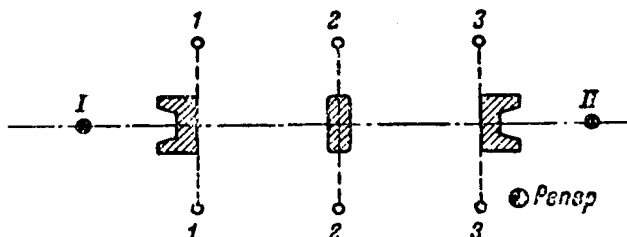
Различают два вида разбивки: горизонтальную и вертикальную (или высотную). Первая указывает расположение сооружений в плане относительно надежно и твердо зафиксированных точек — опорных пунктов на местности (привязка к местности). Вертикальная (или высотная) разбивка указывает абсолютное или относительное превышение элементов сооружения над каким-нибудь уровнем, условно принятым за нуль.

Разбивка опор мостов производится после восстановления трассы мостового перехода (фиг. 49). Главной осью в данном случае служит ось полотна дороги; главную ось горизонтальной разбивки I—II закрепляют с двух сторон свайками I и II, устанавливаемыми вне пределов работ, после чего разбивают второстепенные оси 1—1, 2—2, 3—3.

Для высотной разбивки исходной отметкой (условный нуль) служит основной репер; кроме основного репера устанавливают еще ряд вспомогательных реперов.

Разбивку осей больших мостов лучше всего выполнять зимой, по льду. В другое время года разбивка осей больших мостов производится при помощи триангуляции.

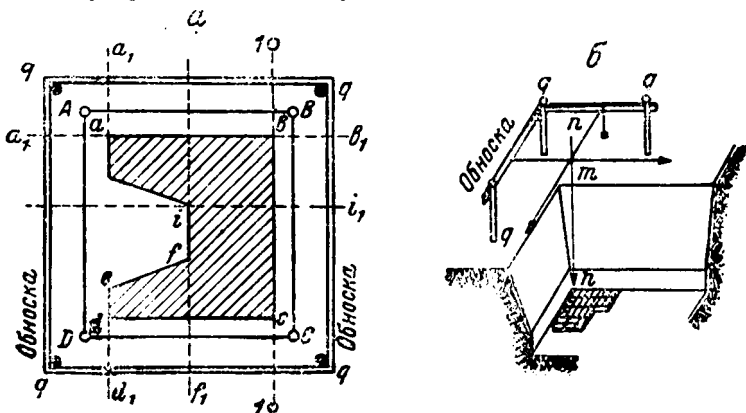
После разбивки главных и второстепенных осей производят детальную разбивку всего контура сооружений (фиг. 50-а). При



Фиг. 49. Расположение разбивочных осей на мостовом переходе

разбивке не следует откладывать размеры от одной разбиваемой точки к другой, а надлежит вести промеры от оси, чтобы избежать накопления ошибок.

Всю произведенную разбивку выносят за пределы сооружения, чтобы всегда можно было восстановить в натуре любую точку. Для этого устраивают обноску в виде досок с прифугованными



Фиг. 50. Разбивка работ в котловане при помощи обносок

верхними кромками. Доски прибиты к свайкам q , забитым вне пределов работ. Закрепление всех точек контура $abcdefi$ производится следующим образом: натягивают шнур вдоль прямой, совпадающей с направлением ab , и в тех точках, где шнур пройдет через обноску, делают пропил или зарубку a_1b_1 . Так размечают обноску, натягивая шнур последовательно по направлениям всех сторон сооружения.

В дальнейшем при закладке фундамента обносками пользуются следующим образом. Протянув два взаимно-пересекающихся шну-

ра (фиг. 50-б) и приставив к точке их пересечения отвес, опускают его вниз, получают искомую точку на дне котлована; местность, где производится разбивка работ, должна быть надлежаще спланирована.

Одновременно с указанной разбивкой, предназначенной для кладки фундамента, производится разбивка для земляных работ по контуру *ABCD*, для устройства котлована. Очертание котлована в плане закрепляется в углах колышками, а между последними проводят лопатой борозды на поверхности спланированной площадки.

Размеры котлована, в котором возводится фундамент, определяются: в глубину — глубиной фундамента, в длину и в ширину — размерами фундамента в плане с некоторым запасом, необходимым для свободного производства кладки. Этот запас при сплошных фундаментах устанавливается от 0,25 до 0,50 м.

Рытье грунта и выемка его из котлована производятся механизированным или ручным способом. Ручную выработку допустимо применять при малых объемах работ. В этом случае грунт выбирают лопатами и кирками и до глубины 2 м выбрасывают на вымет, а при большей глубине удаляют последовательной перекидкой по специальным помостам, расположенным попеременно у противоположных стенок котлована на расстоянии 2 м по высоте.

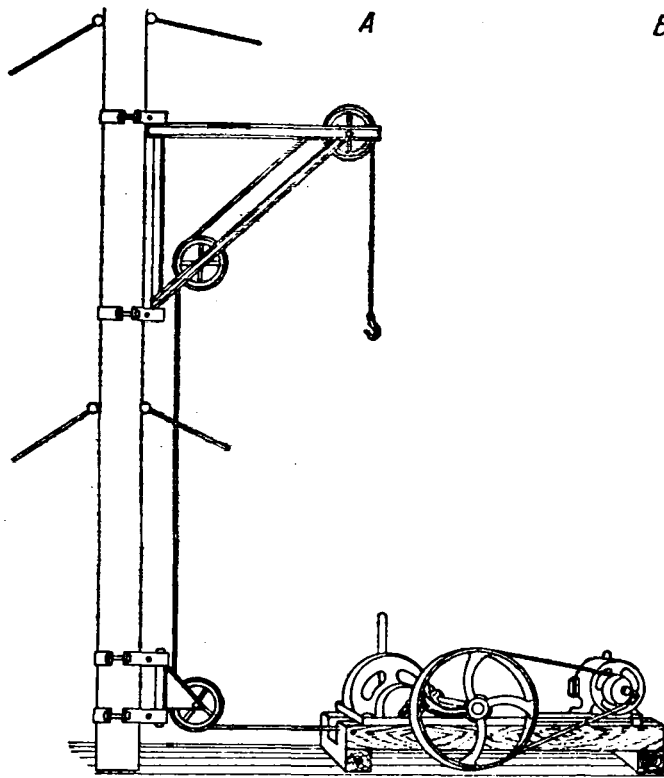
Выгодность применения механизмов, ускоряющих и удешевляющих работы, возрастает с увеличением глубины котлована и наличия грунтовых вод. Механизация выемки грунта должна быть согласована с принятым типом крепления стенок котлована; при этом отдается предпочтение креплениям из вертикальных элементов без внутренних распорок. В качестве грузоподъемных механизмов применяются простейшие краны-укосины (фиг. 51 и 52), которые, однако, имеют тот недостаток, что в больших котлованах их радиус действия оказывается недостаточным, и возникает необходимость в значительной перекидке грунта к крану-укосине либо в установке нескольких укосин.

Разработку твердых грунтов лучше всего вести автоматически лопатами. Для крупных работ используются ковшевые и скребковые экскаваторы, а также грейферы, подвешенные к деррикам.

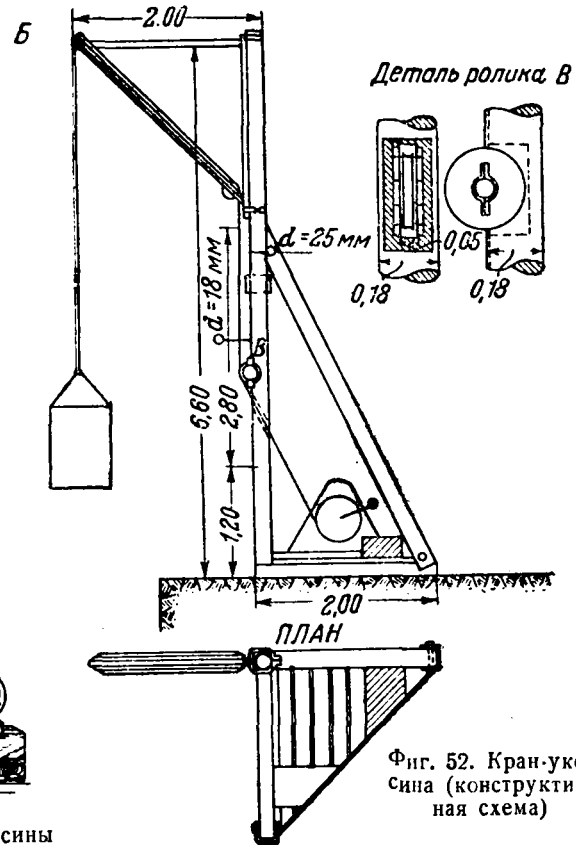
Для выемки плавунных и иловатых грунтов, насыщенных водой, применяются грейферы или землесосы, пневматические и гидравлические эжекторы и другие специальные снаряды, описанные в главе об опускных колодцах.

При строительстве ряда однородных сооружений, например мостов и труб на вновь строящейся дороге, выгодно постройку опор производить специализированными колоннами, передвигающимися от одного сооружения к другому на автомобилях. Колонна снабжена необходимыми механизмами для земляных и каменных работ, а также передвижной электростанцией, пневматической установкой и кузницей. Колонна комплектуется необходимым составом землекопов, плотников, бетонщиков и подсобным персоналом.

Все работы при постройке фундамента, независимо от способа их производства и методов механизации, фиксируются актом,



Фиг. 51. Общий вид крана-укосины



Фиг. 52. Кран-укосина (конструктивная схема)

где указываются: 1) основные проектные данные, 2) размеры котлована в плане, 3) черные отметки грунта и окончательные отметки заложения фундамента, 4) качество грунта на дне котлована и данные о его испытании, 5) горизонт грунтовых вод и начало водоотлива, 6) схема ограждения котлована и размеры осуществленных креплений.

После заложения фундамента часть вырытой земли идет на обсыпку фундамента, другая же, равная объему фундамента, удаляется с места работ. Предварительно следует вычислять объем земли, подлежащий удалению, и производить отвозку во время самого рытья, этим самым сокращая число перегрузок земли.

22. ЗАКЛАДНОЕ КРЕПЛЕНИЕ СТЕН КОТЛОВАНА

Назначение крепления заключается в предохранении котлована от осыпания и обвала грунта, если глубина котлована значительная, и сплывания грунта, насыщенного водой, в мокрых котлованах.

Применяют много видов крепления, из них наиболее типичные:

- 1) закладное крепление;
- 2) шпунтовое крепление;
- 3) крепление специальными способами.

Выбор типа крепления определяется глубиной и шириной котлована, родом грунта и степенью насыщенности его водой, а также способом производства работ, принятым для данного типа фундамента.

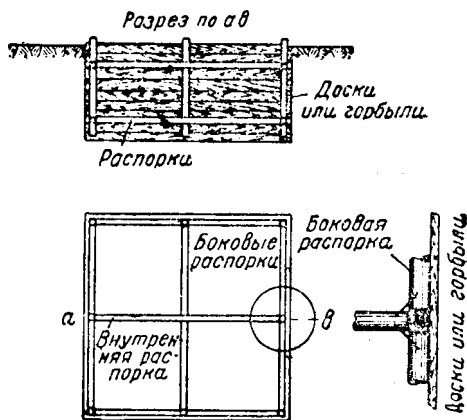
Котлован глубиной до 2—2½ м в устойчивых грунтах при отсутствии грунтовых вод можно не укреплять даже при вертикальных стенах. Однако это возможно при условии, что котлован будет находиться в открытом состоянии непродолжительное время (т. е. если в ближайшие 3—5 дней после откопки он будет заполнен кладкой) и, кроме того, если около котлована не будут производиться работы, связанные с сотрясением грунта.

В прочих случаях возникает необходимость крепления стен котлована тем или иным из перечисленных выше способов.

При закладном креплении котлован роют и постепенно раскрепляют. Закладное крепление различают следующих видов:

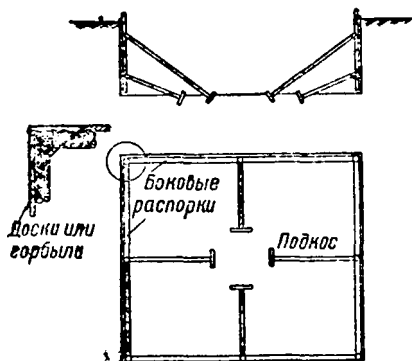
а) Распорное крепление (фиг. 53) с зазорами или со сплошной заборкой досок.

Крепление с зазорами применяется в устойчивых грунтах.

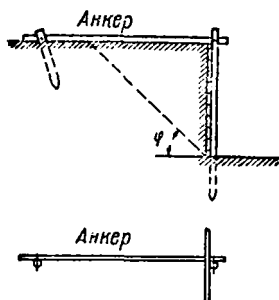


Фиг. 53. Закладное распорное крепление

Крепление со сплошной заборкой горизонтальными досками применяется при мелком слабом песке, обладающем значительной подвижностью частиц.



Фиг. 54. Закладное подкосное крепление

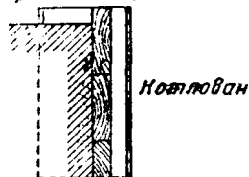


Фиг. 55. Анкерное крепление котлована

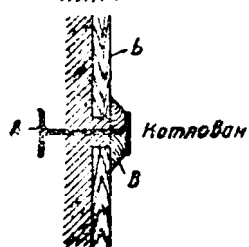
В том и другом случае доски заводят по мере отрывки грунта, а вертикальные стойки и распоры по мере углубления ставят на новые места.

б) Подкосное крепление (фиг. 54) применяют в больших котлованах (при ширине более 6—7 м), где затруднительно устанавливать горизонтальные распоры. В этом случае стойки укрепляются подкосами, упирающимися или в лежни, зарытые в грунт, или в специально забитые упорные свайки. Доски заводят по мере отрывки грунта, а подкосы по мере углубления ставят на новые места. Подкосное крепление создает затруднение при кладке фундамента, так как приходится оставлять в нем на некоторое время пустоты, где проходят подкосы; поэтому обычно избегают применять этот тип крепления.

Продольный разрез



ПЛАН



Фиг. 56. Применение двутавровых балок для крепления глубоких котлованов

в) Анкерное крепление (фиг. 55) применяют, когда нежелательно стеснять котлозан ни распорками, ни подкосами. Доски закладывают по мере рытья котлована. Анкер закрепляют за пределами угла естественного откоса φ .

г) Распорное крепление с забивными стойками (фиг. 56) устраняет недостаток первых двух видов закладного крепления, требующих постепенной перестановки стоек подкосов и распор. Если предварительно забить стойки, то в дальнейшем потребуется только заводить доски по мере углубления котлована.

Вместо деревянных стоек можно забивать железные двутавровые балки, извлекаемые из грунта по окончании работ. При этом

легче и удобнее будет заводить доски и упирать их в полки двутавров.

Основным материалом для креплений служит дерево: горбыли, полустылые доски и бревна.

Бревна диаметром 15—25 см идут на распорки, стойки, подкосы, свайки. Расстояние между распорками колеблется от 1,0 до 2,0 м, а между стойками — от 1,5 до 3,0 м, в зависимости от величины активного давления грунта на крепление.

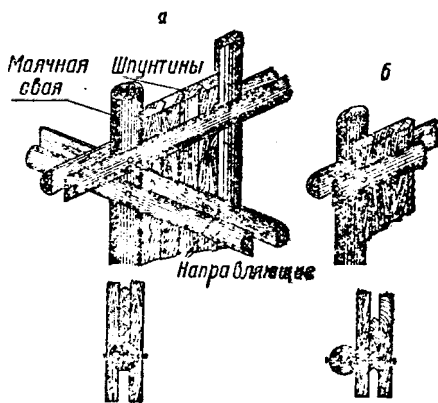
Проверка расчетом принятых размеров элементов крепления на прочность и устойчивость, если это требуется, производится по общим правилам строительной механики.

23. КРЕПЛЕНИЕ КОТЛОВАНА ДЕРЕВЯННЫМИ ШПУНТОВЫМИ СТЕНКАМИ

Шпунтовые стенки применяются в водоносных грунтах, где необходимо создать возможно более плотное ограждение котлована для уменьшения притока воды и предотвращения запыливания грунта в котлован.

Шпунтовая стенка состоит из вертикальных элементов — шпунтин, соединенных при помощи гребней и пазов. Такие шпунтины — дощатые или брусчатые, — забитые по всему периметру котлована, образуют шпунтовое ограждение. Шпунтины забивают специальными приспособлениями, описанными в главе о свайных работах. Шпунтины забивают между направляющими, состоящими из парных горизонтальных пластин или брусьев, прибитых к маячным сваям. Для строго вертикальной забивки шпунтин направляющие устраивают в два яруса. Сопряжение направляющих и маячных свай производится одним из способов, изображенных на фиг. 57-а и б. Маячные сваи забивают по периметру котлована в расстоянии 2,5—4 м одна от другой. Участок шпунтовой стенки между двумя маячными сваями называется звеном или пряслотом (фиг. 58).

Заострение шпунтин делается в виде одностороннего клина с наклонной гранью вперед (фиг. 59). Заднюю грань в сторону забитых шпунтин оставляют без стески, для того чтобы при забивке шпунтина прижималась к ранее забитой. Правильность забивки шпунтин имеет большое значение для уменьшения водопроницаемости шпунтовой стенки. Обычно шпунтины забивают гребнем вперед, так что паз забиваемой шпунтины насаживается на гребень предыдущей шпунтины. Если же забивать пазом вперед, то гребень заби-

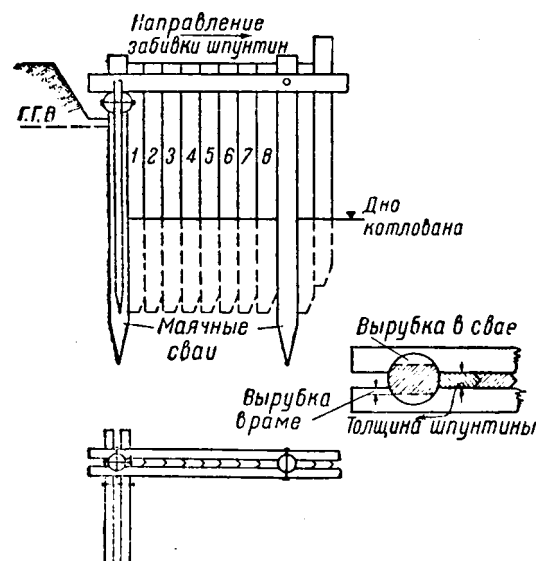


Фиг. 57. Шпунтовые стенки. Два способа сопряжения направляющих с маячными сваями

ваемой шпунтины, вбиваясь в паз предыдущей шпунтины, может расколоть ее, если в пазу застрял камень или какой-либо другой твердый предмет. Кроме того, паз уже забитой шпунтины будет заполнен землей, выжать которую гребнем забиваемой шпунтины не удастся, и шпунтовый ряд окажется забитым со щелями.

Металлические башмаки применяют для предохранения концов шпунтин от поломок, при проходке грунтов с галькой, с мелкими валунами и другими препятствиями.

Для предохранения головы брусчатой шпунтины от размочаливания при ее забивке на шпунтину иногда надевают бугель в виде железного кольца.



Фиг. 58. Шпунтовая перемычка

Для ускорения шпунтины забивают пакетами в 2—3 штуки, сплоченными плотно скобами через 1,0—1,5 м (фиг. 60). Скобы должны быть вбиты в тело шпунтины заподлицо, чтобы не препятствовать проходу через напразляющие схватки. Сплоченные шпунтины должны иметь общее заострение и общий бугель.

Один из способов устройства шпунтовой стенки состоит в следующем.

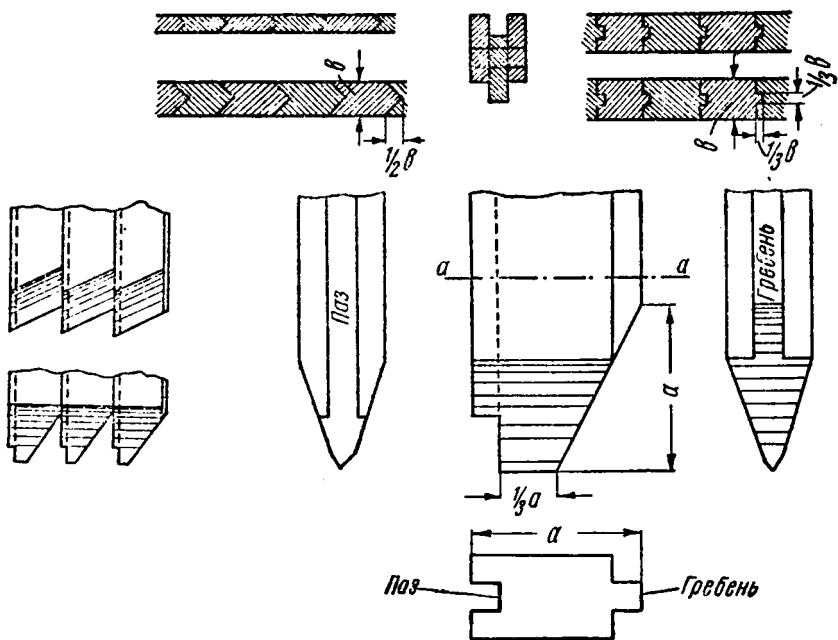
Закладывают одновременно все шпунтины в одном или в нескольких звеньях. Забивку ведут ступенями в несколько приемов (фиг. 61), для

чего необходимо несколько раз передвигать снаряд, забивающий шпунтины.

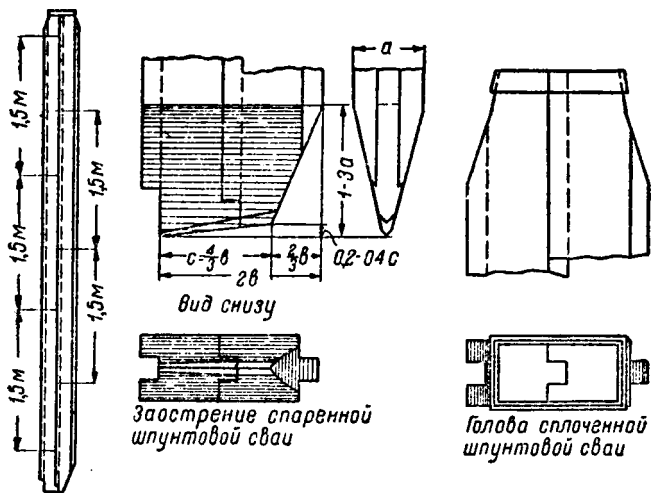
Сопряжение направляющих с маячными сваями и шпунтинами осуществляется по схемам, изображенным на фиг. 58 и 62. При любой схеме сопряжения должно быть выдержано надлежащее расстояние между направляющими, соответствующее толщине шпунтины; при этом не должно быть нарушено общее правило для врубок, а именно — чтобы ослабление сечения во врубках не превышало бы одной трети сечения данного элемента. В связи с этим иногда приходится врубки устраивать одновременно и в направляющих и в сваях.

Если при рытье котлована в шпунтовом ограждении обнаружат течь, то остающиеся между пазом и гребнем щели конопатят.

Помимо деревянных шпунтин, для шпунтовых ограждений применяют также железобетонные и металлические. Железобетонные шпунты встречаются сравнительно редко; металлические же полу-

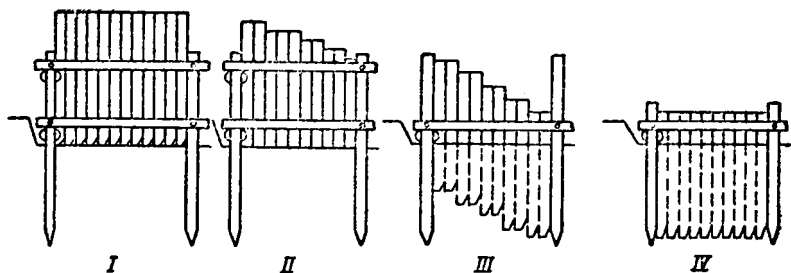


Фиг. 59. Типичные профили шпунтин и детали заострения

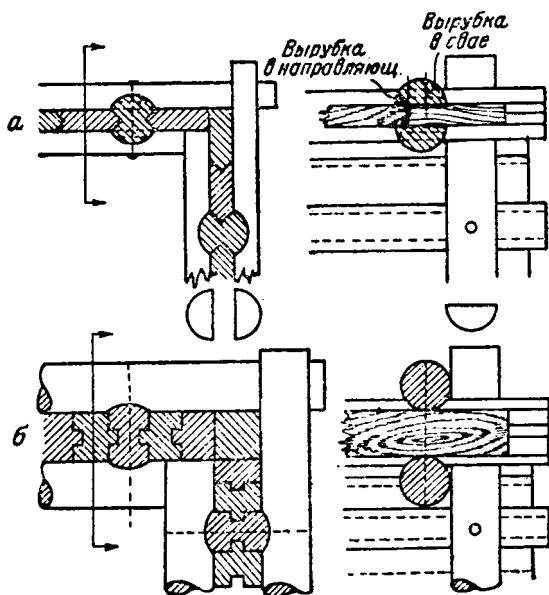


Фиг. 60. Сплачивание двух брусчатых шпунтин

чают все более широкое применение при ограждении стен глубоких котлованов в местности, покрытой водой, как, например, при постройке фундаментов речных быков (см. разделы V и VI).



Фиг. 61. Последовательность устройства шпунтовой стенки



Фиг. 62. Сопряжение направляющих с маячными сваями

a — для дощатых шпунтин, *б* — для брусчатых шпунтин

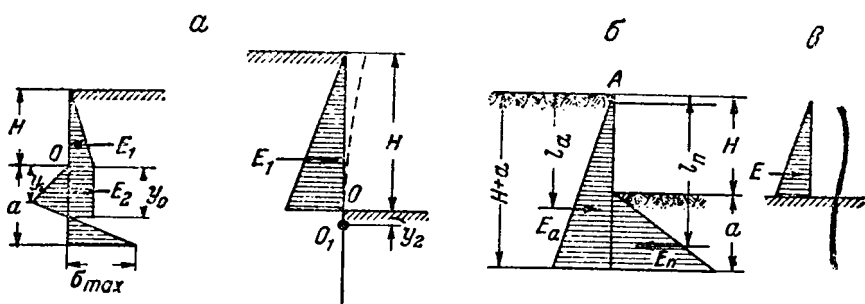
24. РАСЧЕТ ШПУНТОВЫХ СТенок

Различают две возможные конструктивные схемы шпунтовых стенок (фиг. 63).

a) Свободно стоящая стенка в виде консоли, устойчивость которой определяется глубиной забивки; сопротивлением направляющих, не имеющих распорок пренебрегают.

б) Стенка с распоркой или с анкером; такая стенка будет работать, как балка, одним концом свободно лежащая на опоре, а в другом конце имеющая защемление; направляющие распирают распорками или оттягивают анкерами, поэтому направляющие способны воспринимать давление от шпунтовой стенки.

В практике при устройстве неглубоких котлованов для фундаментов мостов и труб размеры отдельных частей шпунтовой стенки



Фиг. 63. Расчетные схемы для двух типов шпунтовых стенок

устанавливают по данным опыта, приведенным в табл. 9 и 10: табл. 9 — для установления необходимой глубины забивки и табл. 10 — для установления необходимой толщины шпунтины.

Таблица 9

| Угол естественного откоса грунта | Глубина забивки a при глубине котлована h , м | | |
|----------------------------------|---|-----------|------------|
| | $h = 2,0$ | $h = 3,2$ | $h = 4,25$ |
| 35° | 0,85 | 1,25 | 1,70 |
| 25° | 1,65 | 2,50 | 3,30 |
| 15° | 4,35 | 6,50 | 8,70 |

Таблица 10

| $h + a$ длина шпунта, м | Толщина шпунтины, см |
|-------------------------|----------------------|
| 2—3 | 5 |
| 3—5 | 7,5—10 |
| 5—7 | 10—15 |
| 7—9 | 15—18 |
| 9—10 | 18—20 |

Проверка устойчивости и прочности шпунтовой стенки, если это потребуется, производится по общим правилам строительной механики.

Например, для свободно стоящей стенки (фиг. 63-а) порядок расчета может быть принят следующий:

1. Задают глубину забивки a по данным практики.
2. Определяют значения давлений E_1 и E_2 на 1 пог. м шпунтовой стенки.

$$E_1 = \frac{\Delta}{2} H^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right); \quad E_2 = \gamma_0 \Delta H \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right);$$

где: γ_0 принимают равным 0,75 a .

3. Находят значение напряжения:

$$\sigma = \frac{[\mu a^2 - 2(E_1 + E_2)]^2}{[\mu a^3 - 6E_1(1/3H + a) - 6E_2(a - 1/2 y_0)]} - \mu \alpha,$$

$$\mu = \Delta \left[\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) - \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right].$$

При вычислении σ в первую очередь надо подсчитать величину, стоящую в знаменателе, отрицательное значение которой сразу укажет на недостаточную глубину забивки a . Если же знаменатель имеет положительное значение, то расчет продолжают далее.

4. Проверяют, не превышает ли найденное значение σ допускаемой величины σ_{\max} , определяемой по формуле:

$$\sigma_{\max} = \Delta \left[(H + a) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) - a \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right].$$

5. Проверяют, совпадает ли y_0 с принятым для него значением, равным $0,75 a$, для чего пользуются формулой

$$y_0 = a - \frac{\sigma}{\sigma + \mu y_0} (a - y_1),$$

где:

$$y_1 = a - \frac{\mu a^2 - 2(E_1 + E_2)}{\mu a + \sigma}.$$

Если $[z]$ получается близким к $0,75 a$ и если $\sigma < \sigma_{\max}$, то принятая глубина забивки a удовлетворяет условию устойчивости, в противном случае нужно увеличить глубину забивки a и расчет провести заново.

Проверка на прочность принятой толщины шпунтины производится следующим путем:

1. Находят место опасного сечения—точку O_1 .

$$y_2 = \frac{e \sqrt{e^2 + 2\mu E_1}}{\mu},$$

где:

$$e = \Delta H \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right).$$

2. Наибольший изгибающий момент может быть найден по формуле:

$$M_{\max} = E_1 (1/3 H + y_2) + \frac{e y_2^2}{2} - 1/6 \mu y^3.$$

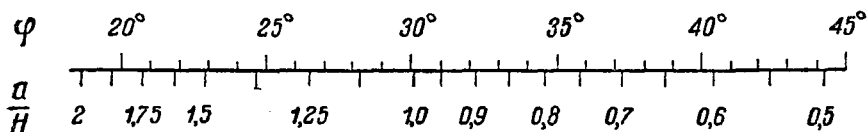
3. Напряжения от изгиба

$$R = \frac{M}{W},$$

где W — момент сопротивления шпунтины.

Если R не превышает 175 кг/см^2 , то принятая толщина шпунтин удовлетворяет условиям прочности. Для ускорения расчета на устойчивость пользуются номограммой, изображенной на фиг. 64.

Номограмма позволяет по глубине котлована H и углу трения φ определять необходимую глубину забивки a .



Фиг. 64. Номограмма для нахождения глубины забивки свободно стоящей шпунтовой стенки

Например, для $H = 3,20$ м, $\varphi = 32^\circ$ находят сначала отношение $\frac{a}{H} = 0,91$ против индекса $\varphi = 32^\circ$. Откуда $a = 0,91$, $H = 2,9$ м.

Расчет шпунтовой стенки с распоркой (фиг. 63-б) производится несколько иначе. Условие устойчивости против выпирания стенки в котлован относительно моментной точки A выражается формулой:

$$M_1 = KM_2,$$

где:

M_1 — удерживающий момент (возникающий от пассивного давления грунта E_n):

$$M_1 = E_n l_n = \frac{\Delta}{2} a^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) l_n;$$

M_2 — момент, возникающий от активного давления грунта:

$$M_2 = E_a l_a = \frac{\Delta}{2} (H+a)^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) l_a;$$

$$l_n = H + \frac{2}{3} a; \quad l_a = \frac{2}{3} (H + a);$$

K — коэффициент устойчивости, равный 1,2—1,4.

В данном случае, в отличие от расчета устоев моста, в расчет вводят пассивное давление грунта. Некоторая подвижка шпунтовой стенки, необходимая для того, чтобы возникло пассивное давление, вполне допустима для шпунтовой стенки, но совершенно нежелательна для устоя.

Расчет шпунтовой стенки на прочность производится по правилам строительной механики в соответствии с расчетной схемой, показанной на фиг. 63-в.

25. ЗАКРЕПЛЕНИЕ СТЕН КОТЛОВАНА ПРОМОРАЖИВАНИЕМ ИСКУССТВЕННЫМ ХОЛОДОМ

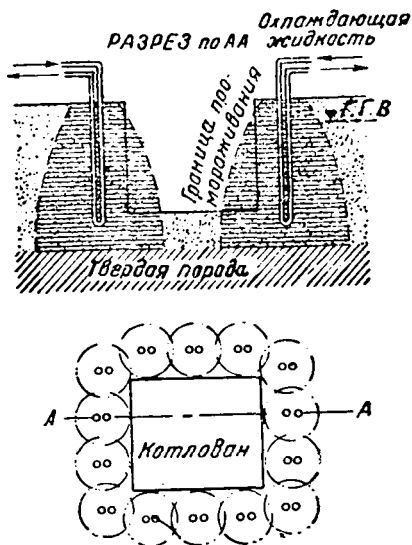
В плавунных грунтах для устройства котлована в любое время года может быть применен способ промораживания искусственным холодом. На крупных работах, оправдывающих затраты на необходимое для промораживания оборудование, этот способ производства работ может оказаться выгоднее прочих способов.

Сущность промораживания заключается в следующем.

Если вокруг котлована (фиг. 65) погрузить в грунт на определенных расстояниях трубки и в них пропускать охлаждающий рас-

твор, то грунт, окружающий трубки, замерзнет и получится твердая стенка из мерзлого грунта и льда, ограждающая котлован от затопления водой и запыливания грунтом.

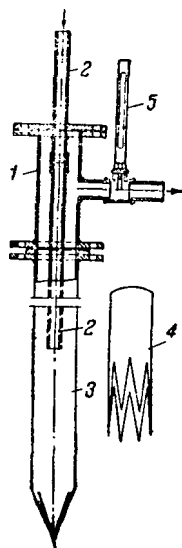
Охлаждающим раствором служит рассол хлористого кальция, обладающий свойством оставаться в жидком состоянии при температуре до -30°C . Искусственный холод, необходимый для получения рассола требуемой температуры, создается при помощи углекислоты (CO_2) или аммиака (NH_3). Соответственно с этим холодильные машины называют углекислотными или аммиачными.



Фиг. 65. Схема закрепления стен котлована методом искусственно-го промораживания

Первые дают охлаждение не более -40° , вторые — не более -26° . Аммиачные машины более экономны, поэтому и получали большее распространение.

При искусственном промораживании по контуру будущего котлована (фиг. 65) на расстоянии 0,8—1,5 м друг от друга закладывают буровые скважины через толщу водоносных грунтов, обычно до водонепроницаемого слоя. В скважины опускают замораживающие колонки (фиг. 66) из четырехдюймовых стальных цельнотянутых труб. Нижний конец колонки герметически заваривается на конус. В колонки опускают дюймовые питательные трубки с открытым нижним концом. Эти трубки не доходят до дна колонки на 0,4—0,5 м. В верхней части колонка имеет две трубки: одна представляет собой продолжение питательной трубки, соединяющейся с питательным трубопроводом, а другая — выводная, присоединяющаяся к обратному коллектору. Из замораживающей

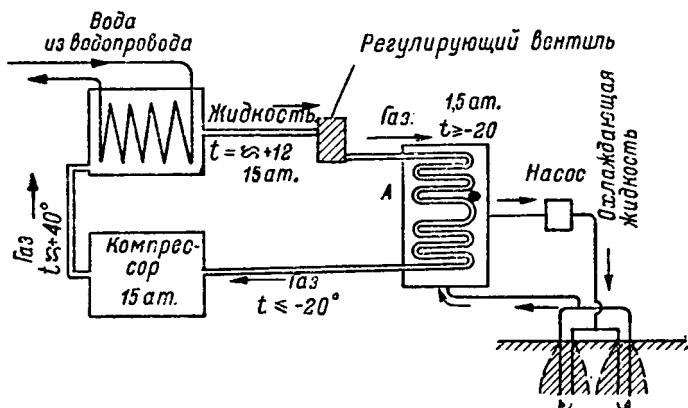


Фиг. 66. Конструкция труб Метростроя для замораживания:

- 1 — голова замораживающей трубы; 2 — внутренняя труба, подающая холодный раствор. 3 — наружная труба; 4 — устройство сварного острия; 5 — термометр

станции, располагаемой поблизости к месту работ, рассол, охлажденный до -20°C , нагнетается насосами в распределительный трубопровод, в питательные трубы и в колонки. Достигнув дна колонки, рассол под давлением поднимается вверх по кольцевому пространству, отнимая тепло у породы и создавая таким образом мерзлую зону. Далее рассол поступает через коллектор в замораживающую станцию (фиг. 67), где происходит восстановление холода и продолжение следующего цикла пути рассола. С течением времени замороженные цилиндры грунта смерзаются между собой, образуя мерзлую стенку, ограждающую котлован от притока грунтовых вод.

Диаметр замерзших столбов увеличивается по мере замораживания и достигает 2,5—3 м, для чего требуется работа установки



Фиг. 67. Схема холодильной установки для промораживания грунта: превращение жидкого аммиака в газообразный при пропуске его через регулирующий вентиль

в течение 20—60 дней. Песчаные грунты, насыщенные водой, замерзают быстрее, глинистые — медленнее.

В резервуаре А, через который пропускают охлаждающий раствор из обратного коллектора, должна поддерживаться расчетная отрицательная температура. На фиг. 67 показана схема последовательного превращения жидкого аммиака в газообразный и обратно с восстановлением потери в температуре. При впуске газообразного аммиака в компрессор аммиак сжимается, отчего температура его возрастает до $\sim +40^{\circ}$; затем, пропуская газ с $t \sim 40^{\circ}$ через холодный резервуар, снижают его температуру до температуры воды из водопровода, т. е. до $+12^{\circ}$, отчего аммиак-газ превращается в жидкость. После этого пропускают аммиак-жидкость с тем же повышенным давлением в 15 атмосфер через камеру разрежения (внезапное разрежение осуществляется регулирующим вентилем). От внезапного разрежения аммиак-жидкость превращается в газ с потерей положительной температуры. При сильном разрежении температура падает приблизительно до -20° или иной расчетной

величины, необходимой для поддержания холода в резервуаре А.

При расчете и проектировании замораживающей установки различают два случая: для неглубоких котлованов задаются сроком, в течение которого нужно заморозить стенку, и после этого расчетом определяют количество необходимых замораживающих колонок; для глубоких котлованов устанавливают сначала расположение колонок и потом рассчитывают срок, после которого можно начинать выемку грунта из котлована.

Схема расчета

Допустим, что установлено:

| | |
|--|----------------------|
| взаимное расположение колонок и количество их | <i>m</i> |
| диаметр колонок | <i>d</i> |
| толщина стенок колонок | <i>s</i> |
| глубина колонки | <i>H</i> |
| количество холода, передаваемого грунту через 1 м ² труб в течение 1 часа | <i>q</i> |
| средняя температура грунта до замораживания | <i>t₀</i> |
| средняя температура грунта после замораживания | <i>t₁</i> |
| теплоемкость льда | 0,5 |
| скрытая теплота плавления льда | 79 |
| теплоемкость грунта | <i>c</i> |
| удельный вес грунта | <i>p</i> |
| объем пор полностью, насыщенных водой | <i>n</i> |
| допускаемое напряжение замерзшего грунта | [<i>n</i>] |

1. Рассчитывают необходимую толщину δ мерзлой стенки в зависимости от активного давления грунта. Для расчета толщины δ (фиг. 68) в круглых котлованах можно воспользоваться формулой Ляме, имея в виду, что:

$$\delta = R - r,$$

где:

r — внутренний диаметр котлована, определяемый размером фундамента и условием производства работ;

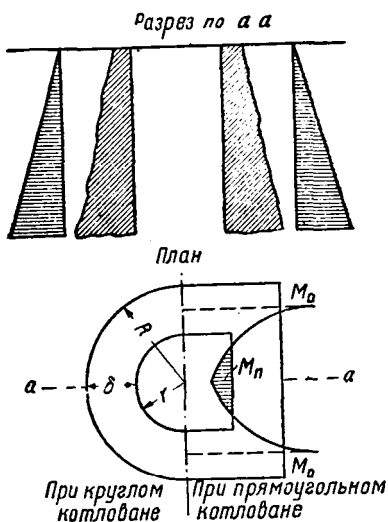
R — по формуле Ляме:

$$R = r \sqrt{\frac{[n]}{[n] - 2e}},$$

где:

e — интенсивность горизонтального давления немерзлого грунта, в тоннах на 1 м² (определяется из эпюры фиг. 68);

[*n*] — допускаемое давление на сжатие для мерзлого грунта (определяется опытным путем,



Фиг. 68. Расчет мерзлой стенки

а для предварительных расчетов принимается равным 5 кг/см²).

Для расчета толщины δ в прямоугольных котлованах пользуются формулой:

$$\delta = \sqrt{\frac{6M}{[n]}}$$

где:

M — изгибающий момент от давления грунта, остальные обозначения прежние.

2. Пользуясь вычисленной толщиной δ и размерами котлована, определяют объем грунта v , который необходимо заморозить.

3. Вычисляют объем воды v_1 в объеме грунта v :

$$v_1 = nv.$$

4. Определяют количество потребного холода по формуле:

$$Q = (v - v_1) 1000 p (t_0 + t_1) c + 1000 v_1 (t_0 + 79 + 0,5t_1),$$

при этом вводят коэффициент 2 на неизбежные потери холода в процессе работы.

5. Определяют общую охлаждающую поверхность всех труб

$$[F = \pi (d + 2s) Hm$$

и техническую возможность часовой передачи холода грунту через эту площадь F , т. е., иначе говоря, теоретическую мощность установки:

$$N_1 = qF \text{ кал./час.}$$

6. Выбирают соответствующую холодильную машину по каталогу, учитывая необходимую производственную мощность $N_2 = N_1 + 15\%$, где 15% — учет потери холода в машине.

7. Определяют необходимое время замораживания:

в часах

$$T_1 = \frac{Q}{N_2};$$

в сутках

$$T_2 = \frac{Q}{24N_2}.$$

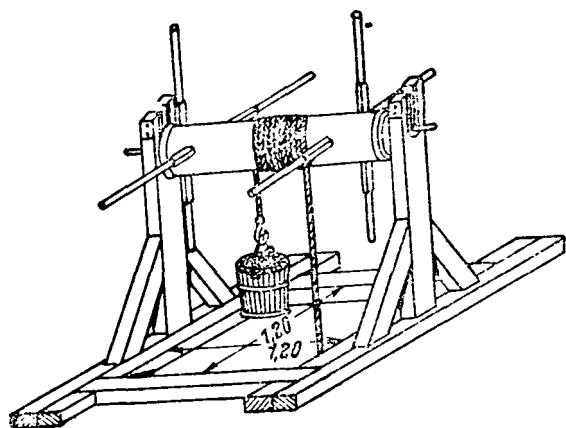
Схема расчета будет иметь несколько иной вид, если по заданному времени промораживания нужно найти необходимое число колонок.

26. ПРОСТОЙ ВОДООТЛИВ И НЕОБХОДИМЫЕ МЕХАНИЗМЫ

Рытье котлована и устройство фундамента ниже уровня грунтовых вод приходится вести с водоотливом. При малом поступлении воды для ее удаления пользуются воротом с бадьей (фиг. 69). Для этой же цели может быть использована и бадья, подвешенная к крану-укосине.

Наиболее часто практикуемый способ осушения малых котлованов со значительным притоком воды — это непосредственный, или простой, водоотлив. Реже прибегают к следующим способам: а) искусственному понижению уровня грунтовых вод (на время работ),

б) спуску воды в нижележащий водоносный (ненапорный) слой посредством поглощающих колодцев, в) устройству дренажей.

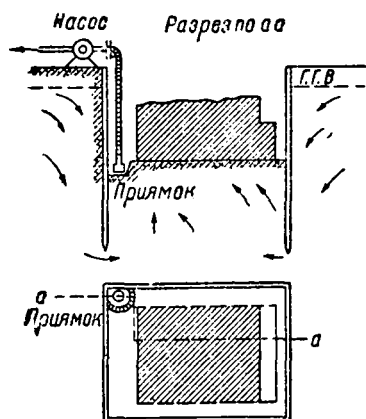


Фиг. 69. Подъем грунта и воды воротом с бадьей

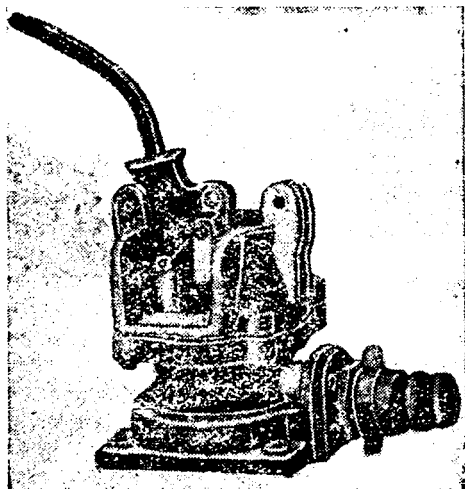
Простой водоотлив осуществляется при помощи насосов, устанавливаемых на поверхности грунта, у открытого котлована (фиг. 70). Конец шланга, идущего от насоса и имеющего наконечник с сеткой, помещают в маленький колодец на дне котлована, называемый *прямок*.

Грунтовая вода в котлован поступает как со дна, так и со стен котлована.

Уменьшение притока воды со стен котлована достигается, как отмечалось выше, шпунтовым ограждением, причем если шпунтины забиты до водоупорного слоя (и несколько врезаны в этот слой),



Фиг. 70. Схема простого водоотлива

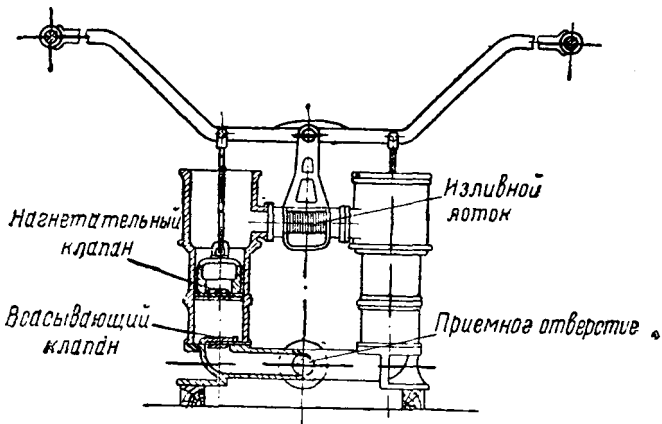


Фиг. 71. Общий вид насоса „диафрагма“

к чему всегда следует стремиться при достижимой глубине залегания водоупора, то уменьшается приток воды и со дна котлована.

Применяются ручные и механические водоотливные снаряды, в зависимости от количества поступающей в котлован воды.

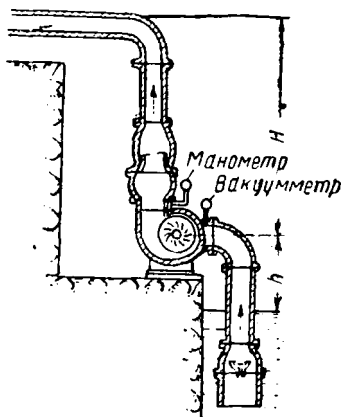
При небольших котлованах, например для фундаментов малых мостов и труб, с малым притоком воды применяются ручные порш-



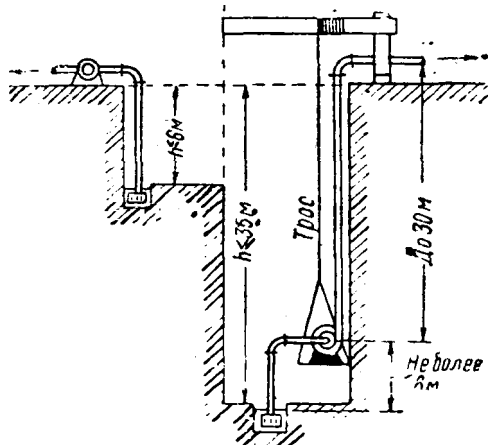
Фиг. 72. Схема поршневого насоса „Летестью“

невые насосы «диафрагма», называемые также «лягушкой» (фиг. 71) и «Летестью» (фиг. 72), различной производительности.

Диафрагмовый насос приводится в действие одним-двумя рабочими посредством одноплечего рычага. Насос этот может всасывать



Фиг. 73. Схема одноступенчатого центробежного насоса с электромотором

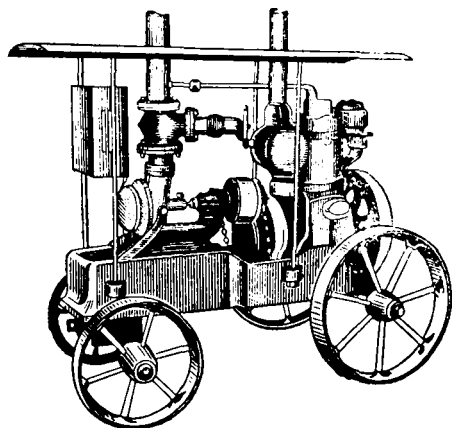


Фиг. 74. Сравнительные схемы применения всасывающего насоса и центробежного, постепенно опускаемого в люльку в процессе рытья глубокого котлована

с глубины не более 4—6 м; приподнятая им вода должна свободно выливаться в жолоб. Диафрагмовый насос способен откачивать воду, засоренную грунтом. Насос «Летестью» мощнее диафрагмового насоса, хотя всасывать может также с глубины не более 4—6 м.

В котлованах со значительным притоком воды работа при помощи этих насосов может быть полностью механизирована. Например, при наличии электроэнергии устанавливают электромотор, который посредством простейшего передаточного механизма (коленчатый вал и штанга) приводит в движение поршни насоса.

Из механических насосов наибольшее распространение получил центробежный насос (фиг. 73), приводимый в движение каким-либо двигателем (особенно удобен для этого случая электромотор). Центробежные насосы не только всасывают воду, но и нагнетают ее на высоту: до 35 м при одноступенчатом насосе и более 35 м — при многоступенчатом, что и дает им превосходство над всасывающими насосами (фиг. 74). Высота всасывания центробежных насосов 5—7 м. Центробежные насосы без перебоев откачивают воду, загрязненную грунтом. Насосы изготовляются различной производительности. Для работ в котлованах применяют насосы со всасывающими и нагнетательными трубами диаметром от 50 до 250 мм. На



Фиг. 75. Передвижной насос

фиг. 75 показан механический насос, смонтированный на колесной тележке. В очень тесных котлованах удобно применять эжекторы (см. раздел VI), приводимые в действие сжатым воздухом, паром или водой. Эти снаряды очень просты по конструкции и способны откачивать не только загрязненную воду, но и разжиженный грунт с галькой и гравием.

Для выбора типа водоотливного прибора и организации водоотлива нужно знать объем ожидаемого притока воды в котлован. При этом расчет может быть относительно точный,

если имеются данные пробной откачки хотя бы из буровых скважин, или приближенный в случае отсутствия данных откачки.

В первом случае ожидаемый приток воды в котлован определяют методом, описанным в § 9.

Во втором случае ориентировочный расход определяют по эмпирической формуле, предусматривающей наличие шпунтового ограждения:

$$Q = F\sqrt{0,87h},$$

где:

Q — расход воды, л/мин;

h — разность отметок горизонта грунтовых вод и дна котлована, м;

F — площадь котлована, м².

Установив тем или иным путем ожидаемый расход воды, подбирают соответствующие водоотливные снаряды, руководствуясь их производительностью, указанной в табл. 11, 12, 13. Количество

и мощность насосов берут с некоторым запасом, примерно раза в полтора.

Целесообразнее вместо одного мощного насоса назначить два средних или малых насоса.

Характеристика диафрагмовых насосов при 40 двойных качаниях в минуту дана в табл. 11.

Таблица 11

| Характеристика | Тип насоса | | |
|---|------------|-----|------|
| | № 1 | № 2 | № 3 |
| Диаметр всасывающего рукава, мм | 50 | 75 | 100 |
| Производительность, м ³ /час | 4,5 | 9,5 | 18,0 |

Характеристика насосов «Летестью» при 40 двойных качаниях в минуту дана в табл. 12.

Таблица 12

| Характеристика | Тип насоса | | | |
|--|------------|------|------|------|
| | № 1 | № 2 | № 3 | № 4 |
| Диаметр цилиндра, мм | 100 | 150 | 200 | 250 |
| Диаметр всасывающего рукава, мм | 50 | 75 | 100 | 215 |
| Ход поршня, мм | 200 | 240 | 300 | 300 |
| Производительность насоса, м ³ /час | 6,0 | 16,5 | 36,0 | 56,5 |

Приближенные характеристики центробежных насосов даны в табл. 13.

Таблица 13

| Характеристика | Диаметр нагнетательной и всасывающей трубы, мм | | | | | |
|--|--|------|------|------|------|-------|
| | 50 | 60 | 80 | 100 | 150 | 200 |
| Производительность, м ³ /мин | 0,15 | 0,30 | 0,55 | 0,90 | 2,00 | 3,50 |
| Мощность двигателя для поднятия воды на 8 м, л. с. | 0,67 | 1,25 | 2,1 | 3,0 | 6,6 | 10,75 |

На крупных работах насосы для водоотлива рассчитывают на возможность удаления воды из котлована в какой-то заданный срок и затем на поддержание водоотлива в процессе работ в котловане.

27. ГЛУБИННЫЙ ВОДООТЛИВ (ВРЕМЕННОЕ ПониЖЕНИЕ УРОВНЯ ГРУНТОВЫХ ВОД)

Временное понижение уровня грунтовых вод, осуществляемое помощью глубинного водоотлива, заключается в следующем. Вокруг проектируемого котлована по замкнутому периметру опускают

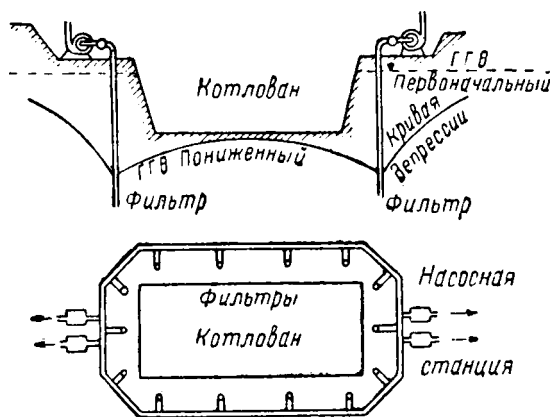
в грунт трубки, соединенные сборным трубопроводом, и через них одновременно откачивают воду, вследствие чего уровень грунтовой воды опускается и принимает вид, изображенный на фиг. 76. Таким образом, грунт в зоне проектируемого котлована будет осушен, и можно будет производить работы в сухом котловане. После окончания работ в котловане водопонижающую установку убирают, и грунтовые воды возвращаются в свое обычное положение.

Трубки, называемые колодцами-фильтрами, ставят на расстоянии от 5 до 15 м друг от друга, в зависимости от водопроницаемости грунта.

Центробежные насосы, расположенные на поверхности грунта, могут всасывать воду на высоту, соответствующую давлению одной атмосферы, а практически не более, как на 5—7 м. Принимая во внимание выпуклость линии грунтовой воды под котлованом, следует ожидать

еще меньшей глубины водопонижения. Опускание центробежных насосов в котлован, предварительно вырытый до естественного горизонта грунтовых вод, позволяет несколько понизить отметку водопонижения.

В случаях необходимости понижения горизонта грунтовых вод на значительные глубины, прибегают к одному из двух способов.



Фиг. 76. Схема водопонижения

Первый способ предусматривает последовательную перестановку сборного трубопровода по мере рытья котлована несколько раз. В начале работ колодцы-фильтры устанавливают на полную глубину нужного понижения. После понижения до первого уровня трубопровод и центробежные насосы опускаются ниже — во второе положение. Откачкой воды уровень опускается на следующую, т. е. вторую, ступень, после этого трубопровод снова переставляют в той же последовательности.

Второй способ предусматривает опускание насосов, называемых глубинными, внутрь колодцев-фильтров, закладываемых, так же как и в первом способе, сразу на полную глубину необходимого водопонижения. Насосы работают только напорным действием, которое для современных насосов достаточно велико. Глубинный насос представляет собой специальную конструкцию центробежного насоса с электрическим мотором, посаженным на одном валу с насосом. Насос и мотор заключены в водонепроницаемый кожух с приемником для воды внизу. Энергия подается по кабелю, соединен-

ному с гибкой трубкой, по которой в мотор подается сжатый воздух для предохранения от проникания в кожух воды.

Менее сложны штанговые глубинные насосы, применяемые у нас в Союзе на водопонижающих установках. Для штанговых насосов приводными механизмами служат насосные лебедки типов «Метрострой» и «Водстрой».

Конструкция колодца-фильтра показана на фиг. 77. Применяют металлические колодцы-фильтры диаметром 150—200 мм или деревянные диаметром 200—250 мм.

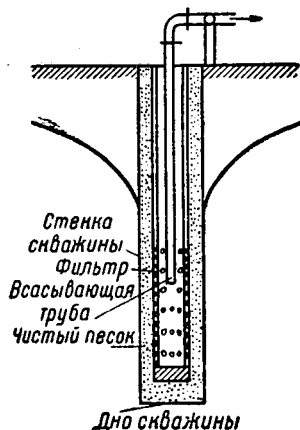
В фильтре, в части, находящейся в воде, должны быть отверстия, причем предпочтительнее не круглые, а щелевидные. Снаружи фильтры обтягивают металлической сеткой из тонкой проволоки во избежание быстрого засорения колодцев грунтом. Чтобы сетка не прилегала плотно к трубе, последнюю предварительно обматывают проволокой диаметром 3—5 мм и к этой проволоке прикрепляют фильтрационную сетку.

При наличии кислотных вод сетка быстро разрушается; срок службы железной оцинкованной сетки от 2 до 6 месяцев; более устойчивы медные и латунные сетки. Кислоты разъедают и металлическую трубу; поэтому наиболее целесообразно применение деревянных труб, изготовляемых звеньями по 2—4 м и соединенных металлическими муфтами из нержавеющей стали. Часто устраивают еще фильтрационный прослойк из песка и гравия. Для этого буровую скважину, которую предварительно закладывают для колодцев-фильтров, назначают такого диаметра, чтобы кольцевое пространство было достаточно для фильтрационной засыпки. После того как скважина пробурена, в нее опускают фильтр и засыпают кольцевое пространство между трубой-фильтром и обсадной трубой крупным песком. Затем обсадную трубу несколько поднимают, вновь подсыпают песка и т. д., пока не будет устроен на необходимую глубину песчаный (или гравийный) фильтр, хорошо проводящий воду, но задерживающий более или менее крупные частицы грунта.

Все колодцы-фильтры включают в один общий горизонтальный трубопровод, соединенный с насосной установкой. Для безопасности работ, как правило, устраивают запасную линию трубопровода с запасной насосной установкой для немедленного пуска в случае порчи первой линии.

Метод искусственного понижения уровня грунтовых вод имеет следующие положительные стороны:

- а) отсутствие сотрясений, обычных при забивке шпунтин;
- б) удобство и гигиеничность работы в сухом открытом котловане;



Фиг. 77. Фильтрационная скважина

в) экономичность, вытекающая из отсутствия больших затрат материалов.

К недостаткам этого метода относятся:

а) вынос мельчайших частиц грунта вместе с водой, что несколько изменяет структуру грунта под сооружаемым и существующим фундаментами;

б) необходимость специальных насосов и электроэнергии;

в) длительность водопонижения; иногда требуется несколько недель и даже месяцев, чтобы достигнуть желаемого понижения уровня воды.

Сказанное и определяет сферу рационального применения описанного способа производства работ при устройстве фундаментов в автодорожном строительстве.

Так, для устройства фундаментов малых мостов необходимые для водопонижения затраты и длительность водопонижения экономически не оправдываются.

Наоборот, для больших котлованов при постройке, например, больших складочных помещений с подвалами, специальных подземных сооружений, а также при постройке опор мостов в городских условиях способ временного водопонижения может оказаться весьма целесообразным.

28. РАСЧЕТ ВОДОПОНИЖАЮЩЕЙ УСТАНОВКИ ПРИ ГЛУБИННОМ ВОДООТЛИВЕ

Существуют несколько методов расчета водопонижающей установки; в основном при расчете водопонижения задаются диаметром колодцев-фильтров и, подсчитав ожидаемый дебит колодца, определяют следующие величины, необходимые для составления проекта:

а) количество колодцев-фильтров;

б) расстояние между колодцами;

в) диаметры всасывающих и напорных труб;

г) мощность насосов и двигателей;

д) время, необходимое для достижения требуемого водопонижения.

В расчетные формулы входят такие величины, как коэффициент фильтрации грунта k и гидравлический градиент I , трудно поддающиеся точному определению.

Наиболее надежное установление числовых значений этих величин возможно на основании измерений и наблюдений на опытной водопонижающей установке при пробных откачках на строительной площадке. Это сопряжено с расходами и требует значительного времени. Для предварительных проектов расчет водопонижающей установки производят на основании справочных данных (табл. 14), хотя эти данные менее надежны.

Подробный расчет водопонижающей установки производится по методу, рекомендованному НИССТГР¹. Основные моменты расчета следующие:

¹ Научно-исследовательский сектор Союзного треста глубинных работ.

Таблица 14

| Наименование грунта | k м/сек | I |
|--|-----------------|-------------|
| Средний и крупный гравий | 0,01—0,005 | 0,001—0,003 |
| Крупный песок | 0,005—0,001 | 0,003—0,0,6 |
| Слабоглинистый, среднезернистый и чистый мелкий песок | 0,001—0,0001 | 0,006—0,02 |
| Слабоглинистый мелкий и очень мелкий песок | 0,0001—0,00005 | 0,02—0,05 |
| Глинистый мелкий и очень мелкий песок | 0,00005—0,00002 | 0,05—0,10 |

1) определение величины Q ожидаемого притока воды к установке при понижении уровня грунтовых вод на заданную величину;

2) определение числа и глубины колодцев, достаточных для пропуска через фильтры вычисленного притока Q ;

3) наиболее выгодное распределение колодцев и выбор наиболее выгодного соотношения между их числом и глубиной;

4) расчет трубопровода и необходимых двигателей для насосной установки.

Основные величины для расчета водопонижающей установки — коэффициент фильтрации k , радиус депрессии R , расчетная (приведенная) мощность водоносного слоя H , удельная захватная способность (допускаемая производительность) 1 пог. м колодца φ — определяются путем анализа и обработки материалов предварительных изысканий.

Коэффициент фильтрации k определяется по данным пробной откачки;

для одиночного колодца по формуле Дюпюи-Тима:

$$k = \frac{q(\ln x_2 - \ln x_1)}{\pi(y_2^2 - y_1^2)}, \quad (1)$$

при откачке из группы колодцев по формуле Форхгеймера:

$$k = \frac{Q \left[\frac{1}{n} \ln x_1'' x_2'' \dots x_n'' - \frac{1}{n} \ln x_1' x_2' \dots x_n' \right]}{\pi(y_2^2 - y_1^2)}, \quad (1a)$$

где:

k — коэффициент фильтрации, м/сек;

q — расход одиночного колодца, м³/сек;

Q — суммарный расход группы колодцев, м³/сек, соответствующий ожидаемому притоку воды;

n — число колодцев;

y_1 и y_2 — высота замеренного пьезометрического уровня воды в двух наблюдательных точках, считая от дна колодцев, м;

x_1', x_2', x_n' — расстояние от каждого из колодцев до наблюдательной скважины с уровнем воды y_1 ;

x_1'', x_2'', x_n'' — расстояние от каждого из колодцев до наблюдательной скважины с уровнем воды y_2 .

Для напорных вод k определяется по формулам:

$$k = \frac{q (\ln x_2 - \ln x_1)}{2\pi m (y_2 - y_1)} \quad (2)$$

или

$$k = \frac{Q}{2\pi m} \cdot \frac{\frac{1}{n} \ln x_1'' \cdot x_2'' \dots x_n'' - \frac{1}{n} \ln x_1' \cdot x_2' \dots x_n'}{y_2 - y_1} \quad (2a)$$

где: m — мощность водоносного слоя, заключающего водоносный горизонт.

Вычисление коэффициента фильтрации производится только по тем замерам, которые соответствуют установившемуся состоянию.

В качестве расчетной величины принимают среднюю арифметическую из полученных значений.

Если коэффициенты фильтрации отдельных слоев грунта, слагающих неоднородную водоносную толщу, известны, то в качестве расчетной величины k принимают приведенную величину, вычисленную по формуле:

$$k = \frac{h_1 k_1 + h_2 k_2 + \dots + h_n k_n}{h_1 + h_2 + \dots + h_n}, \quad (3)$$

где:

h_1, h_2, \dots, h_n — мощность отдельных слоев,

k_1, k_2, \dots, k_n — коэффициенты фильтрации этих слоев.

Величины y при вычислении k по формулам (1)—(2) измеряют от кровли водоупора, причем кровля условно принимается за плоскость, т. е. предполагается, что все колодцы заложены на одинаковую глубину от непониженного уровня грунтовых вод.

Если же поверхность водоупора в действительности (в пределах между опытными колодцем и наблюдательными точками) колеблется, то для вычисления k по каждой паре наблюдательных точек принимают отметку, полученную как среднюю арифметическую между отметкой водоупора в опытном колодце и отметками в двух данных наблюдательных скважинах.

В том случае, когда кровля водоупора залегает с уклоном, параллельным уклону грунтового потока, величину y измеряют по направлению перпендикуляра к наклонной плоскости водоупора.

При неполных колодцах y измеряют от дна колодцев.

Радиус депрессии определяется по формуле проф. И. П. Кусакина¹:

$$R = 575S \sqrt{Hk}.$$

где: S — глубина понижения воды в колодце; H и k — прежние обозначения.

При параллельности непониженного уровня грунтовых вод и водоупора и однородном строении водоносной толщи в качестве расчетной мощи водоносного слоя H в случае полных (достигающих

¹ И. П. К у с а к и н, Искусственное понижение уровня грунтовых вод, ОНТИ, 1936 г.

водоупора) колодцев принимают фактическую его мощность; т. е. глубину водоупора от непониженного уровня грунтовых вод.

При аналогичных условиях, но в случаях меняющейся мощности водоносного слоя в расчеты должна быть введена средняя мощность, вычисленная по нескольким наиболее характерным разрезам.

При неполных колодцах (не достигающих водоупора) расчетную мощность водоносного слоя принимают равной глубине от непониженного уровня грунтовых вод до подошвы колодцев.

Для напорных слоев расчетная мощность водоносного слоя определяется фактической его мощностью. Буквой H в формуле для напорных слоев обозначают высоту нормального пьезометрического уровня от поверхности водоупора, до которого проектируют заглубление колодцев, или от дна колодцев (при неполных колодцах).

Допускаемая производительность 1 пог. м фильтра (удельная захватная способность) колодца определяется по эмпирической формуле Зихардта:

$$\varphi = \pi d \frac{\sqrt{k}}{15}, \quad (4)$$

где:

d — диаметр колодца,

k — коэффициент фильтрации.

Полученные результаты следует сопоставить с данными понижения на максимальную глубину при пробной откачке.

Величина расхода колодца при максимальном понижении, деленная на высоту смоченной поверхности фильтра, показывает фактическую удельную захватную способность колодца:

$$\varphi = \frac{q}{y_0},$$

где:

q — расход одного колодца,

y_0 — высота уровня воды в скважине у наружной стенки колодца.

Расчетная глубина понижения S определяется таким образом, чтобы наивысшая точка пониженного уровня грунтовой воды (расположенная в центре тяжести площади, окаймленной колодцами) приходилась ниже проектного расположения подошвы котлована минимально на 0,5—1,5 м, в зависимости от общей глубины понижения.

Приток к водопонижающей установке при свободном горизонте грунтовых вод определяется по формуле Форхгеймера

$$Q = \frac{(2H - S) S \pi k}{\ln R - \frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \dots x_n}, \quad (6)$$

где:

H — расчетная мощность водоносного слоя, м;

S — необходимое понижение в центре тяжести площади, ограниченной колодцами, м;

k — коэффициент фильтрации, м/сек;

R — радиус депрессии, м;
 $x_1, x_2 \dots x_n$ — расстояния каждого из колодцев установки от центра тяжести площадки, окаймленной колодцами, м;
 Q — приток воды к установке, м³/сек.

Если расчетную мощность водоносного слоя H для неполных колодцев берут равной мощности водоносного слоя, то полученную величину Q нужно увеличивать на 10—20%.

Приток к водопонижающей установке при напорном горизонте определяется по формуле:

$$Q = \frac{2m\pi kS}{\ln R - \frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \dots x_n} \quad (6a)$$

где m — толщина слоя в м, в котором заключен напорный горизонт грунтовых вод.

Для первоначальных расчетов во всех случаях, за исключением установок из одного ряда колодцев (заградительного ряда) или установок, очень сильно вытянутых в плане для упрощения расчетов величину $\frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \dots x_n$ в формулах (6) и (6a) следует заменить величиной

$$\ln \sqrt{\frac{F}{\pi}},$$

где: F — площадь, ограниченная колодцами, м².

Окончательный результат проверяют по формулам (6) и (6a).

Число, глубину и диаметр колодцев определяют из условия достаточности суммарной смоченной (в процессе работы установки) фильтрующей поверхности колодцев для пропуска поступающей в них воды без превышения допустимых скоростей.

Задаваясь глубиной и диаметром колодцев, число их определяют для установок в свободных горизонтах грунтовой воды из системы уравнений:

$$ny_0 = \frac{Q}{\varphi}, \quad (7)$$

$$y_0 = \sqrt{y^2 - \frac{Q}{\pi k} \ln \frac{A}{\pi x_0}}, \quad (8)$$

где:

y_0 — уровень воды у наружной стенки колодцев, равномерно размещенных по периметру круга радиуса A ;

A — радиус круга, площадь которого равновелика площади, ограниченной колодцами;

Q — необходимый для получения заданного понижения дебит установки;

φ — допускаемая удельная производительность колодцев данного диаметра;

k — коэффициент фильтрации;

x_0 — радиус колодцев;

y — уровень воды в центре круга радиуса A , определяющийся необходимой величиной понижения.

Число n определяют подбором, причем расчет рекомендуется начинать с величины y_0 , равной 0,80—0,85 у.

Так как n может быть только целым числом, то принимают такое его значение, при котором:

$$ny_0 \geq \frac{Q}{\varphi} \text{ и } (n-1)y_0 < \frac{Q}{\varphi}.$$

Для правильного использования производительности (захватной способности) колодцев расстояние между ними должно быть:

$$b \geq 5\pi d,$$

где d — диаметр колодца.

Для каждого данного числа и расположения полных (достигающих водоупора) колодцев максимально возможное при использовании их производительности понижение определяется по формуле:

$$S_{\max} = H - \sqrt{H^2 + W + \frac{1}{2U^2}} - \sqrt{W^2 + \frac{H^2 + W}{U^2} + \left(\frac{1}{2U^2}\right)^2}, \quad (9)$$

где:

$$W = \frac{V}{U};$$

$$V = i_0 x_0 \ln \lambda;$$

$$U = \frac{\lambda}{2Ai_0 \ln \frac{R}{A}};$$

$i_0 = \frac{1}{15\sqrt{k}}$ — допустимый градиент у стенки колодца (формула Зихардта);

x_0 — радиус колодца;

$$\lambda = \frac{b}{2\pi x_0};$$

b — расстояние между колодцами круговой установки, измеренное по дуге окружности.

В случае неполных (не достигающих водоупора) колодцев необходимая глубина их (считая от дневной поверхности земли) при данном значении радиуса A круга колодцев определяется по формуле:

$$h = h_1 + S + y_{\min},$$

где:

$$y_{\min} = \frac{2u^2 S^3 + 2uVS}{1 - 4u^2 S^2} + \sqrt{\frac{u^2 S^4 + 2uVS^2}{1 - 4u^2 S^2} + \left(\frac{2u^2 S^3 + 2uVS}{1 - 4u^2 S^2}\right)^2};$$

h_1 — глубина пониженного горизонта воды от дневной поверхности земли.

Для установок в напорных горизонтах, которые применяются лишь в целях разгрузки избыточного давления воды, число колодцев определяется из условия:

$$\sum_1^n h_i = \frac{Q}{\varphi},$$

где h_i — высота фильтрующей части каждого из колодцев.

$$\text{При } h_1 = h_2 \dots = h_n = h; nh = \frac{Q}{\varphi}.$$

Расчет всасывающего и напорного трубопроводов для центробежных установок производится по обычным методам расчета водопроводных труб. Допускаемая скорость течения воды в трубопроводах принимается примерно 0,5—2,0 м/сек.

Мощность двигателей для насосной установки определяется по формуле

$$N = \frac{QH}{75 n_1 n_2} \text{ л. с.},$$

где:

H — общая высота подъема (манометрическая), которой учитываются не только сопротивление в трубопроводе, но и сопротивление колодца, определяемое по данным пробной откачки;

n_1 — к. п. д. насоса;

n_2 — к. п. д. двигателя.

29. КЛАДКА ФУНДАМЕНТА И СПОСОБЫ ИЗОЛЯЦИИ ЕГО ОТ ГРУНТОВЫХ ВОД

По окончании земляных работ в котловане, перед началом кладки фундамента, основание последнего планируют с очисткой от посторонних предметов.

Следует стремиться скорее начать кладку вслед за окончанием подготовки основания, не оставляя последнее открытым под действием атмосферных агентов, вызывающих выветривание и ослабление основания. Если же почему-либо не предполагается скорое начало кладки, то откопку грунта делают не на проектную глубину, а оставляют недобранным слой в 0,30—0,40 м, который убирают перед самым началом кладки. Это правило, конечно, не распространяется на основания из каменных пород.

При работах с водоотливом, как отмечалось выше, в котлованах устраивают приямок, откуда откачивают воду (фиг. 78). Кладку в этом случае на мокром основании начинают вести не сразу на растворе, а укладывают сначала насухо без раствора один ряд крупных камней (сухой ряд), с тщательной расщебенкой, после чего уже продолжают бутить на растворе.

При скальном основании породе следует очистить для лучшего сцепления кладки со скалой. При обнаружении ключей в основании их следует:

а) в скальных породах заглушать бетонированием и нагнетанием цемента;

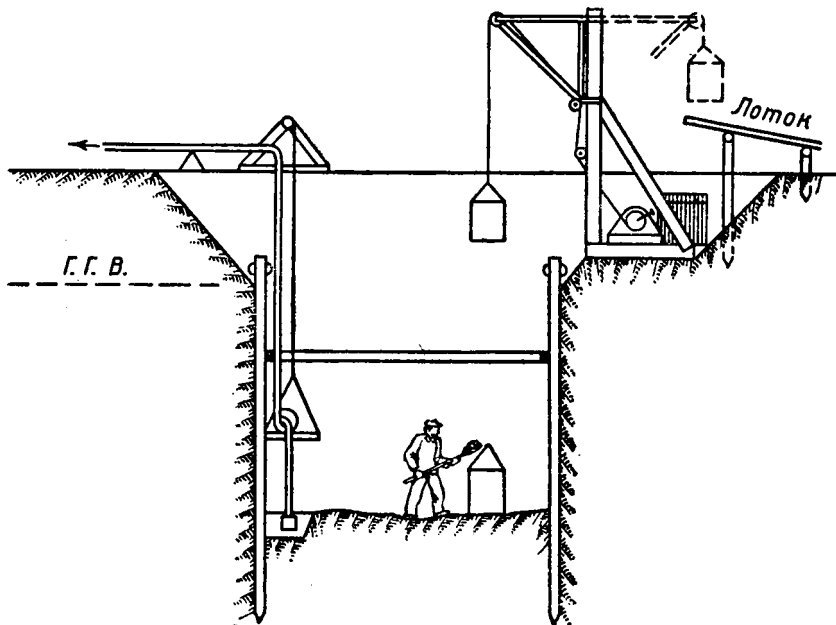
б) в глинистых породах отводить трубой в сторону от основания.

При постройке фундаментов мостовых опор иногда работы ведут без водоотлива (в силу затруднительности водоотлива или недопустимости ослабления структуры грунта) и кладку производят бетонированием под водой. В этом случае котлован, огражденный шпунтовой стенкой, заполняют бетоном (впритык к шпунтам)

ча такую высоту (0,70—1,5 м), чтобы после отвердения бетона можно было откачать воду и кладку вести насухо.

Бетон подается таким образом, чтобы не было выщелачивания цемента. Для этого применяют специальный ящик с раскрывающимся дном: в этих ящиках бетон подается в котлован отдельными порциями.

На крупных работах для подводного бетонирования применяют также вертикальные трубы, или бетононасосы (см. раздел VI).



Фиг. 78. Работы в открытом котловане глубиной более 6 м, требующем применения центробежного насоса для откачки воды

Грунтовые воды, если они не содержат кислот или щелочей, не вредны для фундаментов. Если же сооружение имеет подвальное помещение, то возникает необходимость устройства изоляций от сырости.

Изоляция осуществляется при помощи:

- а) подземного водоотвода;
- б) поверхностной штукатуркой из особых растворов;
- в) внутренней изолирующей прослойки;
- г) внешней водонепроницаемой оболочки.

Подземный водоотвод достигается устройством дренажей, т. е. рвов с внешней стороны сооружения с уложенными гончарными или иными трубами в гравийной засыпке.

Поверхностная наружная штукатурка делается из цемента 1:2 с добавлением 5% церезита или 8 кг мыла на 1 м³ раствора.

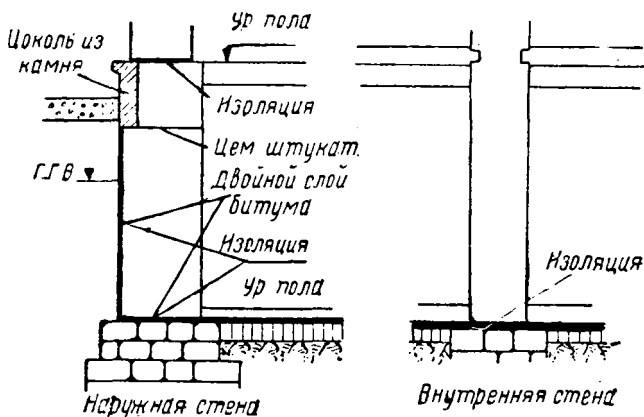
Внутренняя изолирующая оболочка осуществляется окраской флюатами, парафином, калийным маслом и асфальтовыми эмуль-

сиями. Применяют также асфальтовую клебемассу, на которую внутри помещения укладывают кирпичную облицовку в $\frac{1}{2}$ кирпича.

Внешнюю водонепроницаемую оболочку устраивают из тройного толя.

Толь при укладке в дело обмазывают 3—4 раза подряд клебемассой, а после укладки его наружную стенку фундамента (фиг. 79) обкладывают кирпичной или каменной облицовкой.

Гидроизоляция требуется также и для защиты мостовых опор от проникания атмосферных осадков, грунтовых и иных вод в кладку.



Фиг. 79. Изоляция подвала от грунтовой воды

Соприкасающиеся с землей поверхности частей устоев и труб покрывают обмазкой в два слоя горячим битумом или иной гидроизоляцией.

Для труб поверх гидроизоляции укладывают слой мятой глины толщиной 10—15 см. Швы между звеньями труб перекрывают гибкой гидроизоляцией.

Швы между звеньями напорных труб должны быть так заделаны, чтобы вода под действием напора не могла через них проникнуть.

30. УСТРОЙСТВО ФУНДАМЕНТОВ В ЗИМНЕЕ ВРЕМЯ

Наиболее экономично выполнение зимой таких работ, которые связаны с использованием низкого горизонта вод, ледяного покрова и промерзания грунта, например:

- а) свайные работы со льда на реке;
- б) кессонные работы на реке, покрытой льдом;
- в) устройство котлованов в плывунах.

К работам, не вызывающим значительного удорожания, относится бетонирование массивных бетонных и железобетонных фундаментов.

Качество работ, выполняемых в зимнее время, должно отвечать требованиям особых технических условий.

Действующими у нас в Союзе техническими условиями регламентированы как зимние земляные работы при устройстве котлованов, так и зимние каменные работы при устройстве фундаментов.

Рытье котлованов при устойчивых морозах допускается без устройства креплений, пользуясь естественным замораживанием стенок по мере углубления. В сухих песчаных грунтах устройство креплений обязательно. В водоносных грунтах рытье котлована производится с водоотливом и креплением стен или способом последовательного вымораживания без водоотлива и без крепления стен. В последнем случае рытье котлована производится не сразу на всю глубину, а небольшими слоями, с тем чтобы происходило постепенное промерзание стенок котлована, начиная с верха. Когда наступают устойчивые морозы и грунт на некоторую глубину замерзнет, приступают к рытью котлована, снимая небольшой слой грунта; через некоторое время мерзлота, нарастая, достигнет опять нормальной толщины. Продолжая последовательный съем грунта по слоям, можно вырыть весь котлован без особых креплений. Скорость промораживания в естественных условиях составляет 5—10 см в сутки. Недостаток этого способа заключается в том, что темпы работ зависят от интенсивности морозов.

Для ускорения работ сухой грунт до уровня грунтовых вод отрывают осенью, уменьшив таким образом слой грунта, который надо пройти зимой. Далее сколку грунта ведут не сплошь, а отдельными ячейками, оставляя между ними перегородки, увеличивающие сопротивление дна котлована выпирающему действию воды. Кроме того, в случае повреждения дна или стен котлована перегородки предохраняют котлован от полного затопления, так как затопливаться будет лишь поврежденный отсек. Величину ячеек назначают размерами от $1,5 \times 2,0$ до 2×3 м в плане. Толщину перегородок, впоследствии также скалываемых, назначают 0,35—0,5 м.

Толщину замороженного слоя грунта контролируют просверливанием дыр плотничным буром, скважину немедленно заделывают паклей, смоченной водой. Для ускорения замораживания увеличивают поверхность, подверженную обветриванию холодным воздухом, для чего в стены котлована и дно забивают старые железные трубы с заделанными наглухо концами.

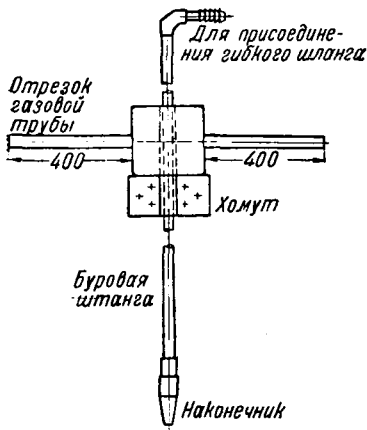
Промерзание стенок должно быть достаточным, чтобы выдерживать давление грунтовых вод. Нужно иметь в виду, что такие работы сопряжены с некоторым риском: при оттаивании грунта малейшая неосторожность может вызвать разрушение водоудерживающего замороженного слоя и затопление котлована.

Разработку мерзлого грунта производят при помощи взрывов, пневматического и электрического инструмента или же отогревают до полного его оттаивания.

Последнее может производиться паром при помощи паровой иглы (фиг. 80) с подачей пара от экскаватора, паровоза или специальной паровой установки. При мелких разбросанных работах допускается разрыхление мерзлого грунта вручную при помощи лома, кирки и пр., а также оттаивание грунта кострами. При разработке мерзлоты толщиной до 30—40 см экскаваторами с ков-

шамми емкостью 1 м³ и более предварительного разрыхления мерзлоты не требуется.

Основанием под фундаменты должен служить непромерзший грунт, за исключением оснований для зданий до двух этажей на сухом песчаном или галечном грунте. Если закладка фундаментов производится с небольшим запозданием против окончания копки котлована в связи с устройством тепляков, то рытье котлована, выполняемое до установки тепляков, производится с недобором последнего слоя 0,30—0,40 м, который выбирают после установки тепляка. Если грунт основания промерз, то его необходимо перед закладкой фундамента оттаять. Оттаивание глинистых грунтов нужно производить без применения пара или горячей воды.



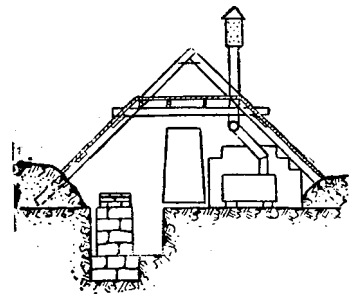
Фиг. 80. Паровая игла для оттаивания мерзлого грунта

1. Способ замораживания, т. е. кладка на открытом воздухе с соблюдением особых правил, указанных ниже; этим способом разрешается производить кладку бутовых фундаментов зданий не выше трех этажей и кирпичных фундаментов зданий не выше пяти этажей.

2. Способ работ в тепляках; этот способ применяют во всех случаях кладки фундаментов опор, мостов и других сооружений, подверженных динамической нагрузке.

Способ замораживания осуществляется без подогрева камня или кирпича, но с применением растворов, приготовленных с подогревом составляющих. Замерзшая в раннем возрасте кладка в последующем при оттаивании снижает свою прочность примерно на 15—30%. Поэтому в подобных случаях приходится проектировать сооружения с соблюдением специальных правил, предусмотренных техническими условиями.

При работе в тепляках создаются условия, необходимые для нормального процесса твердения кладки фундамента и дальнейшей его работы. Тепляки (фиг. 81) применяются легкие, щитовые, разборные или передвижные. Температура внутри тепляка поддержи-



Фиг. 81. Тепляк для кладки фундамента

вается не ниже $+5^{\circ}$ на уровне 0,5 м от отметки подошвы фундаментов. Для кладки в тепляках применяют оттаянный камень, который обычно вносят в тепляк не менее, чем за сутки до пуска его в дело. Кладку производят на растворах с температурой не ниже $+10^{\circ}$. Для лучшего использования вспомогательных устройств работы рекомендуется производить в 2—3 смены. После выдерживания фундамента в тепляке не менее трех суток при температуре не ниже $+5^{\circ}$ производят засыпку между фундаментом и стенками котлована талой землей, шлаком и т. п., после чего тепляк может быть разобран.

31. СПОСОБЫ ЗАКРЕПЛЕНИЯ СЛАБЫХ ГРУНТОВ

Понятие «слабые грунты» имеет условный, относительный характер. Грунт может оказаться непрочным под фундаментом, если перенапряжение в грунте; для такого сооружения данный грунт окажется слабым. Вместе с тем этот же грунт не будет считаться слабым для другого, менее тяжелого сооружения, не вызывающего перенапряжения в грунте. Таким образом, понятие о слабом грунте должно быть отнесено не только к грунту, но и к условиям, которые характеризуют работу грунта под нагрузкой.

Во всяком случае, если возникает необходимость устройства фундамента с большой нагрузкой на грунте, не выдерживающем такой нагрузки, то грунт должен быть укреплен (если почему-либо нельзя пройти глубже до более плотного слоя).

Прочность грунта может быть увеличена или путем механического воздействия (например, забивкой свай, трамбованием, укаткой катками) или для некоторых грунтов эта задача может быть разрешена путем: а) замены части слабого грунта более прочным; б) цементации; в) силикатизации; г) битумизации.

а) Замена слабого грунта песчаными подушками. Для некоторых сооружений в дорожном строительстве, как склады, гаражи, технические и жилые здания, фундаменты которых по местным условиям оказываются в слабых грунтах, один из способов улучшения основания заключается в замене слабого грунта песчаной подушкой. Назначение подушки заключается в передаче нагрузки от фундамента на большую площадь слабого грунта и тем самым в снижении его напряженности до допускаемой величины.

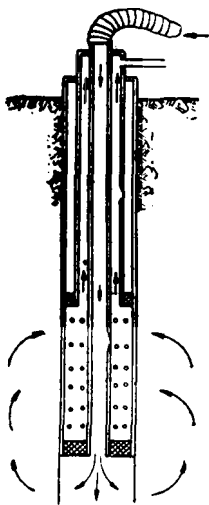
Следовательно, размеры подушки (ширина и толщина) зависят от разности двух значений: 1) давления под подошвой фундамента и 2) допускаемого давления на слабый грунт. При установлении размеров подушки угол распространения давления в песке принимается равным $40—45^{\circ}$.

Для недопущения осадок самой подушки устройство ее производится слоями по 15—20 см с тщательной укаткой (или укаткой) с поливкой водой.

б) Цементация. Способ цементации заключается в том, что жидкий цемент нагнетается под давлением в грунт и закрепляет его.

Цементация особенно эффективна для заделки трещин в скальных породах, а также трещин в существующих фундаментах, почему-либо поврежденных.

Для цементации в скважину опускают трубку, через которую и производят нагнетание цемента под давлением 3—6 ат. Кольцевое пространство между скважиной и трубкой заделывают резиновой пробкой или заполняют тампоном.



Фиг. 82. Схема установки для циркуляционной цементации

Другой метод, называемый циркуляционным, предусматривает применение трех трубок (фиг. 82), вставленных одна в другую.

Цементный раствор нагнетается по внутренней трубке и проникает в поры грунта. Излишек раствора, пройдя через грунт, проникает в наружную трубку и по средней трубке поднимается обратно в бак. Цемент подается в чистом виде, т. е. только с водой или с песком в пропорции 1 : 1 или 1 : 2.

Радиус действия цементации установлен опытом и имеет разные значения, в зависимости от рода грунта. В среднем диаметры закрепления получаются:

| | |
|------------------------------|-------------|
| для мелкого песка | 0,70—1,00 м |
| крупного | 1,00—1,5 . |
| гальки | 1,5—2,00 . |
| трещиноватой скалы | 2,50—3,00 . |

в) С и л и к а т и з а ц и я. Силикатизация, или химическое укрепление грунтов, состоит в нагнетании в грунт двух химических растворов от взаимодействия которых выделяются твердые вещества, связывающие частицы грунта в монолит. В качестве химических растворов применяют жидкое стекло (натровый силикат) и раствор хлористого кальция, которые способны проникать в поры мелких грунтов в большей степени, чем цементный раствор.

Химическое закрепление грунтов только недавно стало находить свое применение в фундаментостроении. Этим способом можно пользоваться для закрепления слабого основания под сооружением и для закрепления стен котлована для ограждения его от затопления грунтовой водой в процессе работ.

Раствор нагнетают через забитую в грунт металлическую трубку, называемую иньектором (фиг. 83). Трубка имеет диаметр 2—3 см и в нижней своей части по длине в 1 м отверстия 1—1,5 мм для выхода раствора.

Иньекторы забивают в грунт или погружают в предварительно пробуренные скважины. Перед накачиванием раствора в иньекторы отверстия их промывают водой или продувают сжатым воздухом. Расстояние между трубками принимают в пределах от 0,75 до 1,5 м, в зависимости от проницаемости грунта. В горячем состоянии жидкое стекло легче проникает в грунт.

Нагнетание растворов производится или ручными насосами типа гидравлических прессов, или механическими насосами при давлениях от 5 до 30 ат для глубин от 2 до 8 м.

Практикуют следующую последовательность инъецирования (при больших глубинах).

Инъектор погружают до слоя, подлежащего укреплению, и углубляют в этот слой на 1 м; накачивают первый раствор.

После этого трубки осаживают в грунт еще на 1 м и снова накачивают первый раствор. Так проходят всю толщину слоя, подлежащего закреплению.

После этого накачивают второй раствор, поднимаясь обратно вверх такими же метровыми ступенями, пока трубки не будут подняты до верхнего закрепляемого слоя.

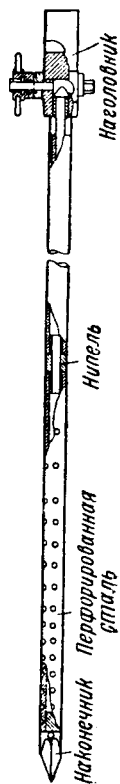
д) Б и т у м и з а ц и я. Жидкая битумная эмульсия лучше проникает в мелкозернистые пески, нежели цементный раствор.

Битумизация — новейший способ закрепления рыхлых или трещиноватых водоносных пород. Этим способом пользуются главным образом для ограждения котлована от грунтовых вод. Битум выгодно отличается от прочих инъецируемых веществ тем, что при соприкосновении с холодной грунтовой водой он быстро затвердевает и в дальнейшем не вымывается.

Инъекторы диаметром 40—50 мм бывают сборными на муфтах и в пределах инъекции примерно на 1 м, в них имеются дыры диаметром 6—15 мм.

Битум нагнетается при температуре 120°, и, чтобы он не остывал в скважинах, в инъектор устанавливают электропровод (металлический стержень), по которому пропускают ток, поддерживающий расчетную температуру. Электропровод изолирован от инъектора специальными изоляторами, укрепленными в муфтах труб. Расстояние между инъекторами принимают от 0,75 до 3 м, в зависимости от проницаемости грунта.

Для нагнетания битума применяют плунжерный насос, работающий с давлением до 20 ат и более.



Фиг. 83.
Инъектор
для сили-
катизации

РАЗДЕЛ IV

ФУНДАМЕНТЫ НА СВАЙНЫХ ОСНОВАНИЯХ

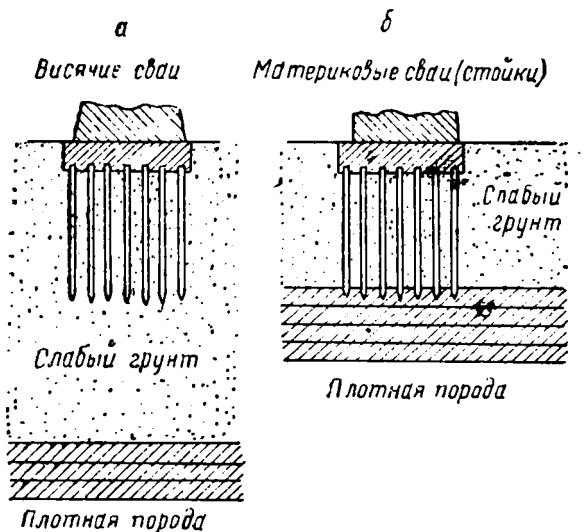
ГЛАВА I

СВАИ И СПОСОБЫ УСТРОЙСТВА СВАЙНЫХ ОСНОВАНИЙ

32. ТИПЫ СВАЙНЫХ ОСНОВАНИЙ

Рытье глубоких котлованов для заглублений простых фундаментов во многих случаях связано с затратой больших средств на водоотлив, мощное крепление стен котлована в слабых грунтах и т. д. Во избежание этого фундаменты в слабых грунтах опирают на деревянные столбы, погруженные в грунт.

Деревянные стойки (из бревен), погруженные в грунт и предназначенные для восприятия давления от фундамента, получили



Фиг. 84. Два типа свайных оснований

название свай; группа свай составляет свайное основание. Кроме дерева, для свай применяют также железобетон, бетон и металл.

Различают два типа свайных оснований:

- а) висячие свайные основания (фиг. 84-а), состоящие из свай, не доведенных до плотной породы, залегающей слишком глубоко;
- б) свайные основания из материковых свай (фиг. 84-б), опирающихся в виде стоек на плотный слой грунта.

В первом случае давление от фундамента уравнивается главным образом вертикальными силами трения между грунтом и боковой поверхностью свай, если последние достаточной длины.

Во втором случае давление от фундамента уравнивается главным образом реакцией грунта у острия свай-стоек.

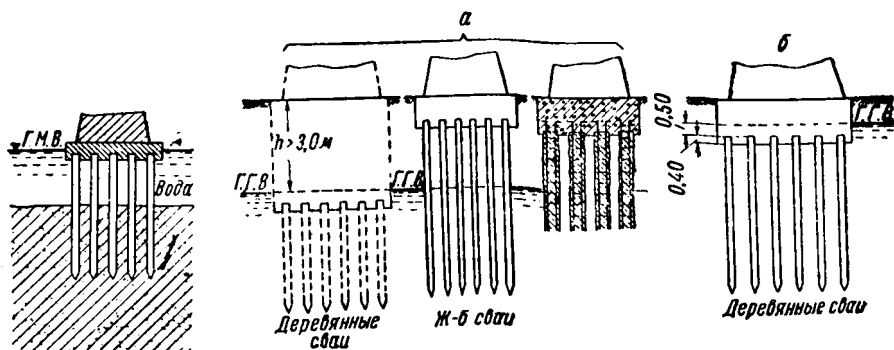
Сопряжение фундамента со сваями осуществляется при помощи ростверка, устраиваемого из дерева, бетона или железобетона.

Различают два типа свайных ростверков:

а) низкий свайный ростверк (фиг. 84), устраиваемый в неглубоком котловане;

б) высокий свайный ростверк, когда сваи выступают над поверхностью грунта (фиг. 85).

На выбор типа ростверка влияет также материал свай, а именно: если сваи не деревянные, то ростверк получается минимальной толщины (1—1,50 м) и располагается выше уровня



Фиг. 85. Высокий свайный ростверк

Фиг. 86. Сфера рационального применения деревянных свай

грунтовых вод (фиг. 86-а). Если же сваи деревянные, требующие для своей сохранности расположения их в зоне постоянного насыщения водой, то ростверк получается заглубленным в грунт в соответствии с глубиной распространения уровня грунтовых вод (фиг. 86-б).

Поэтому при глубоком залегании грунтовых вод могут быть три типичных решения:

- ростверк мелкого заложения на сваях не деревянных;
- ростверк, заглубленный на деревянных сваях;
- замена свайного ростверка другим типом фундамента.

Сказанное, следовательно, определяет и сферу рационального применения деревянных свай.

В общем же свайные основания, не требующие глубоких дорогостоящих котлованов и фундаментов, в силу своей экономичности получили широкое применение.

33. КЛАССИФИКАЦИЯ СВАЙ

В практике известны разнообразные системы свай.

Сваи классифицируются по трем признакам:

- по форме сечения,

б) по роду материала,

в) по способу погружения в грунт.

Поперечные сечения свай могут быть: круглые, квадратные, многоугольные. Продольные сечения свай могут быть: прямоугольные при цилиндрических сваях и трапециoidalные при конических сваях.

По роду материала сваи различают: деревянные, бетонные, железобетонные, металлические и смешанные.

По роду погружения в грунт, а также изготовления их сваи различаются: забивные, внедряемые в грунт ударами специальных снарядов; набивные, бетонизируемые в предварительно заготовленных скважинах в грунте; подмывные, погружаемые в грунт подмывом струей воды. Реже применяют еще сваи винтовые, опускаемые в грунт завинчиванием.

На несущую способность свайных оснований большое влияние оказывает метод погружения свай в грунт. Поэтому сводка главных типов свай (табл. 15) составлена по признакам различных способов погружения свай в грунт, причем приведены лишь те системы, которые нашли широкое применение в практике в силу своих технико-экономических преимуществ.

Таблица 15

| Классификация свай по способу погружения их в грунт | Материал и способ изготовления | Тип и система |
|---|--|---|
| I. Забивные | 1. Деревянные 2. Железобетонные 3. Металлические | Железобетонные с арматурой Генебика или Консидера |
| II. Набивные сваи с уплотненной зоной грунта | 1. Бетонные или железобетонные с оболочкой, остающейся в грунте 2. То же с оболочкой, извлекаемой из грунта | Раймонд Симплекс |
| III. Набивные сваи без уплотненной зоны грунта | 1. Бетонные или железобетонные трамбованные 2. То же прессованные | Штраус Вольфсгольц |

34. КОНСТРУКЦИЯ И МАТЕРИАЛЫ ЗАБИВНЫХ СВАЙ

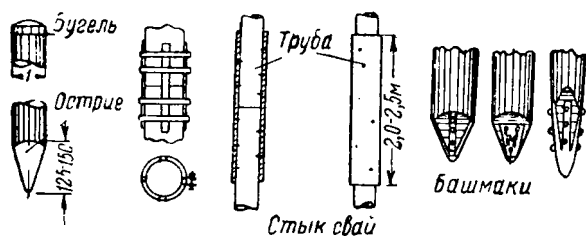
Забивные сваи применяются деревянные, железобетонные и металлические.

Деревянные сваи. В дорожном строительстве в большинстве случаев применяют деревянные сваи, преимущественно сосновые, реже — еловые или из дерева других пород. Дерево для свай берут лучшего качества, без значительного количества сучков, без косослоя и других пороков. Для свай преимущественно идут бревна длиной 6,5—8,5 м и толщиной (в верхнем отрубе) от 26 до 32 см.

Более крупный лес дорог, однако бревна короче 6,5 м для свай не применяют. Деревянные сваи хорошо сохраняются в зоне полного насыщения водой. Однако в воде, засоленной, особенно в морской, где часто водится червь-шашень, разедающий дерево, или в болотной воде, насыщенной болотным газом, дерево для своей сохранности требует особых мер против быстрого разрушения (пропитки креозотом, покрытия оболочками и т. п.).

Обработка бревен при заготовке свай ограничивается снятием коры и заострением нижнего конца круглой или четырехгранной затеской, с пригуплением острия для предохранения от смятия. Длина затески принимается равной от 1,25 до 1,50 d (фиг. 87).

При забивке свай в грунты, имеющие различные вкрапления (не крупные камни, дерево или тонкие, но твердые прослойки), острие свай защищают металлическим башмаком (фиг. 87). Башмаки при-



Фиг. 87. Детали деревянных свай

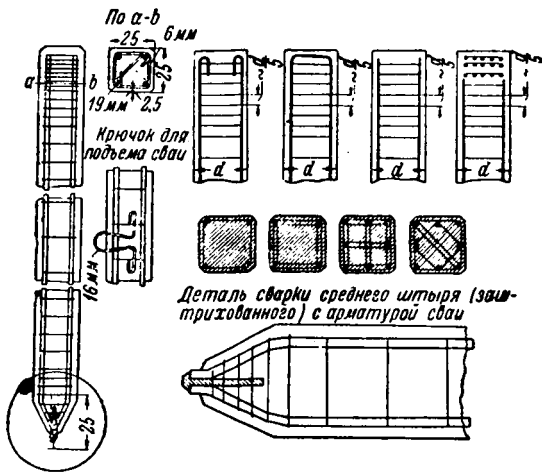
крепляют к свае гвоздями; отверстия для гвоздей овальные с тем, чтобы при встрече с препятствием башмак мог подняться без изгиба гвоздей. Башмак должен быть очень аккуратно прикреплен к свае, чтобы он не мог сбиться на сторону и повлечь за собой неправильную забивку свай.

Для предохранения головы свай от раскалывания и размочаливания от ударов при забивке, ее защищают металлическим кольцом-бугелем, который сваривается из мягкого полосового железа толщиной от 15 до 25 мм и шириной от 40 до 80 мм. После забивки сваи бугель снимают и используют для забивки других свай. При большой глубине забивки, сваи приходится наращивать. Лучшее сращивание достигается при помощи трубы длиной 2,0—1,5 м, насаживаемой на сваю, как показано на фиг. 87.

Железобетонные сваи. Железобетонные сваи в дорожном строительстве встречаются реже деревянных, применяются в тех случаях, когда деревянные требуют глубокого ростверка из-за низкого стояния уровня грунтовых вод. Отметка голов железобетонных свай не зависит от отметки и режима грунтовых вод, поэтому толщину ростверка можно взять минимальной, что делает применение железобетонных свай в таких случаях более целесообразным.

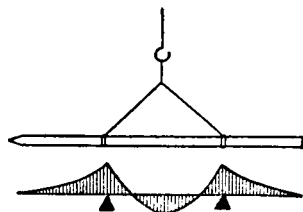
Железобетонные сваи чаще изготавливаются квадратного или прямоугольного сечения. Бетон для изготовления свай берут высшего качества. Если грунтовая вода в местности, где будут забиты

сваи, содержит вредные химические примеси, то в состав бетона для сваи вводят соответствующие противокоррозионные добавки.



Фиг. 88. Железобетонные сваи

Армирование железобетонных свай состоит из продольных рабочих стержней и поперечных хомутов (фиг. 88). Для расчета сечения арматуры рассматривают состоящие сваи при ее транс-



Фиг. 89. Расчетная схема железобетонной сваи на изгиб при транспортировании

портировании (фиг. 89): свая находится в подвешенном состоянии, например в двух точках, и работает на изгиб, как балка на двух опорах.

Примерное сечение арматуры стержней для различных длин свай приведено в табл. 16.

Таблица 16

| Сечение свай, см | Длина свай, м | | | | | | | |
|-----------------------------|---------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 5,0 | 6,0 | 7,0 | 8,0 | 9,0 | 10,0 | 11,0 | 12,0 |
| Число стержней и их диаметр | | | | | | | | |
| 25×25 | 4 Ø 12 | 4 Ø 12 | 4 Ø 18 | 4 Ø 20 | 4 Ø 22 | 4 Ø 24 | — | — |
| 30×30 | — | — | 6 Ø 16 | 6 Ø 18 | 6 Ø 20 | 6 Ø 22 | 4 Ø 24 | 5 Ø 27 |
| 35×35 | — | — | — | 8 Ø 14 | 8 Ø 14 | 8 Ø 18 | 8 Ø 18 | 8 Ø 20 |
| 40×40 | — | — | — | — | 8 Ø 18 | 8 Ø 20 | 8 Ø 22 | 8 Ø 24 |

Часто вместо хомутов поперечную арматуру изготавливают в виде непрерывной спиральной обмотки по системе Консидера, применяя для этого железо диаметром примерно в 3—4 мм.

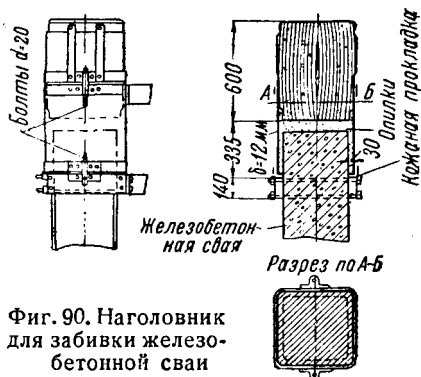
Так как при забивке верхняя часть сваи испытывает значительные напряжения от ударов, а нижняя часть — от сопротивления грунта, то в этих местах, примерно на четверть длины, усиливают арматуру, располагая витки спирали гуще (фиг. 88).

Наголовники. Для предохранения головы железобетонной сваи или шпунтины от разрушения во время ее забивки применяют наголовники (фиг. 90), предпочтительнее клепаные.

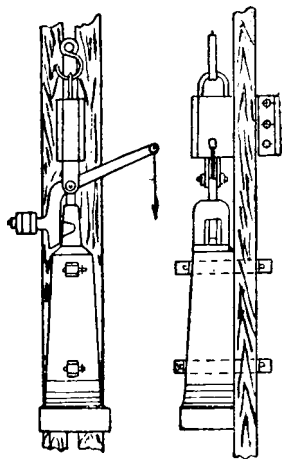
В качестве упругой подкладки употребляется песок, дерево.

35. СВАЙНЫЕ МОЛОТЫ

Забивные сваи погружаются в грунт от ударов специальными молотами. Бойку свай в ручную применяют крайне редко, лишь при устройстве подмостей, шпунтовых ограждений на небольшую глубину и на других мелких работах. Для ручной бойки применяют молоты (ручные бабы) из куска дерева от комля дуба, березы или хорошей сосны, с тяжелыми бугелями. Иногда на конец молота надевают чугунный поддон, закрывающий древесину. По бокам молота делают от 4 до 8 ручек, в зависимости от размера молота. Вес молота может быть от 70 до 150 кг. Подъем и удары молотом осуществляются силой рабочих.



Фиг. 90. Наголовник для забивки железобетонной сваи



Фиг. 91. Подвесной молот с крюком для «срыва»

В преобладающем большинстве случаев свайные молоты монтируются на специальных деревянных или металлических конструкциях, называемых копрами.

Как молоты, так и копры бывают различных конструкций. Различают следующие типы молотов:

- 1) подвесные молоты,
- 2) паровые молоты простого действия,
- 3) паровые или пневматические молоты двойного действия.

Подвесной молот состоит из тяжелой призматической чугунной отливки прямоугольного сечения (фиг. 91). Для соответствующего направления падения молота, в специальные отверстия закладываются так называемые пальцы, которые изготовляются из полосового железа; пальцы скользят между стрелами копра, тем самым направляя движение молота.

Чтобы не уменьшать силы удара молота, его во время падения отцепляют от подъемного устройства. Расцепляющее устройство (фиг. 91) состоит из рычага с крюком на конце, который захватывает молот за кольцо. Рычаг укрепляется в колодке, достаточно тяжелой, чтобы после падения молота опуститься к последней под действием собственного веса. Освобождение крюка от молота производится

нажимом на свободный конец рычага, что достигается с помощью веревки или специального упора, укрепленного на соответствующей высоте на стрелах копра.

Обратное опускание крюка и операция зацепления его за молот требуют некоторого времени, чем замедляется работа подвесного молота.

Вес встречающихся в практике моделей подвесных молотов колеблется в широких пределах—от 250 до 1000 кг. Подвесные молоты монтируются на деревянных копрах.

Паровой молот простого действия. Простейшие виды паровых молотов: молот Арциша (фиг. 92) и широко распространенный у нас в дорожном строительстве молот Лякура, изготовляемый весом от 300 до 6000 кг. Число ударов молота Лякура в 1 мин. зависит от высоты подъема молота (высота подъема от 0,70 м до 1,20 м). При полном подъеме молота число ударов в минуту от 20 до 60. Молот Лякура (фиг. 93) состоит из массивного чугунного корпуса 1, внутри которого находится паровой цилиндр 2. Корпус молота одновременно служит ударяющим телом и имеет значительное утолщение в нижней части. Поршень 3 соединен с поршневым штоком 4, проходящим сквозь дно парового цилиндра и упирающимся в центр головы сваи или наголовника специальным наконечником. Внутри головки цилиндра 5 размещено парораспределительное устройство, состоящее из простого поворотного крана и рычагов, служащих для переключения крана.

Для направления движения молота между стрелами копра в верхней части его корпуса сделан прилив. Работа молота происходит следующим образом.

В положении I (фиг. 93) пар из котла через гибкий шланг подается к парораспределительному крану и далее попадает в верхнюю полость парового цилиндра, отчего корпус цилиндра поднимается. По достижении нужной высоты производится переключение крана в положение II при помощи рычага 6. Доступ свежего пара прекращается, а отработанный пар из парового цилиндра получает возможность свободного выхода в атмосферу. Под влиянием собственного веса паровой цилиндр падает вниз, производя удар по свае.

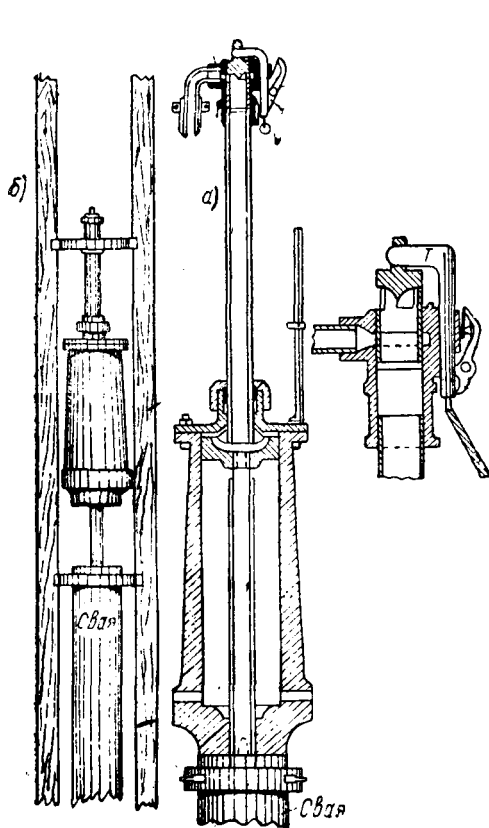
В корпусе молота, в его нижней части, имеются два отверстия—7 и 8, через которые паровой цилиндр сообщается с наружным воздухом.

Отверстие 7—предохранительное—служит для предотвращения слишком высокого подъема парового цилиндра, создающего опасность удара поршня о нижнюю часть корпуса молота. Если переключение крана запаздает, то по достижении некоторой высоты подъема пар из цилиндра начнет выходить в атмосферу, прекратив дальнейший подъем цилиндра и давая этим самым одновременно сигнал к переключению.

Отверстие 8 служит для удаления конденсированной воды из парового цилиндра.

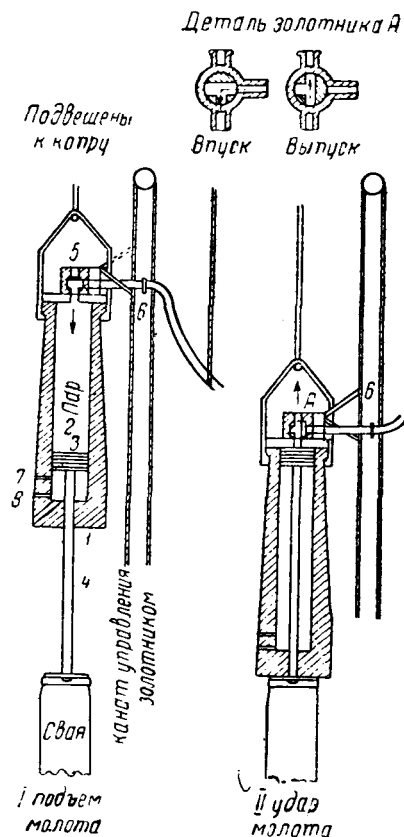
Недостаток молота Лякура заключается в том, что через отверстие dna цилиндра, служащее для прохода штока, стекает го-

рячая конденсационная вода, которая размягчает голову деревянной сваи, вследствие чего усиливается ее размочаливание. Кроме того, быстро изнашивается паропроводящий шланг вследствие того, что он движется вместе с цилиндром вверх и вниз при каждом



Фиг. 92. Паровой молот одиночного действия системы Арциша:

а — молот на свае; б — молот на подъеме



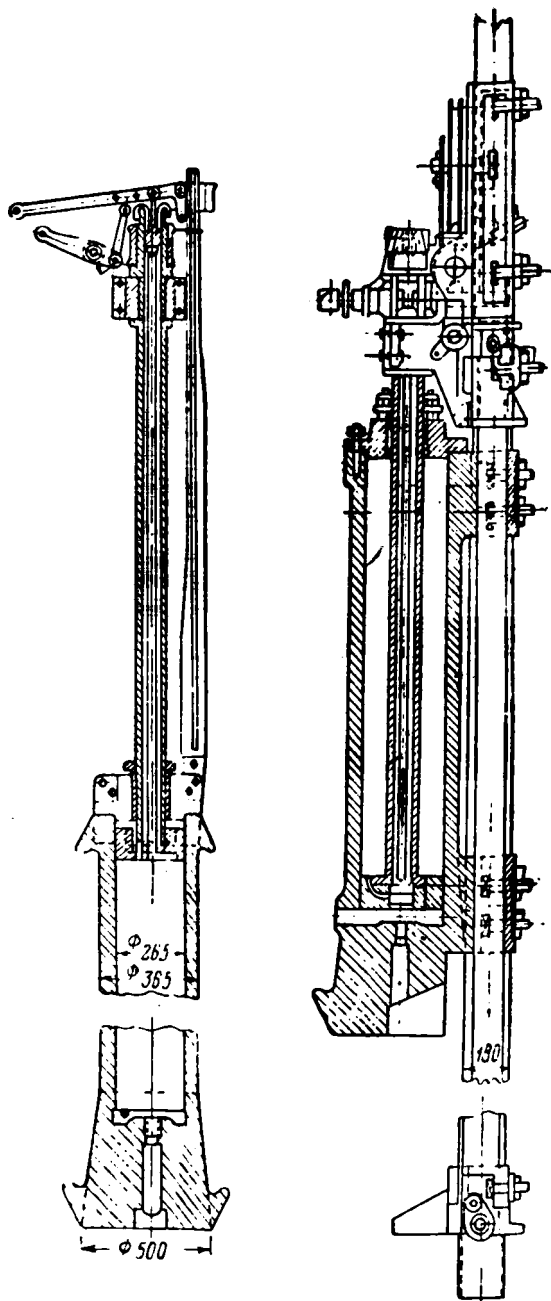
Фиг. 93. Схема работы молота системы Лякура

ударе; по этой причине быстро расстраивается присоединение к парораспределительному устройству.

Более совершенную конструкцию представляет собой молот, изготовляемый нашими заводами под маркой СССМ-007 (фиг. 94). Молот СССМ-007 не имеет недостатков молота Лякура, но по конструкции он сложнее.

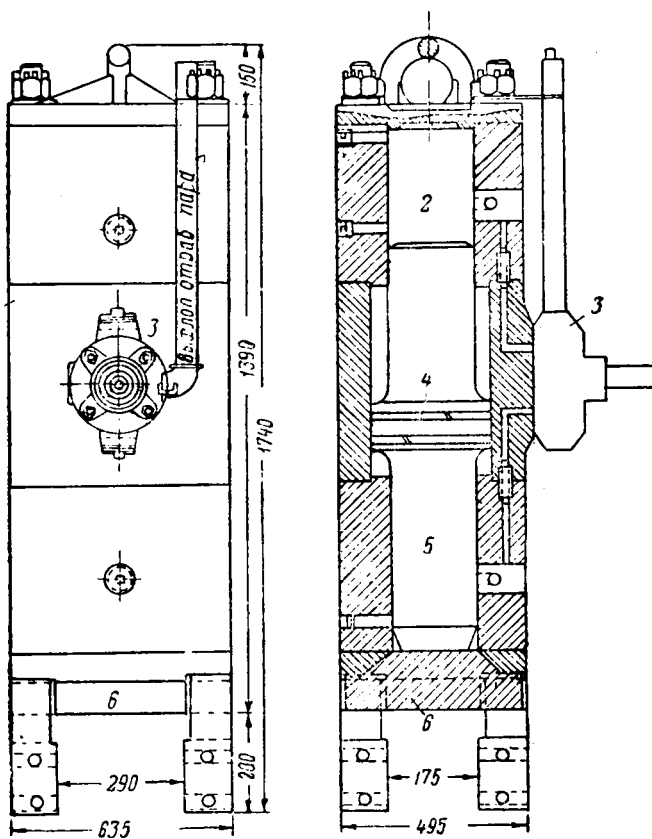
Вес молотов СССМ-007 колеблется от 1,5 до 8 т, число ударов в 1 минуту 30—40, потребная мощность от 6 до 25 л. с. Котел требуется с поверхностью нагрева от 7 до 25 м².

Паровой (пневматический) молот двойного действия. Эти молоты, обладая высокой производительностью,



Фиг. 94. Паровой молот СССМ-007

находят свое рациональное применение при массовой забивке свай (несколько сот и более свай). В этих молотах (фиг. 95) движущая сила пара используется не только для подъема ударной части, но и для увеличения силы, действующей на молот при ее падении. При среднем давлении пара 5—6 кг/см² эта сила в 3—10



Фиг. 95. Свайный молот, изготавливаемый в СССР

раз превышает вес ударной части молота, т. е. силу, которая действовала бы на молот при свободном падении последнего. Молот двойного действия развивает значительную скорость ударов, число которых бывает от 90 до 300 в 1 мин. В этом отношении молот двойного действия представляет собой весьма совершенный снаряд, так как забивка с наименьшими паузами более производительна (легче погружаются сваи), чем забивка большими интервалами между отдельными ударами. Молот состоит из следующих частей: корпуса 1, парового (или воздушного) цилиндра 2, парораспределительного устройства 3, состоящего в данном случае из золотнико-

вой коробки и управляющих рычагов, поршня 4 с поршневым штоком и бойком 5 наковальни, или ударной подушки 6.

Таблица 17

| Х а р а к т е р и с т и к и | Модель № 6 | Модель № 7 |
|--|---------------|---------------|
| Вес, кг | 1 135 | 2 268 |
| Число ударов в 1 мин. | 275 | 225 |
| Потребность сжатого воздуха, м ³ в 1 мин. | 7,80 | 11,92 |
| Максимальная глубина забивки свай в грунт средней плотности, м | до 6,00 | до 9,00 |

Подводимый к золотниковой коробке пар (или сжатый воздух) поступает в нижнюю часть цилиндра и, действуя на поршень 4, производит его подъем. При движении поршня боек 5 на определенной высоте подъема специальным кулачком отжимает один из управляющих рычагов, в результате чего происходит перестановка золотника. Одновременно второй рычаг ставится в рабочее положение, а отработанный пар получает сообщение с атмосферой. Свежий пар из трубопровода поступает в верхнюю полость цилиндра и, действуя на поршень сверху, ускоряет его движение, увеличивая таким образом кинетическую энергию молота. При движении вниз выступ бойка отжимает второй управляющий рычаг и производит новое переключение пара, в результате чего весь цикл повторяется.

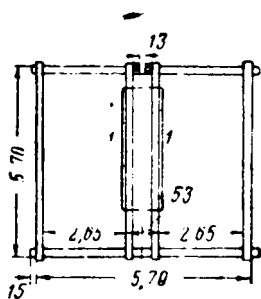
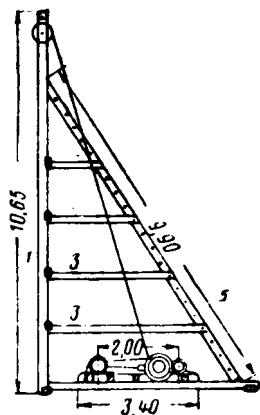
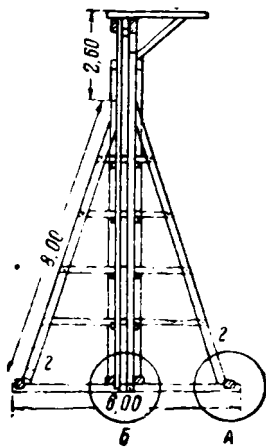
В СССР изготавливаются две модели молотов двойного действия (№ 6 и № 7), характеристики которых приведены в табл. 17.

36. КОПРЫ И ОБОРУДОВАНИЕ ДЛЯ СВАЙНЫХ РАБОТ

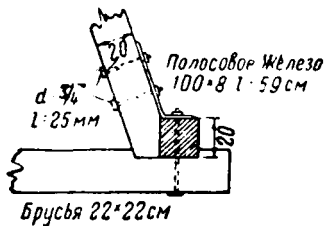
Копры. Для подъема молота, а также для направления погружения свай применяется копер; для молотов двойного действия используют имеющийся на строительной площадке кран. Простейший тип копра представлен на фиг. 96. Копер состоит из параллельных вертикальных стоек-стрел 1, необходимая устойчивость которых осуществляется системой подкосов 2 и схваток 3. Основанием для копра служит горизонтальная рама 4 в виде площадки для копрового оборудования. В верхней части копра укреплен блок, служащий для подъема молота и свай; задние подкосы 5 обычно используют для устройства лестницы. Эти копры приспособлены как для подвесных, так и для паровых молотов.

В большинстве случаев, особенно в дорожном строительстве, материалом для копров служит дерево, и самые копры изготавливают непосредственно на месте их применения. Детали врубков копра приведены на фиг. 96.

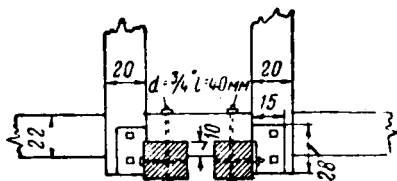
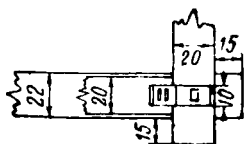
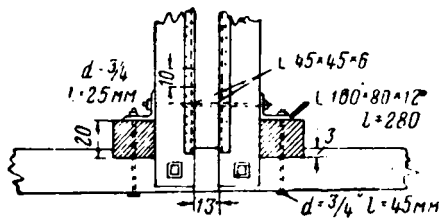
На фиг. 97 изображен деревянный копер, запроектированный по стандарту паровых молотов СССМ-007. Паровой молот подвешивается к тросу, перекинутому через первый блок и укрепленному



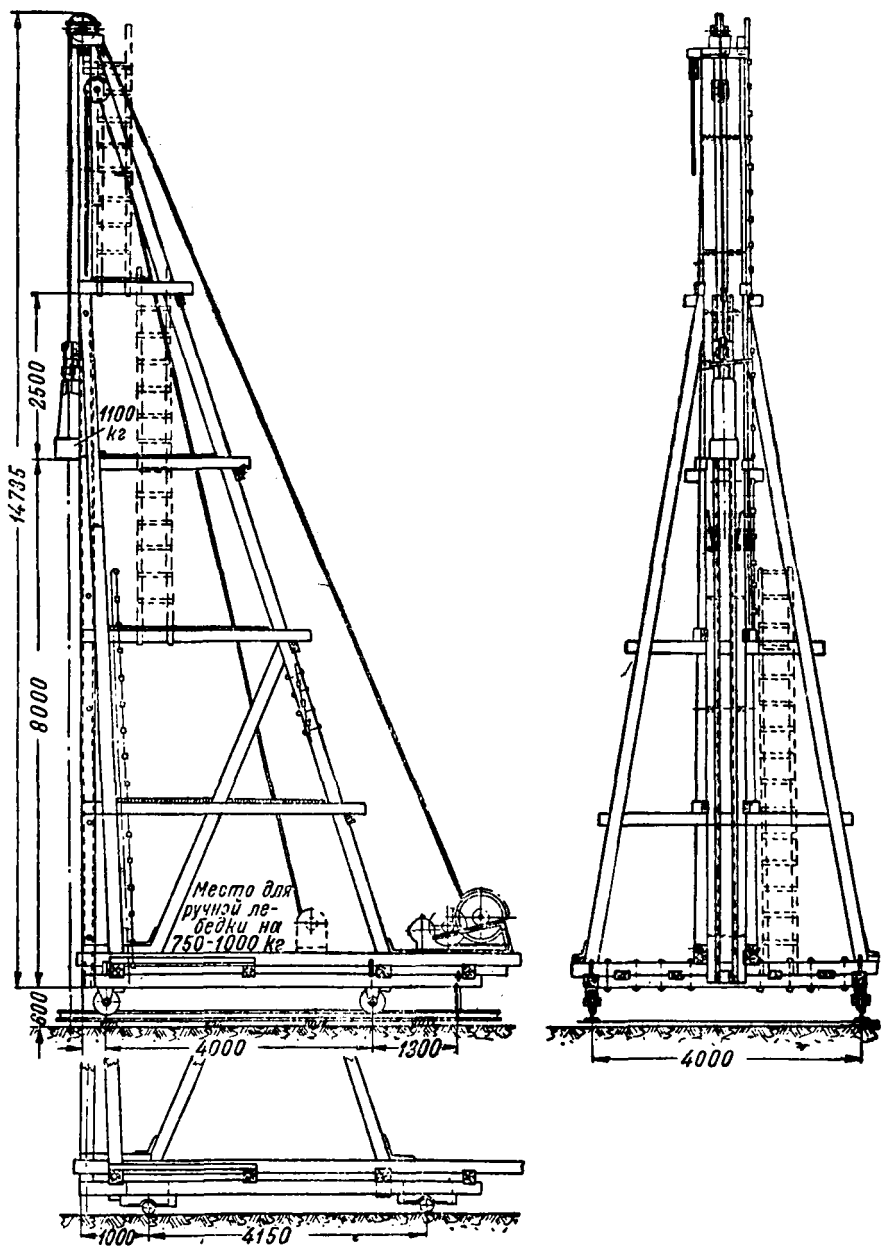
Деталь узла А



Деталь узла Б

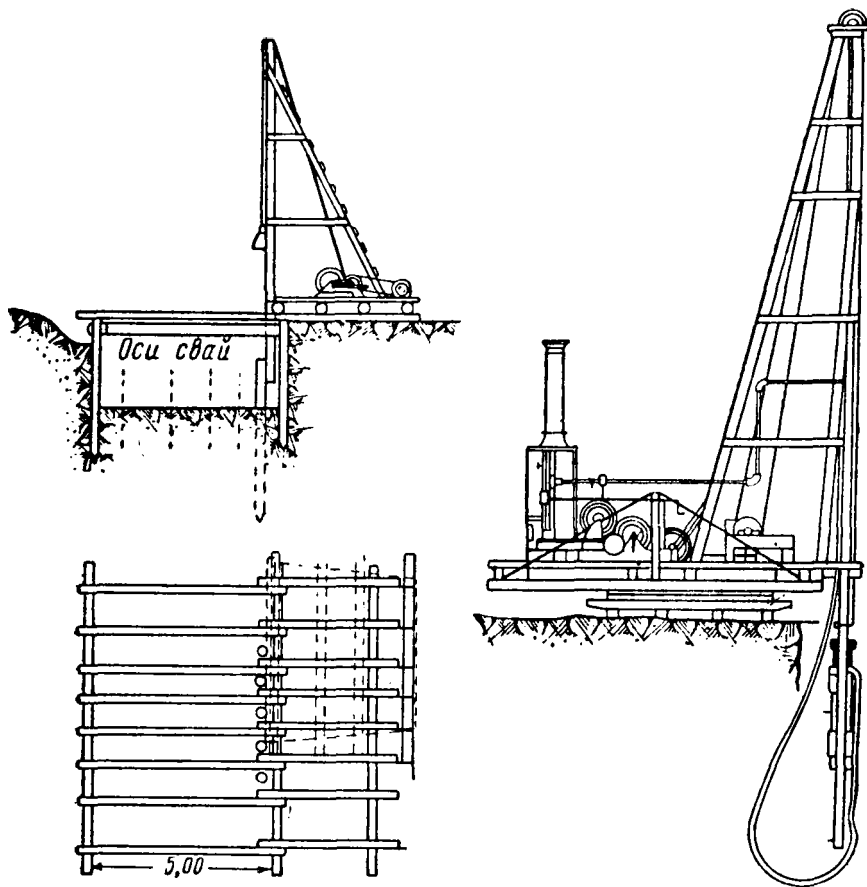


Фиг. 96. Деревянный копёр



Фиг. 97. Копер по стандарту паровых молотов СССР М-007

на барабане фрикционно-зубчатой лебедки. Лебедка приводится в движение электромотором. Ниже первого блока, рядом с ним, укреплен второй блок, через который перекинут трос, идущий к ручной лебедке и служащий для подтаскивания свай к копру. Высота копра определяется длиной запроектированных свай, плюс запас 3—5 м на местоположение молота и его подъем.

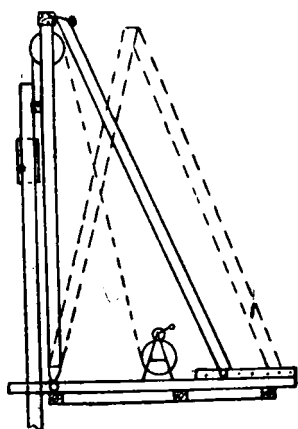


Фиг. 98. Забивка свай в котловане при помощи копров с выдвижными стрелами

Для забивки свай в малых котлованах, в которых нельзя установить копер, необходимо, чтобы молот мог опускаться ниже рамы станины (фиг. 98). В таких случаях устраивают выдвижные стрелы, которые могут быть продолжены ниже рамы. Для забивки наклонных свай применяют копры с наклонными стрелами (фиг. 99).

На крупных работах применяют копры, оборудованные дополнительными механизмами. Для массовой забивки свай в СССР

имеет применение усовершенствованный тип копра системы Менк и Гамброк. Металлическая станина этого копра собрана на поворотной платформе, установленной на передвигающейся по рельсовому пути тележке.



Для подвешивания свайных молотов двойного действия часто используют деррикраны с особыми подвесными рамками (фиг. 100) и обходятся таким образом без копров. Применяются также копры с двумя парами стрел и более.

Фиг. 99. Копры для забивки наклонных свай

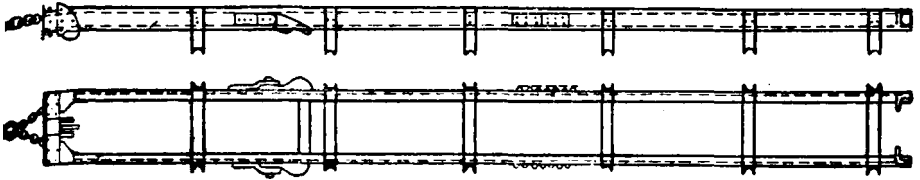
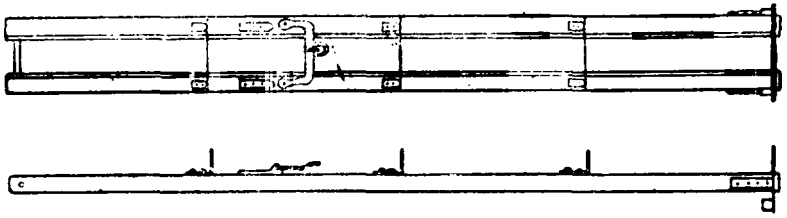
При постройке опор мостов, когда приходится забивать на воде шпунтовые перемычки, удобно пользоваться пловучим краном (или копром), установленным на барже или плашкоуте.

Помимо рассмотренных типов копров, в заграничной практике встречаются облегченные конструкции, особенно удобные для применения в дорожном строительстве, в условиях многократной передвижки оборудования с одного места на другое. Такие копры, предназначенные для переброски с места постройки одного искусственного сооружения на другое, снабжаются колесным ходом.

Паровые котлы и компрессоры. Паровые котлы, устанавливаемые на нижней раме копра, чаще применяются вертикальные, системы Шухова (фиг. 101), характеристики которых приведены в табл. 18.

Таблица 18

| Поверхность нагрева, м ² | Полная высота котла, мм | Наружный диаметр, мм | Рабочее давление, ат | Применение для молотов одиночного действия весом, кг |
|-------------------------------------|-------------------------|----------------------|----------------------|--|
| 7,5 | 2 604 | 1 029 | до 10 | 900 |
| 10,0 | 2 908 | 1 048 | • 10 | 1 200 |
| 12,0 | 3 213 | 1 048 | • 10 | 1 500 |
| 14,5 | 3 518 | 1 048 | • 10 | 2 000 |
| 19,5 | 3 899 | 1 175 | • 8 | 2 500 |



Ввиду значительной потери тепла зимой целесообразнее пользоваться сжатым воздухом из компрессорной установки.

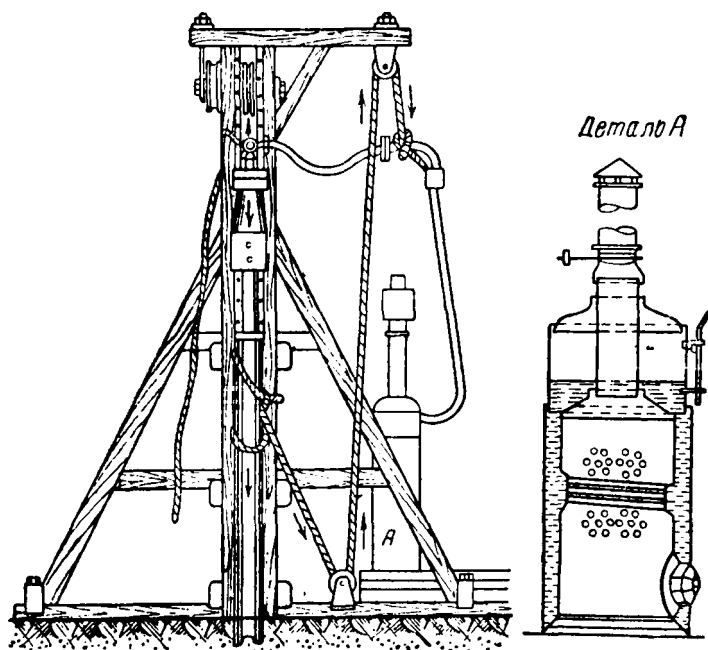
Молоты средних и больших моделей требуют значительного количества воздуха, поэтому их питание сжатым воздухом целесообразно в том случае, когда на строительстве имеются мощные компрессорные установки, обслуживающие и другие работы. Для малых

Фиг. 100. Подвесные рамки к стрелам кранов для работ с молотами двойного действия

моделей с успехом применяются передвижные компрессоры, характеристики которых приведены в табл. 19.

Таблица 19

| Характеристика | Мелитопольский завод | „Аремз“ (Москва) | Горловский завод им. Кирова | Калужский завод |
|--|----------------------|------------------|---------------------------------|-----------------|
| Модель | „ВК-155“ | „Аремз“ | „ДР-1“ | „ВВК-200“ |
| Давление сжатого воздуха, ат. | 7 | 7 | 6 | 7 |
| Производительность, м ³ /мин. | 3,0 | 2,9 | 6,5 | 4,5 |
| Тип двигателя, устанавливаемого на заводе | Электромотор | ГАЗ | Электромотор | ЗИС-5 |
| Мощность, потребляемая на валу компрессора | 24,3 квт | 22,8 л. с. | 46 квт | 33,1 л. с. |
| Вес, т | 3,2 | 2,13 | 2,75 (с тележкой без мотора) | 0,7 |
| Ширина компрессора, мм | 1 820 | 1 600 | 1 200 | 1 880 |
| Длина | 3 830 | 2 000 | 5 000 | 5 950 |
| Высота | 1 600 | 1 700 | 1 500 | 2 165 |



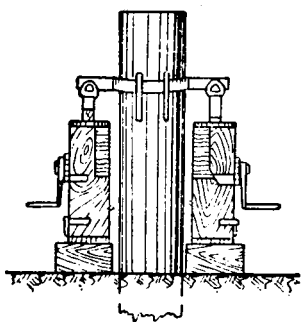
Фиг. 101. Оборудование копра паровым котлом системы Шухова

Сваевыдергиватель. В процессе свайных работ приходится иногда удалить сваю, например неудачно забитую. Такие

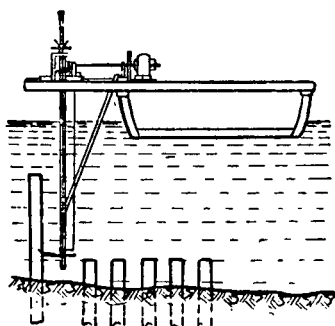
случаи, сравнительно редко возникающие при обычной свайной бойке, требуют применения ваги или домкрата (фиг. 102). Последние устанавливаются на двух лежнях с двух сторон сваи и упираются верхними подушками в хомут, насаженный на сваю и прикрепленный к свае скобами.

Совершенно особо стоит вопрос о металлических шпунтинах, которые применяются на крупных работах и притом в массовом количестве. Такие шпунтины по окончании работ всегда извлекают из грунта. Для этой цели применяют специальные сваевыдергиватели, облегчающие и ускоряющие удаление свай и шпунтин из грунта.

Свайные молоты двойного действия модели № 6 и № 7 способны вытаскивать сваи, будучи подвешены к крану на специаль-



Фиг. 102. Выдергивание свай при помощи домкратов



Фиг. 103. Срезка свай под водой при помощи циркулярной пилы

ных приспособлениях в положении, обратном их нормальной работе. В этом положении на сваю действуют совместные усилия, развиваемые краном и ударами молота.

В настоящее время в советской практике внедряется также новое приспособление по типу американского экстрактора, состоящего из особого сваевыдергивателя с краном на гусеничном ходу.

Пилы для срезки свай. Для срезки голов деревянных свай на одном уровне после окончания забивки применяют обычные поперечные пилы при незначительном количестве свай. При большом объеме работ целесообразнее применение моторных цепных пил, приводимых в движение пневматическим, электрическим или бензиновым двигателем.

Резка деревянных свай или шпунтин под водой на глубине более 0,30 м производится при помощи специальных приспособлений; простейшее из них — маятниковая пила. Более совершенны циркулярные пилы, укрепленные на вертикальном валу и приводимые в движение двигателем (фиг. 103).

37. ЗАБИВКА СВАЙ

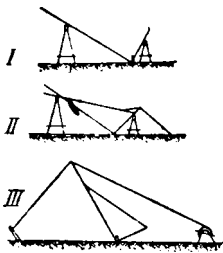
Разработке технологического процесса свайных работ предшествует выбор соответствующего оборудования.

При выборе оборудования руководствуются размерами свай, их количеством, сроками и условиями производства работ. По размеру свай и их весу определяют необходимую высоту копра и тип молота. Вес молота должен быть больше веса сваи, иначе свайная бойка не будет эффективной.

В свою очередь, вес и система молота определяют тип необходимого копра и прочего оборудования. Количество необходимых копров устанавливают в соответствии со сроками производства работ и производительности каждого копра. Для этих подсчетов пользуются утвержденными нормами расхода рабочей силы и материалов для дорожных работ.

Обычно на малых и средних искусственных сооружениях при назначении свайных работ ограничиваются одним копром, собираемым на месте работ. Сборка копров связана с подъемом тяжелых его элементов, почему во избежание несчастных случаев требуется исключительно внимательное отношение со стороны технического персонала и рабочих. Все приспособления и канаты

предварительно должны быть проверены расчетом на прочность. Копер собирают обычно на земле в полулежачем положении и затем поднимают с помощью подъемных механизмов. Применяют различные способы подъема, в зависимости от местных условий.



Фиг. 104. Сборка копра

Один из примеров сборки копра показан на фиг. 104. Предварительно собирается вертикальная рама на земле, после чего под верхний конец рамы заводятся козлы (положение I). Горизонтальная рама собирается в наклонном положении на козлах несколько меньшей высоты и соединяется с вертикальной рамой. Далее производится установка на месте задних подкосов—лестниц, для чего последняя укладывается одним концом на козлы (положение II), а к другому привязывается веревка. Переброшенный через вторые козлы конец ее натягивается рабочими, вследствие чего конец лестницы постепенно подтягивается к гнездам рамы и устанавливается на место. Далее следует операция подъема собранного копра в вертикальное положение (положение III), для чего к шапчному брусу его прикрепляют два каната. Один канат идет на ручную лебедку и служит для подъема копра, а другой служит тормозящим, предупреждающим путем постепенного подтравливания резкий толчок при переходе копра через положение временного равновесия.

Подготовка деревянных свай начинается с очистки бревен от коры. Затем стесывают все сучки, неровности и обделывают голы и острия свай.

Изготовление железобетонных свай производится на специальной отведенной площадке, которую оборудуют приспособлениями,

необходимыми для арматурных и бетонных работ. Опалубка для свай состоит из нижнего настила и боковых щитов.

Сборку и вязку каркаса удобнее производить на козлах и потом в готовом виде укладывать в опалубку.

Бетон применяется пластичный или литой, причем гравий берут мелкий. Распалубку производят не ранее, чем через 3 дня, транспортировку и забивку — через 28 дней; при высоких марках бетона (например 200) транспортировка возможна в возрасте, меньшем 28 дней, в зависимости от прочности сваи на изгиб при ее подъеме.

Независимо от марки бетона для сокращения указанных сроков в последнее время применяют электропрогрев или паропрогрев, ускоряющий твердение бетона. В результате прогрева оказывается возможным забивать сваи через 3—4 дня после их изготовления, причем процесс твердения может происходить и на морозе.

Транспортировка свай (деревянных и железобетонных) производится одним из следующих способов: волоком на деревянных катках, на вагонетках, кранами, а при работе с деревянными сваями близ воды — наплаву. Для захвата и подъема железобетонных свай служат петли, выпущенные из тела сваи. Сваю, подтянутую к копру, поднимают и устанавливают между стрелами копра. Затем на сваю надевают разъемный хомут, одна половина которого имеет выступ, скользящий между стрелами, чем и достигается надлежащее направление сваи при забивке.

Разбивка расположения свай производится теми же методами, что и разбивка фундаментов.

Установка и передвижка копра у места забивки производятся до подъема сваи. Установка копра проверяется уровнем и отвесом, после чего копер закрепляют неподвижно при помощи клиньев или колодок и скоб. Способы передвижения копра от забитой сваи к месту забивки соседней сваи определяются типом копра и местными условиями работ, т. е. в зависимости от того, пользуются ли пловучим копром, производится ли забивка со льда или копром,двигающимся по рельсовому пути. Составляют предварительную схему перемещения копра с указанием расположения заномерованных (по очередности забивки) свай. В простейшем случае передвижку копра производят лебедкой и тросом. Копер в этом случае передвигается по каткам (бревнам), уложенным в два ряда взаимно перпендикулярно (см. фиг. 98).

Порядок забивки свай определяется движением копра, причем принимается то перемещение (вперед или в бок), которое может быть произведено наиболее быстро.

При кустовом расположении свай не следует стремиться забивать сначала сваи по периметру, а потом внутренние, постепенно идя к центру. Нежелательность такой последовательности мотивируется тем, что по периметру куста образуется замкнутый контур из уплотненного грунта, и дальнейшая забивка свай внутри этого контура встречает добавочное сопротивление со стороны сжимаемой воды; через некоторое время по выходе воды из ядра куста

сопротивляемость средних свай куста значительно уменьшается, создавая ухудшенное условие работы свайного основания.

Процесс погружения сваи складывается из следующих операций. После того как свая установлена, надеты на нее направляющие хомуты и прсверено ее положение, опускают молот на голову сваи. Под давлением веса молота и собственного веса свая погружается на некоторую глубину в грунт, после чего приступают к забивке. Первые удары производят при небольшом подъеме молота, строго следя за правильным положением сваи, и лишь после того, как будет обеспечена вертикальность направления, переходят к бойке с нормальным подъемом молота.

В процессе забивки сваи фиксируют величину ее погружения от определенного числа ударов, именуемого «залогом». Вначале бойки эти измерения делают от залога в 40—50 ударов, когда же свая начинает доходить до своего проектного положения, то измерения погружения производят для расчетного залога, принимаемого обычно в 10 или в 20 ударов. Величина погружения сваи за расчетный залог называется «отказом» сваи. Расчетный отказ сваи предусматривается проектом, и этот отказ дается производителю работ для руководства. Погружение сваи производят до тех пор, пока практически наблюдаемый отказ не будет соответствовать расчетному. (Отказ за залог, деленный на число ударов в залоге, представляет собой отказ за 1 удар).

Измерения отказа производят с точностью до 1—1,5 см на залог.

Сказанное об отказах не распространяется на материковые сваи (свай-стойки), забиваемые до заранее предусмотренной проектом твердой породы. По окончании забивки верхние части свай срезают под один уровень.

Все данные свайной бойки заносят в специальный журнал, примерная форма которого приведена в табл. 20.

Таблица 20

| № свай | Дата забивки | Сечение сваи | Вес сваи | Отметки | | | Глубина забивки | Вес молота | Высота подъема молота | Отказ сваи | Расчетная нагрузка | Грузоподъемность по ТУ | Примечание |
|--------|--------------|--------------|----------|---------------|-------------|-------------|-----------------|------------|-----------------------|------------|--------------------|------------------------|------------|
| | | | | дна котлована | головы сваи | острия сваи | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |

Забивку шпунтовых свай производят теми же снарядами, что и обыкновенных, соблюдая, однако, особый порядок забивки, определяющийся назначением шпунтового ограждения. Одна из примерных схем забивки шпунтов для котлована малого моста была показана на фиг. 61. В этом случае маячные сваи забивают не на полную длину, а примерно, на $\frac{1}{2}$ — $\frac{2}{3}$ их длины. Такое положение маячных свай позволяет установить нижние и верхние на-

правляющие, дающие гарантию правильной забивки шпунтин. Другая особенность этого способа заключается в том, что после установки направляющих закладывают в них шпунтины по всему периметру котлована и забивку шпунтин производят постепенно по секциям между маячными сваями, что создает непрерывность работы свайного молота. Когда шпунты будут забиты до уровня верхних направляющих, последние снимают и производят окончательную забивку шпунтин.

При забивке свай могут возникнуть следующие случайности, нарушающие нормальный ход работы:

- отклонение свай от вертикали,
- резкое уменьшение погружения свай,
- резкое увеличение погружения свай.

Отклонение сваи от нормального положения может произойти вследствие различных причин, например неправильного заострения сваи, неправильной насадки башмака, от встречи острия сваи с каким-либо препятствием (например камнем), неправильной установки сваи в стрелах. В таких случаях сваю выправляют, оттягивая ее ломом с одновременным продолжением бойки, или выдергивают и устанавливают вновь. Причины, вызывающие резкое сокращение погружения свай, могут быть разнообразны. Характер препятствия, встретившегося у острия сваи, выявляется зондировкой. Можно судить о характере препятствия также по поведению сваи в момент удара. Если свая имеет заметные упругие перемещения при большем подскоке молота, то это свидетельствует, что препятствием служит дерево. (Подскок молота еще может иметь место при малом весе его сравнительно с весом сваи.)

Увеличение скорости погружения сваи может быть следствием встречи рыхлой прослойки грунта. Однако после проходки этого слоя дальнейшая бойка сваи идет нормально. Если же погружение дальше уменьшается и идет неплавно, то это свидетельствует о поломке сваи.

38. ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ СТРОИТЕЛЬНО-МОНТАЖНЫМИ КОЛОННАМИ

Постройка свайных фундаментов, часто применяемых для опор средних и малых мостов, может быть полностью механизирована совместно со смежными работами — с рытьем котлована и кладкой фундамента.

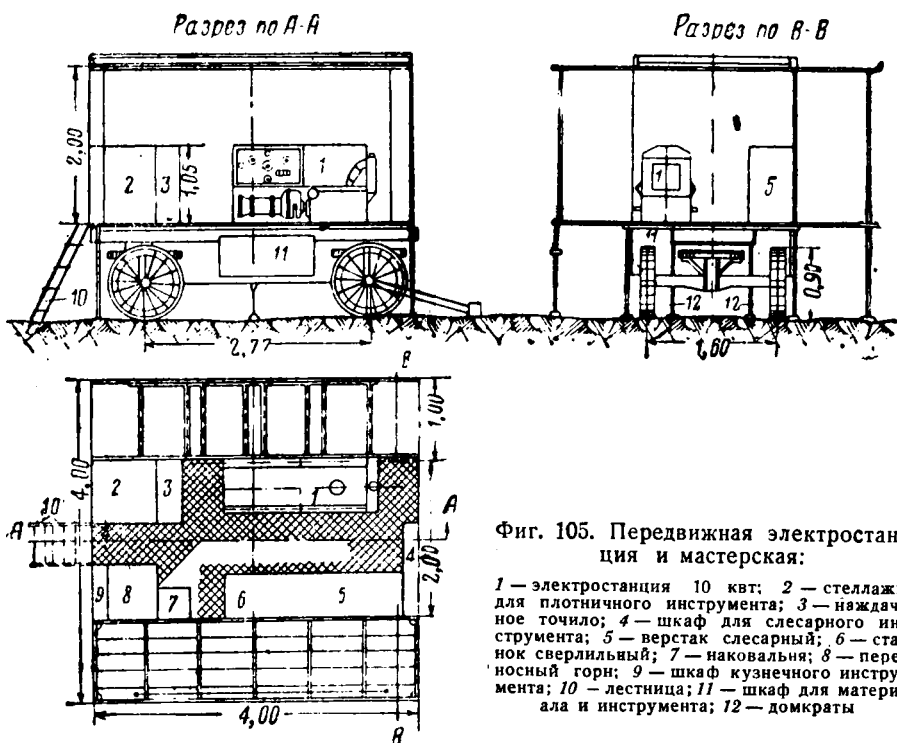
Механизированные работы выполняются моторизованными строительно-монтажными колоннами, производящими постройку опор искусственных сооружений. Эти колонны дают возможность широко использовать на строительстве индустриальные методы работ и применить наиболее совершенную механизацию, что является одним из условий скоростного строительства. Для этой цели в состав колонны включаются все средства механизации и оборудования, предусматриваемые технологическим процессом работ.

Колонна перемещается на автомобилях и прицепах, присоединенных к тракторам. Во время производства работ транспортные средства могут быть использованы для перевозки материалов.

Бригада ведет работы одновременно на двух-трех искусственных сооружениях, в зависимости от видов и объема работ. Это выгодно с точки зрения рациональной организации производства работ, полного использования оборудования и механизмов, наиболее целесообразной расстановки рабочей силы. При наличии в колонне двух бригад строительно-монтажная колонна может одновременно строить четыре-шесть опор.

Для жилья колонна пользуется палатками.

Мастерская и электростанция 10 квт располагаются в специально оборудованном прицепе (фиг. 105).



Фиг. 105. Передвижная электростанция и мастерская:

1 — электростанция 10 квт; 2 — стеллажи для плотничного инструмента; 3 — наждачное точило; 4 — шкаф для слесарного инструмента; 5 — верстак слесарный; 6 — станок сверлильный; 7 — наковальня; 8 — переносный горн; 9 — шкаф кузнечного инструмента; 10 — лестница; 11 — шкаф для материала и инструмента; 12 — домократы

Состав колонны зависит от характера и объема работ. Поэтому окончательное ее укомплектование может быть принято только после разработки проекта организации строительства искусственных сооружений на заданном участке. Ниже даются лишь примерные составы колонн для некоторых частных случаев.

Моторизованная колонна для устройства фундаментов малого моста с бетонными устоями имеет следующие механизмы: универсальный экскаватор с ковшем емкостью 0,35 м³, передвижную бетономешалку емкостью 250 л, электровибраторы для укладки бетона, электрифицированный инструмент, передвижную электростанцию мощностью 10 квт, насосы.

Основным механизмом в этом случае будет универсальный экскаватор со сменным рабочим оборудованием, позволяющим не-

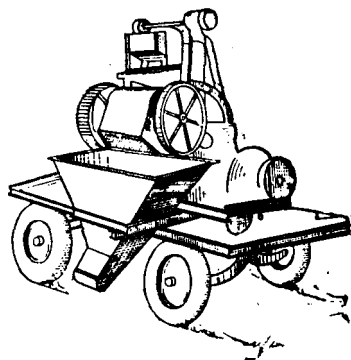
прерывно и эффективно использовать его при работах (табл. 21). Экскаватор выполняет (фиг. 106): срезку берега драглайном, рытье котлована грейфером, забивку шпунтин и свай при помощи молота, подвешенного на стреле экскаватора, подъем материалов краном и т. п.

Если опоры не бетонные, а каменные, то комплект механизмов следующий: растворомешалка, краны-укосины с ручным приводом, электрокопер с подвесным молотом, насос центробежный, электростанция мощностью 10 квт, домкраты и др.



Фиг. 106. Экскаватор со сменным рабочим оборудованием

Моторизованная колонна для устройства фундаментов и опор средних мостов, если число свай на каждом мосту приблизительно 200—600 штук и объем земляных работ, примерно, 500—1000 м³, имеет следующие механизмы: кран-деррик с лебедкой СССМ-062, бетономешалка, растворомешалка (фиг. 107), краны-укосины СССМ-026, свайный молот двойного действия, компрессор с расходом воздуха 6—8 м³/мин, центробежные насосы, электрифицированный инструмент, транспортер, электровибраторы, автомашины и др. Кран-деррик (со свайным молотом) может забивать все сваи с одной стоянки с края котлована, так как имеет достаточный радиус действия. Это избавляет от необходимости устройства подмостей и многократных передвижек копра от свай к свае.



Фиг. 107. Растворомешалка на автоприцепе

Для дальнейшей механизации работ и более эффективного использования механизмов необходим пересмотр типов искусственных сооружений и введение новых индустриальных сборных конструкций, заготовку которых можно вести в заводских условиях.

Технические характеристики универсальных экскаваторов

Таблица 21

| Тип экскаваторов Наименование данных | ДО-0,25, авто- билный ход | | МД-35 „Кунгурец“, гусеничный ход | | | | ЛК-0,5, гусеничный ход | | | | ЛК-А-0,5, гусеничный ход | | | |
|--|------------------------------------|------|---|-----|------|-------|---------------------------|------|------|-------|-----------------------------|------|------|--|
| | 40° | 60° | 30° | 45° | 60° | 35° | 45° | 55° | 65° | 35° | 45° | 55° | 65° | |
| Общие данные | | | | | | | | | | | | | | |
| Конструктивный вес в т с прямой лопатой | 11,2 | | 12,05 | | | | 26,0 | | | | 24,84 | | | |
| Тип двигателя | Комбайн 40 ЛС | | Трактор СТЗ-15/30 | | | | ЧТЗ-30/60 | | | | ЧТЗ—дизель 30/65 | | | |
| Прямая лопата | | | | | | | | | | | | | | |
| Емкость ковша в м ³ | 0,25 | | 0,35 | | | | 0,50 | | | | 0,50 | | | |
| Углы наклона стрелы, градусы | 40° | 60° | 30° | 45° | 60° | 35° | 45° | 55° | 65° | 35° | 45° | 55° | 65° | |
| Максимальная высота резания, м | — | 6,76 | 5,5 | 5,0 | 6,25 | 4,54 | 5,7 | 6,66 | 7,42 | 5,63 | 6,49 | 7,52 | 8,21 | |
| Максимальный радиус резания, м | 6,34 | — | 6,4 | 6,0 | 5,4 | 8,1 | 7,78 | 7,38 | 6,94 | 9,22 | 8,8 | 8,32 | 7,8 | |
| Максимальная высота разгрузки, м | — | 4,90 | 2,1 | 3,4 | 4,5 | 3,16 | 4,06 | 4,96 | 5,7 | 3,92 | 4,71 | 5,65 | 6,23 | |
| Максимальный радиус разгрузки, м | 5,7 | — | 5,7 | 5,3 | 4,75 | 7,72 | 7,38 | 7,00 | 6,57 | 8,74 | 8,32 | 7,83 | 7,60 | |
| Обратная лопата | | | | | | | | | | | | | | |
| Максимальная глубина копания, м | 4,40 | | 3,5 | | | | 6,6 | | | | 6,6 | | | |
| Максимальный радиус копания, м | 8,0 | | 7,5 | | | | 10,8 | | | | 10,8 | | | |
| Высота выгрузки в отвал, м | 4,85 | | начальн. 2,7 | | | | начальн. 3,5 макс. 5,9 | | | | начальн. 3,5 макс. 7,3 | | | |
| Высота выгрузки в транспорт, м | 2,13 | | . 2,7 | | | | . 3,50 макс. 5,9 | | | | . 3,5 . 7,3 | | | |
| Радиус выгрузки в транспорт, м | 4,50 | | . 2,55 | | | | . 5,50 . 9,0 | | | | . 5,8 . 9,10 | | | |
| Емкость ковша, м ³ | 0,25 | | 0,35 | | | | 0,50 | | | | 0,50 | | | |
| Драглайн | | | | | | | | | | | | | | |
| Максимальный радиус | — | | 30° | 40° | 60° | — | | | | — | | | | |
| Копание (с забросом ковша), м | 11,36 | | 9,6 | 9,1 | 7,7 | 13,24 | | | | 13,24 | | | | |

Максимальная глубина копания:

| | | | | |
|---|------|------|-----|-----|
| а) при торцевой проходке, м | 8,96 | 5,5 | 4,5 | 3,6 |
| б) при боковой проходке, м | 4,88 | 3,9 | 3,0 | 2,1 |
| Радиус выгрузки, м | — | 7,6 | 6,7 | 4,8 |
| Высота выгрузки, м | — | 3,6 | 4,3 | 6,3 |
| Емкость ковша, м ³ | 0,25 | 0,35 | | |

| |
|------------------|
| — |
| от 5,0 до 10,0 м |
| 10,88—9,13 |
| 2,86—5,85 |
| 0,5 |

| |
|------------------|
| — |
| от 5,0 до 10,0 м |
| 11,28—9,16 |
| 4,0—6,28 |
| 0,5 |

Грейфер

| | | | | |
|---|------|------|-----|------|
| Максимальная глубина копания, м | 11,1 | — | | |
| | | 30° | 45° | 60° |
| Максимальный радиус действия, м | 9,96 | 8,3 | 6,8 | 4,95 |
| Максимальная высота | — | — | — | — |
| Высыпание при наклоне стрелы 45°, м | — | 3,3 | 5,1 | 6,5 |
| Емкость ковша, м ³ | 0,25 | 0,30 | | |
| Длина стрелы, м | — | 9,0 | | |

| |
|------------|
| 7,1 |
| 10,87—3,78 |
| — |
| 5,91 |
| 0,35 |
| 10,5 |

| |
|------------|
| 7,1 |
| 11,04—3,92 |
| — |
| 6,00 |
| 0,35 |
| 11,0 |

Кран

| | | | | | |
|--|------|-------|-----|------|------|
| Длина стрелы, м | 10 5 | 9,0 | | | |
| Угол наклона, градусы | 15° | 75° | 30° | 45° | 60° |
| Максимальная грузоподъемность, т | 1,75 | 4,0 | 0,9 | 1,20 | 2,00 |
| Высота подъема крюка, м | — | 10,72 | 4 6 | 6,4 | 7,8 |
| Радиус действия, м | 10,8 | — | 8,3 | 6,8 | 4,95 |

| | | | | | |
|-------|------|------|------|------|------|
| 10,5 | | | | | |
| 23° | 35° | 45° | 55° | 65° | 75° |
| 2,50 | 2,5 | 3,00 | 3,0 | 4,5 | 5,0 |
| 4,62 | 4,81 | 6,50 | 7,72 | 8,6 | 9,37 |
| 10,87 | 9,68 | 8,50 | 6,72 | 5,48 | 3,78 |

| | | | | | |
|-------|-------|------|------|------|-------|
| 11,0 | | | | | |
| 25° | 35° | 45° | 55° | 65° | 75° |
| 2,25 | 2,55 | 3,10 | 4,0 | 5,45 | 7,1 |
| 4,32 | 5,78 | 7,26 | 8,38 | 9,4 | 10,03 |
| 11,04 | 10,08 | 8,86 | 7,55 | 5,72 | 3,92 |

Копер

| | | | | |
|---|------|-------------|-----|------|
| Вес молота, т | 0,4 | 0,5 | | |
| Длина направляющей, м | — | — | | |
| Максимальная грузоподъемность оборудования, т | — | — | | |
| Максимальное изменение угла наклона стрелы, градусы | — | 35—45—60 | | |
| Радиус действия по оси молота соответственно углу наклона стрелы, м | — | 8,3 | 6,8 | 4,95 |
| Высота подъема молота от уровня земли, м | 7,26 | 3,7—5,5—7,0 | | |
| Расстояние от основания направляющей стойки до уровня земли, м | — | — | | |
| Максимальный допустимый вес свай, т | 1,3 | — | | |

| |
|-----------|
| 0,8 |
| 10,58 |
| 3,0 |
| 67—58 |
| 5,34—6,84 |
| 8,5—8,24 |
| 0,5—0,265 |
| — |

| |
|-----------|
| 0,8 |
| 10,58 |
| 3,0 |
| 67—58 |
| 5,34—6,84 |
| 8,5—8,24 |
| 0,5—0,265 |
| — |

39. НАБИВНЫЕ СВАИ С УПЛОТНЕННОЙ ЗОНОЙ

Набивными называются сваи, бетонируемые в заранее устроенных в грунте скважинах. Согласно классификации свай, данной в § 33, существует два типа набивных свай: а) набивные сваи с уплотненной зоной грунта и б) набивные сваи без уплотненной зоны грунта.

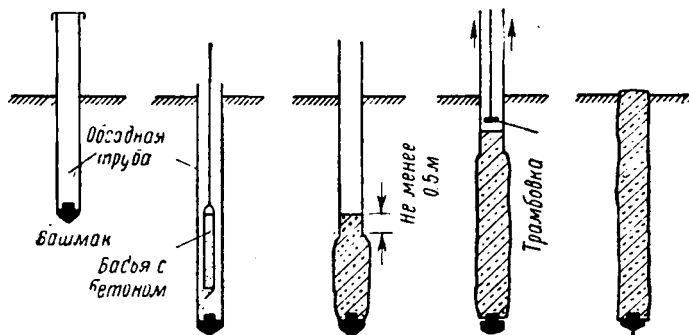
Для свай с забивной оболочкой характерно: а) необходимость применения снарядов для забивки оболочки, как то имело место при забивных сваях; б) уплотнение грунта вокруг свай аналогично уплотнению при обычных забивных сваях.

Как отмечалось ранее, различают две системы набивных свай: а) с уплотненной зоной грунта и б) набивные сваи без уплотненной зоны грунта.

Сваи Раймонда типичны для первой из двух указанных систем набивных свай с уплотненной зоной. Сваи системы Раймонда имеют металлическую оболочку из листового железа толщиной 2 мм. Оболочку забивают в грунт ударами молота по сердечнику (стальному или деревянному), состоящему из конуса, разрезанного в продольном направлении на 2—3 сектора. Внутри полого конуса входит стальной стержень, при помощи которого извлекается сердечник из оболочки после ее забивки в грунт. Коническая форма оболочки и сердечника принята для облегчения выдергивания сердечника.

Недостаток свай типа Раймонда заключается в затрате железа на оболочку, остающуюся в грунте.

Сваи Симплекс типичны для второй категории набивных свай с уплотненной зоной. Сначала в грунт забивают обсадную трубу, имеющую наружный диаметр 30—60 см при толщине стенок около 15—20 мм. Такую трубу длиной от 7 до 15 м забивают в грунт при помощи копра, снабженного паровой машиной в 30 л. с.



Фиг. 108. Последовательность устройства свай Симплекс

Внизу труба снабжается башмаком (бетонным, чугунным или деревянным), остающимся в грунте после извлечения обсадной трубы (фиг. 108). Для смягчения удара, а также и для изоляции от грунтовых вод в паз башмака предварительно укладывают просмоленный джут. Верх трубы закрывают стальной отливкой с уста-

новленной в ней прокладкой из твердой породы дерева. Когда труба забита до проектной отметки и удовлетворяет контрольному отказу, приступают к бетонировке. В бадью с откидным дном (фиг. 109) опускают порции бетона в 0,2—0,3 м³ и производят трамбовку весом 200 кг при подъеме на 0,5—0,8 м.

Трубы вытаскивают лебедкой при нахождении трамбовки на поверхности бетона и натянутом канате. Ослабление каната от выпирания вверх трамбовки свидетельствует о выпирании бетона, а следовательно, его разрыве с нижележащей массой бетона. Поэтому в таких случаях подъем немедленно прекращают и возобновляют трамбование. Трубы в один прием поднимают на высоту 0,20—0,40 м при обязательном условии наличия бетона в трубе не менее 0,50 м (пробка) во избежание разрыва между трубой и массой бетона.

40. НАБИВНЫЕ СВАИ БЕЗ УПЛОТНЕННОЙ ЗОНЫ

Набивные сваи без уплотненной зоны грунта отличаются тем, что скважины, предназначенные для свай, устраивают при помощи бурения с извлечением грунта из скважин и, следовательно, без уплотнения окружающей зоны грунта. Для таких свай характерно отсутствие копра и свайной бойки, что значительно облегчает производство работ. Сваи рассматриваемого типа рекомендуется опирать подошвой на твердую породу, без такой опоры набивные сваи в неуплотненном грунте могут выдерживать не очень большое давление.

Сфера рационального применения набивных свай без уплотненной зоны определяется условиями производства работ: например, когда желают избежать громоздких копров или когда свайная бойка может вредно отражаться на сооружениях, находящихся вблизи места работ, или когда работы производятся в тесноте (при устройстве оснований под установку внутри существующего здания).

Кроме того, такие сваи рационально применять, когда геологические условия позволяют на достижимой глубине (примерно не более 15—20 м) опереть подошву свай на твердую породу.

Различают две системы набивных свай: 1) сваи, бетонируемые в скважинах с трамбованием бетона; 2) сваи, бетонируемые в скважинах прессованием при помощи сжатого воздуха.

Сваи Штрауса принадлежат к системе бетонируемых в скважинах с трамбованием бетона. Предложенные в 1899 г. в г. Киеве инж. Штраусом эти сваи получили всемирную известность и нашли широкое применение в практике как у нас, так и за границей.

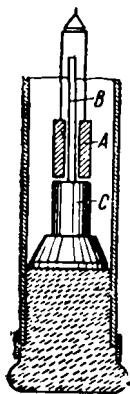
Скважины для свай Штрауса бурят обычным методом с применением обсадных труб диаметром от 20 до 35 см. Обсадная труба состоит из коротких звеньев длиной 2—3 м для удобства работ. Дно скважины тщательно зачищают и грунтовую воду удаляют из скважины откачкой. При большом напоре воды используют следующий прием. В трубу по окончании ее погружения



Фиг. 109.
Бадья с откидным дном для выгрузки бетона в скважину

опускают мешок, наполненный бетоном, и плотно затрамбовывают. Когда бетон схватится, можно из скважины откачать воду и начать бетонировать при помощи специальной бадьи (фиг. 109) с откидным дном.

После опускания порции пластичного бетона приступают к его уплотнению трамбованием. Трамбование ведется трамбовкой весом не менее 200 кг с поднятием ее на 0,5—0,7 м. Воду из скважины откачивать не рекомендуется во избежание вымывания цемента; в этом случае применяют специальную трамбовку А (фиг. 110), скользящую по штоку В и ударяющую по поршню С. Бетонирование ведут без перерыва до полного изготовления сваи.



Фиг. 110.
Трамбовка
в скважине

В последнее время применяют литой бетон, в этом случае трамбования не требуется. Скважину заполняют литым бетоном на полную высоту, чтобы боковое давление грунта не превышало бокового давления бетона. Для облегчения вытаскивания труб их встряхивают усилием рабочих, или подвергают действию вибратора, укрепленного на трубе, или, наконец, встряске от ударов кувалдой по боковой поверхности трубы с одновременным ее вращением вокруг вертикальной оси.

Иногда сваи Штрауса, так же как и прочие типы набивных свай, армируют (чаще в верхней трети длины сваи). Армирование имеет целью воспринять растягивающие напряжения, возникающие в свае вследствие возможного ее отклонения от строго вертикального положения.

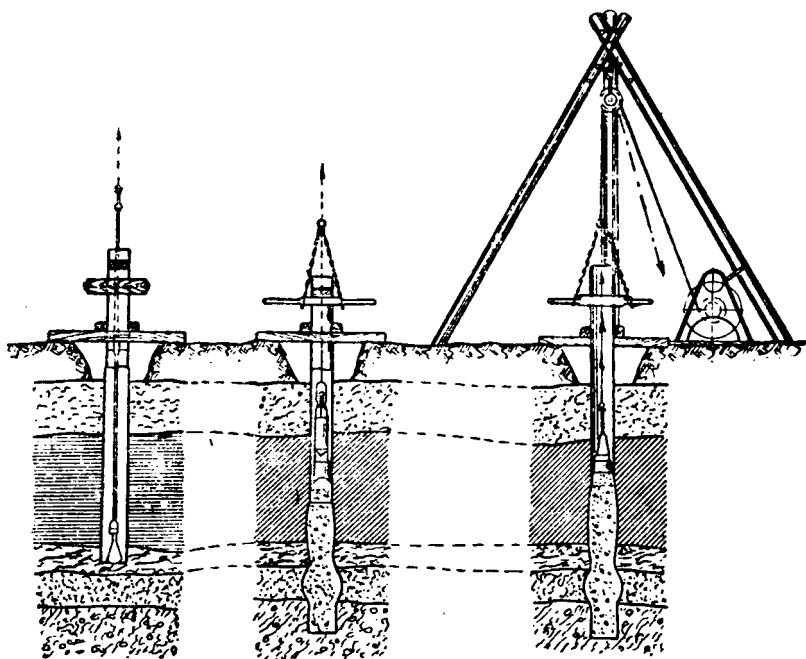
Последовательный ход работ при устройстве свай Штрауса показан на фиг. 111.

Преимущество свай Штрауса перед тяжелыми забивными железобетонными сваями заключается в легкости их изготовления.

Свая Вольфсгольца типична для категории набивных свай, прессованных сжатым воздухом. Существенной частью оборудования этой системы свай служит шлюзок. На фиг. 112 изображен шлюзок системы б. Института оснований сооружений ВИОС. Сваи изготавливаются следующим образом: после погружения в грунт обсадной трубы диаметром 20—50 см и выемки из нее грунта на трубе устанавливают шлюзок, внутри которого имеются два клапана, управляемые наружными рукоятками. От компрессора по трубкам подается сжатый воздух вниз в обсадную трубу под шлюзок и в пространство между обоими клапанами. Сжатым воздухом отжимают грунтовую воду из скважины. После этого, открыв верхний клапан, погружают в шлюзок порцию бетона и клапан закрывают. Затем, впуская в шлюзок сжатый воздух, открывают нижний клапан, бетон выпадает в скважину. После этого закрывают нижний клапан, выпускают из шлюзка воздух и, открыв верхний клапан, закладывают новую порцию бетона. Такая процедура продолжается до тех пор, пока скважина не заполнится бетоном на 1—2 м, после чего увеличивают давление до 30—40 ат,

в результате чего бетон прессуется, а труба начинает подниматься. После поднятия обсадной трубы на 1—1,5 м давление снижают и загружают новую порцию бетона, повторяя описанную процедуру, пока не будет закончено изготовление свай.

Для наблюдения за уровнем бетона во избежание разрыва ствола (бетона) в шлюзке имеется специальное приспособление,



Фиг. 111. Последовательность изготовления свай Штрауса

работающее по принципу замыкания электрической цепи, и при соприкосновении одного из элементов приспособления с бетоном электросигнал дает знать о положении уровня бетона.

Преимущество описанной системы свай перед системой Штрауса заключается в том, что спрессованные пневматическим путем сваи плотнее трамбованных обычным способом.

41. ПОДМЫВНЫЕ СВАИ

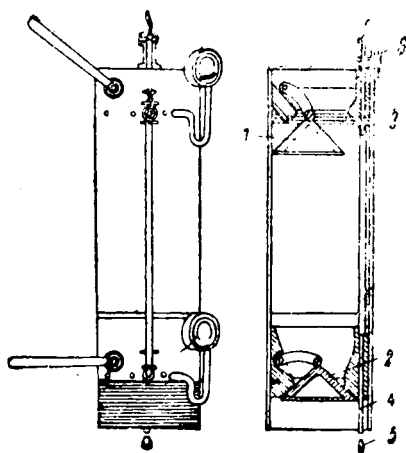
Заранее изготовленные сваи могут быть погружены в грунт не только при помощи молотов, но и посредством подмыва грунта струей воды под свайю по схеме фиг. 113.

Способ подмыва всегда сочетается с бойкой молотами, причем забивку свай производят либо одновременно с подмывом, либо чередуя с последним.

Значительно увеличивается роль подмыва при погружении железобетонных свай, имеющих особенно большой вес, доходящий иногда до 25 т. Применением струи удастся погрузить такие сваи с легкими молотами, тогда как без подмыва для таких гигантских

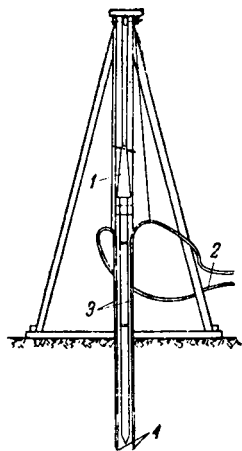
свай потребовались бы исключительно мощные молоты, работа с которыми сопряжена со значительными трудностями. Наибольшие результаты от подмыва достигаются при погружении свай в чистый песок.

В грунте мягком и легко сжимаемом, как, например, ил, иловатый мелкий песок и супесь, а также слабая глина и суглинок, применение водной струи нецелесообразно, так как в такие грунты свая легко погружается забивкой и без подмыва.



Фиг. 112. Шлюз для прессованных свай:

1 — верхний клапан; 2 — нижний клапан; 3—4 — стержень указателя уровня бетона; 5 — острие указателя; 6 — консолька для фиксирования положения указателя



Фиг. 113. Погружение свай подмывом струей воды:

1 — легкая баба; 2 — шланг к насосу; 3 — подмывные трубки; 4 — коническая насадка

К недостаткам подмыва следует отнести опасность размыва окружающего грунта и осадки фундаментов близлежащих сооружений, что возможно в легко размываемом грунте. Кроме того, расходы на свайные работы увеличиваются на необходимое мощное насосное оборудование, двигатели и распределительную сеть с подмывными трубами.

Процесс подмыва в песчаных грунтах производится одновременно с забивкой свай, так как воронка, получающаяся от подмыва, должна быть немедленно занята сваей во избежание завала ее песком, который не держится в вертикальных откосах. Две подмывные трубки, имеющие наконечники, подвешенные к блоку, располагаются у сваи с двух сторон. Струя воды под напором от 4 до 12 ат, размывает песчаный грунт, унося его на дневную поверхность; свая же от собственного веса или от легких ударов молотом легко погружается в грунт. Для работы с подмывными трубками на каждую трубку назначается по одному рабочему, которые во избежание засасывания трубок в грунт то поднимают трубки вверх, то вновь погружают их, при этом каждый раз углубляя положение наконечников. Длинные и, следовательно, тяжелые

трубки опускаются ручными лебедками. Чтобы можно было следить за глубиной погружения трубы, заранее делают разметку на свае и на трубах.

Подмыв производят до глубины, не доведенной до проекта на 1 м, после чего подмыв прекращают и сваю добивают молотом до проектной глубины. Разрыхленный грунт осаждается и вновь настолько плотно прилегает к поверхности погруженной сваи, что сопротивление трения иногда даже превосходит то значение, которое было бы достигнуто в результате забивки одним молотом без подмыва.

Для работ с подмывом можно применять обыкновенный копер. Для нагнетания воды раньше часто применяли паровые поршневые насосы; в последнее время их заменяют центробежными насосами высокого давления. Диаметр водоструйных труб берут от 50 до 65 мм, отверстия в соплах — от 10 до 20 мм.

При составлении проекта свайных работ с подмывом определяют необходимую мощность насоса с учетом неизбежных потерь; для этого:

1) задаются определенным давлением в подмывной трубке и расходом воды в зависимости от характера грунта;

2) определяют высоту всасывания и нагнетания, а также необходимую длину трубопровода, руководствуясь условиями места работ;

3) подбирают сечение трубопровода по таблицам;

4) определяют потери давления в трубопроводе, в зависимости от его длины;

5) находят полную высоту напора и по ней, а также по принятому расходу воды подбирают насос, мощностью, наиболее подходящей к расчетной;

6) к подобранному насосу назначают двигатель соответствующей мощности.

В качестве ориентировочных данных могут служить: табл. 22 расхода воды на 1 сваю и табл. 23 расхода воды для различных законечников.

Таблица 22

| Условия работ | Напор, ат | Расход воды, л/мин |
|--|-----------|--------------------|
| Свая длиной 6—8 м в рыхлых песках | 4—6 | 300—400 |
| Тяжелые сваи длиной до 12 м в слежавшихся песках | 6—12 | 600—1 000 |

Таблица 23

| Диаметр выходного отверстия в законечнике, мм | Давление воды | | |
|---|---------------|-------|-------|
| | 6—7 ат | 10 ат | 13 ат |
| Расход воды, л/мин | | | |
| 19 | 610 | 740 | 830 |
| 25 | 1 040 | 1 300 | 1 500 |

Г Л А В А II

ТЕОРИЯ РАСЧЕТА СВАЙ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНОГО ОСНОВАНИЯ

42. ХАРАКТЕР ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ, ВОЗНИКАЮЩЕГО МЕЖДУ СВАЕЙ И ГРУНТОМ

Пучение при забивке свай. Свая при забивке отжимает грунт в стороны и вверх, отчего часто во время бойки наблюдается пучение грунта. При забивке первого ряда свай пучение происходит более или менее симметрично. Наибольшая высота пучения происходит по оси ряда свай и доходит иногда до 40 см. При забивке последующих рядов грунт у ранее забитого ряда уже не пучит, а пучение происходит со стороны, свободной от свай, и непосредственно у забиваемых свай. Объясняется это тем, что ранее забитый ряд оказывает большое сопротивление выпиранию грунта в его сторону. Грунт между ранее забитыми рядами свай при бойке последующих рядов почти не пучит.

Вытеснение грунта вверх происходит только в начальной стадии бойки до некоторой глубины, называемой критической. Погружение свай ниже этой глубины сопровождается отжатием грунта только в стороны, что вызывает уплотнение окружающего грунта за счет уменьшения пористости.

Уплотнение грунта при забивке свай. Уплотнение грунта и его сопротивляемость прониканию свай для различных грунтов различно.

1. В рыхлых сыпучих (маловлажных) песках в процессе бойки происходит уплотнение грунта, повышающее его строительные свойства.

2. В рыхлых песках, насыщенных водой, во время бойки вода, находящаяся в порах грунта, не может мгновенно удалиться от острия сваи и создает кажущееся сопротивление прониканию сваи.

Если через некоторый промежуток времени, примерно 2 дня (т. е. после «отдыха» сваи), когда вода успеет отфильтроваться, вновь начать бойку, то осадки сваи оказываются больше, чем в конце бойки до отдыха.

3. В тонкозернистых песках и слабоглинистых грунтах при бойке происходит выжимание грунтовой воды в пространство между грунтом и поверхностью сваи. Силы трения между грунтом и увлажненной сваей уменьшаются, вследствие чего свая легко погружается в грунт. После прекращения бойки водяная оболочка исчезает, силы трения опять повышаются, и сопротивление сваи погружению становится больше, чем до отдыха сваи, т. е. наблюдается явление, прямо противоположное наблюдающемуся в рыхлых песках.

Явление увеличения сопротивляемости сваи в мелкопесчаных и слабоглинистых грунтах объясняется еще и тем, что после прекращения бойки под влиянием силы тяжести частицы грунта вновь осаждаются и, плотно прилегая друг к другу, создают более прочный грунт около забитой сваи.

4. При забивке сваи в глину вода, находящаяся в порах грун-

та, не отфильтровывается в силу весьма малого коэффициента фильтрации глин; вода подвергается сильному сжатию, повышается ее напор и возникают значительные гидродинамические напряжения в грунте, чрезвычайно затрудняющие погружение свай. После продолжительного покоя (через несколько недель, месяцев, а для маловодопроницаемых глин — и год) сопротивление свай будет меньше, и сооружение даст значительную осадку. Таким образом, вытеснение грунта сваями, сопровождающееся выпучиванием глин, не способствует полному уплотнению грунта. Поэтому применение висячих забивных свай в глинах нецелесообразно.

Состояние грунта при устройстве набивных свай без уплотненной зоны грунта. Набивные сваи без уплотненной зоны грунта (например сваи Штрауса), как уже отмечалось, устраивают в скважине, заготовленной без уплотнения окружающего ее грунта.

Боковое давление на грунт, которое возникает при трамбовке бетона в скважине, ничтожно по своему значению и несравнимо с давлением, испытываемым грунтом при забивке свай. Таким образом, набивная свая без уплотненной зоны, находится только под действием активного давления грунта, тогда как в забивных сваях давление грунта представляет собой нечто подобное пассивному давлению. Поэтому если сравнить несущие способности двух висячих свай одинаковых размеров при одинаковых геологических условиях, но изготовленных различными способами, то забивная свая окажется с большей несущей способностью, чем набивная без уплотненной зоны, вследствие того, что сопротивление трения грунта по боковой поверхности в забивной свае значительно больше, чем в набивной. Набивные сваи, опертые на плотную породу, т. е. не висячие, а материковые, обладают большей грузоподъемностью, чем сваи забивные.

Сопротивление свай. Сопротивление свай прониканию в грунт складывается: из сопротивления вытеснению грунта из-под острия сваи (сопротивление острия) и из сопротивления сил трения, возникающих между сваями и грунтом (сопротивление по боковой поверхности).

Числовое соотношение этих двух составляющих полного сопротивления в различных типах свай различно. Для забивных свай сопротивление острия в 2—5 раз меньше сопротивления по боковой поверхности; в сваях набивных без уплотненной зоны может иметь место обратное соотношение между указанными сопротивлениями.

Для безопасности допускаемую нагрузку на сваю принимают несколько меньше значения полного сопротивления свай. Эту допускаемую нагрузку, безопасную для свай, называют также подъемной силой свай.

43. СОПРОТИВЛЕНИЕ ОДИНОЧНОЙ ЗАБИВНОЙ ВИСЯЧЕЙ СВАИ

Сопротивление и допускаемая нагрузка для забивной висячей сваи могут быть определены методами: теоретическим, динамическим и методом пробного испытания статической нагрузкой.

В практике чаще придерживаются такого порядка: при составлении проекта сваи рассчитывают теоретическим методом. Кроме того, для уточнения расчетных значений, полученных этим методом, вычисляют еще требуемый «отказ» сваи на основании формул динамического метода; этот расчетный отказ отмечают в проекте как обязательное условие свайной бойки. Таким образом, динамический метод, требующий пробных ударов по свае, применяется как контрольный в процессе свайной бойки.

Метод пробных испытаний статической нагрузкой наиболее точный, но вместе с тем наиболее сложный и длительный. К этому методу прибегают при составлении проекта свайного основания для особо ответственных сооружений.

Теоретический метод. Предложенная проф. В. К. Дмоховским теоретическая формула полного сопротивления сваи (слагающегося из сопротивления острия и сопротивления по боковой поверхности) имеет вид:

$$R = R_0 + R_6 = \frac{F \Delta l}{\sin \alpha} \operatorname{tg}^4 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{u \operatorname{tg} \varphi}{2} \Delta l^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right),$$

где:

F — площадь поперечного сечения сваи;

u — периметр поперечного сечения сваи;

Δ — вес 1 м³ грунта;

φ — угол трения (для песка равный углу естественного откоса);

α — половина угла заострения сваи;

l — длина забитой части сваи.

При выводе этой формулы допускается, что сопротивление острия сваи R_0 (первый член) и сопротивление боковой поверхности R_6 (второй член) идентичны соответственно двум величинам:

1) сопротивлению выпирания грунта на глубине, равной длине сваи;

2) сопротивлению трения грунта по боковой поверхности, вызванного пассивным давлением грунта на сваю.

Значения этих сопротивлений получены по теории сыпучих тел из рассмотрения напряженного состояния грунта вокруг сваи (фиг. 114).

В этом случае имеем:

1) по формуле Паукера:

$$l = h_0 \operatorname{tg}^4 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

где:

l — величина заглубления фундамента (или в данном случае сваи),

h_0 — приведенная высота столба земли.

Величина h_0 может быть заменена для данного случая значением:

$$\frac{R_0}{r \Delta} = h_0;$$

далее, имея в виду, что

$$\operatorname{tg}^4\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1}{\operatorname{tg}^4\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)},$$

получаем

$$l = \frac{R_0}{F \Delta \operatorname{tg}^4\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)}$$

или

$$R_0 = F \Delta l \operatorname{tg}^4\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right).$$

Это выражение входит в формулу Дмоховского со знаменателем $\sin \alpha$, отражающим влияние заострения;

2) для второго члена формулы, т. е. для сопротивления боковой поверхности R_6 , имеем известную формулу пассивного давления грунта

$$E = \frac{\Delta l^2}{2} \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right).$$

Пользуясь этой формулой и обозначив периметр сваи u , а коэффициент трения $\operatorname{tg} \varphi$, можно выразить силу сопротивления трения по боковой поверхности в виде.

$$R_6 = E u \operatorname{tg} \varphi = \frac{\Delta l^2}{2} \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) u \operatorname{tg} \varphi,$$

т. е. получаем второй член формулы Дмоховского.

Поскольку формула Паукера и формула пассивного давления грунта не безупречны, то и приведенные формулы не полностью отражают действительной картины взаимодействия между грунтом и свайей.

Чтобы приблизить формулы теоретического метода к действительности, были предложены коррективы, например, формула Дерра:

$$R = F \Delta l \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) + \frac{u \operatorname{tg} \varphi}{2} \Delta l^2 (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi)$$

для сваи с цилиндрическим стволом и

$$R = F \Delta l \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) + \frac{u_0 \operatorname{tg} \varphi}{2} \Delta l^2 \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \left(\frac{\sin \alpha + \operatorname{tg} \varphi \cos \alpha}{\cos \alpha_1}\right)$$

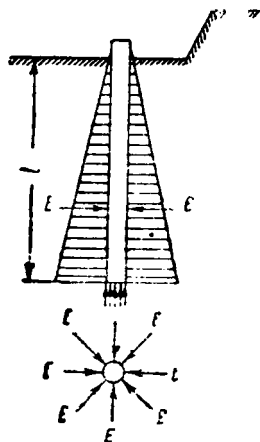
для сваи с коническим стволом.

В этих формулах:

$\operatorname{tg} \varphi$ — коэффициент трения;

α_1 — угол конусности сваи;

u_0 — периметр сваи в нижней ее трети.



Фиг. 114. Расчет сваи теоретическим методом

Допускаемое давление на сваю принимается равным полному сопротивлению R , деленному на коэффициент запаса; последний при применении формулы Дерра берется равным 1,5.

Если сваи прорезают несколько различных слоев грунта, то константы грунтов, входящие в формулу сопротивления, берут средневзвешенными, например:

$$\begin{aligned} & \text{на глубине } h_1 \text{ грунт весом } \Delta_1, \\ & \quad \text{'' } h_2 \quad \text{'' } \quad \Delta_2, \\ & \quad \text{'' } h_3 \quad \text{'' } \quad \Delta_3, \end{aligned}$$

то

$$\Delta_{\text{ср.}} = \frac{h_1 \Delta_1 + h_2 \Delta_2 + h_3 \Delta_3}{h_1 + h_2 + h_3}.$$

Эмпирический метод расчета сопротивления свай, широко применяемый в США, базируется на опытных данных, полученных в различных геологических условиях. В результате таких опытов получены значения сил сопротивления грунта по боковой поверхности свай и у ее острия — табл. 24.

Таблица 24

| Р о д г р у н т а | α т/м ² сила сопротив- ления на 1 м ² боковой по- верхности свай | σ т/м ² сопротивле- ние под ост- рием свай на 1 м ² |
|---------------------------------------|---|--|
| Рыхлый песок | 3,5 | 20,0 |
| Мягкий суглинок | 3,0—4,0 | 10,0 |
| Песчано-глинистый речной ил | 3,6 | 0 |
| Мягкопластичная глина | 1,8—2,0 | 0 |
| Песчаный морской ил | 1,8—2,0 | 0 |
| Торф или насыпной грунт | 0,7 | 0 |

Полное сопротивление сваи по эмпирической формуле будет:

$$R = \sigma F + u \Sigma a h,$$

где:

- F — площади сечения свай;
- u — периметр сечения свай;
- a — единичная сила сопротивления по боковой поверхности;
- σ — единичная сила сопротивления у острия свай;
- h — толщина отдельных слоев грунта, прорезаемых сваями.

Допускаемую нагрузку на сваю принимают равной сопротивлению R , деленному на коэффициент запаса 1,5.

Динамический метод. Этот метод заключается в том, что сопротивление свай определяется по наблюдаемому отказу при последних ударах. Этим методом пользуются для контроля

предварительно вычисленного теоретическим путем сопротивления и длины сваи.

Получившая широкое применение формула проф. Н. М. Герсеванова для расчета сваи динамическим методом имеет следующий вид:

$$e = \frac{nFQH}{Pk(Pk + nF)} \cdot \frac{Q + 0,2q^2}{Q + q},$$

где:

- e — отказ от одного удара молотом по свае в конце бойки, см;
- F — площадь сечения сваи, см²;
- Q — вес молота, кг;
- H — высота падения молота, см;
- P — расчетная нагрузка на сваю, кг;
- k — коэффициент запаса (берется равным 1,5);
- q — вес сваи, кг;
- n — коэффициент для деревянных свай, равный 8—10 кг/см², для железобетонных — 15 кг/см².

При выводе своей формулы проф. Герсеванов исходил из следующих положений.

Энергия падения молота, равная QH , тратится на:

- 1) погружение сваи в грунт (преодоление сопротивления трения);
- 2) упругие деформации (дрожание сваи, подскок молота) и
- 3) потерянную работу (нагревание бугеля, размочаливание сваи).

Давая этим трем видам работ соответствующие обозначения, можно написать:

$$QH = Re + Qh + \alpha QH \quad (1)$$

где:

- R — сопротивление погружению сваи;
- e — величина отказа от одного удара;
- h — величина подскока молота;
- α — коэффициент, выражающий потерянную работу (часть всей работы QH).

Уравнение (1) можно переписать в следующем виде:

$$(1 - \alpha) QH = Re + Qh.$$

Обозначим $1 - \alpha = \beta$;
тогда

$$\beta QH = Re + Qh. \quad (1')$$

Величина β зависит от сопротивления R и напряжения в свае $\frac{R}{F}$. Так как чем больше напряжения в свае, тем значительнее деформации, то, следовательно,

$$\beta = f\left(\frac{R}{F}\right).$$

Эту убывающую функцию проф. Н. М. Герсевич для упрощения принял за гиперболу вида

$$\beta = \frac{r + m \frac{R}{F}}{n + \frac{R}{F}}, \quad (2)$$

где r , m и n — параметры.

Для установления соотношений между параметрами могут быть рассмотрены следующие два предельных случая:

1) при малых значениях R условия удара молота о сваю будут близки к условиям удара свободных тел. Поэтому для предельного случая $R=0$, применяя формулу свободного удара, можно написать

$$\beta = 1 - \alpha = 1 - \frac{q(1 - \theta^2)}{Q + q} = \frac{Q + q\theta^2}{Q + q}. \quad (3)$$

Подставляя это значение в предыдущую формулу и полагая $R=0$, находим первое соотношение, которому должны удовлетворять параметры

$$\frac{r}{n} = \frac{Q + q\theta^2}{Q + q}. \quad (4)$$

Второй предельный случай будет при максимальных значениях R , вызывающих разрушение сваи без ее погружения, т. е. когда вся работа будет уходить на разрушение сваи и, следовательно, Re и Qh будут равны нулю. В таком случае $\beta = 0$.

Очевидно, разрушение сваи начнется, когда напряжения в ней $\frac{R}{F}$ будут больше или равны временному сопротивлению $\sigma_{вр}$.

Соответственно этому из формулы (2) получим второе соотношение параметров:

$$\frac{r + m\sigma_{вр}}{n + \sigma_{вр}} = 0. \quad (5)$$

Решая совместно уравнения (4) и (5), находим:

$$r = n \frac{Q + \theta^2 q}{Q + q},$$

$$m = - \frac{n}{\sigma_{вр}} \cdot \frac{Q + \theta^2 q}{Q + q}.$$

После подстановки этих значений для r и m в уравнение (2) получается

$$\beta = \frac{Q + \theta^2 q}{Q + q} \cdot \frac{1 - \frac{R}{F} \cdot \frac{1}{\sigma_{вр}}}{1 + \frac{R}{F} \cdot \frac{1}{n}}.$$

Далее, подставляя это значение β в формулу (1), находим:

$$QH \frac{Q + \theta^2 q}{Q + q} \cdot \frac{1 - \frac{R}{F} \cdot \frac{1}{\sigma_{вр.}}}{1 + \frac{R}{F} \cdot \frac{1}{n}} = Re + Qh,$$

а после преобразования:

$$\begin{aligned} QH \left(\frac{Q + \theta^2 q}{Q + q} - \frac{Q + \theta^2 q}{Q + q} \cdot \frac{R}{F \sigma_{вр.}} \right) &= \\ &= Re + \frac{R^2 e}{Fn} + Qh + \frac{RQh}{Fn}. \end{aligned}$$

Членами, имеющими малое влияние, можно пренебречь. Такими членами будут: величина подскока молота h и члены, содержащиеся в знаменателе $\sigma_{вр.}$, так как для дерева и железобетона σ достаточно велико.

Получается формула в более простом виде:

$$QH \frac{Q + \theta^2 q}{Q + q} = Re + \frac{R^2 e}{Fn}$$

или, перенеся e в левую часть уравнения и взяв значение θ^2 равным 0,2 по данным опытов, а вместо R подставив kP , где: k — коэффициент запаса, а P — расчетная нагрузка на сваю, получим окончательный вид формулы отказа сваи

$$e = \frac{nFQH}{Pk(Pk + nF)} \cdot \frac{Q + 0,2q}{Q + q}.$$

Установив расчетную нагрузку P на сваю из условия прочности материала сваи, можно подсчитать необходимый отказ для сваи (длина которой установлена предварительно теоретическим путем). Этот отказ будет руководящим при забивке сваи.

Для свай, забиваемых молотом двойного действия, формула Герсеванова не применима, так как она выведена для случая удара свободно падающим телом.

Для расчета отказа свай, забиваемых молотами двойного действия, пользуются эмпирической формулой, имеющей вид:

$$R = \frac{(Q + Ap)H}{0,069(e + 0,25)},$$

где:

A — эффективная площадь поршня, см²;

P — давление пара или воздуха в цилиндре, кг/см²;

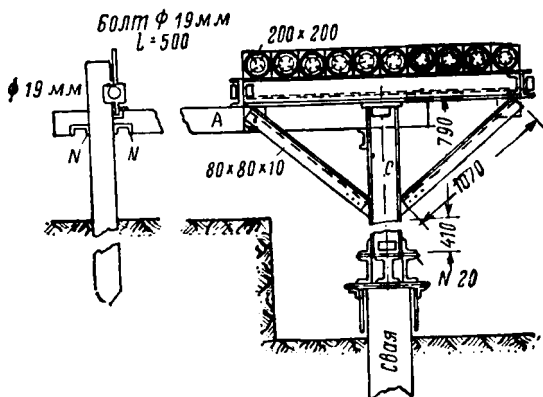
H — высота падения молота (ход поршня), см;

Q — вес бойка, кг;

e — отказ от одного удара.

Метод пробного испытания статической нагрузкой. Этот метод заключается в том, что сваю, предварительно забитую в грунт на проектную глубину, загружают статической нагрузкой и при этом измеряют ее осадки (не следует, однако, смешивать осадки сваи от статической нагрузки с отказом при забивке).

Испытание статической нагрузкой производится после «отдыха сваи» и не ранее, чем через два дня после добойки. Сваю загружают при помощи платформы, применяемой при испытании грунтов, и особого наголовника, устанавливаемого на свае (фиг. 115). Как и при испытании грунта, нагруже-



Фиг. 115. Загрузочная платформа для испытания свай статической нагрузкой

ние производится отдельными ступенями, равными $1/15$ — $1/20$ ожидаемого предельного давления на сваю. Для висячих свай за предельное давление принимают нагрузку, при которой наблюдаются равномерные осадки в течение 20—24 часов. Данные наблюдения осадок наносят на диаграмму (фиг. 116) по аналогии с другими диаграммами деформаций (см. фиг. 30).

Допускаемое давление P на висячую сваю по данным пробной нагрузки принимают

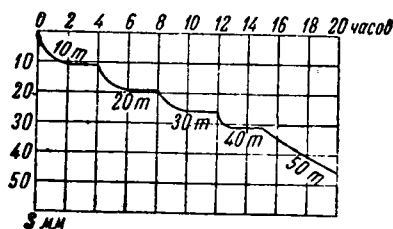
$$P = \frac{R}{k}$$

где: k — коэффициент запаса, равный 1,5.

При очень длинных сваях практически не удастся довести нагрузку до предельной величины, и в таких случаях допускаемое давление берут по нагрузке, соответствующей пределу пропорциональности, деленной на коэффициент запаса 1,2—1,3.

Метод пробной статической нагрузкой требует большого количества времени и сопряжен со значительными расходами, но вместе с тем дает точные результаты и применим не только для забивных, но и для всех прочих видов свай.

Испытания производятся по специальным инструкциям.



Фиг. 116. График осадки сваи по времени для каждой ступени нагрузки

44. СОПРОТИВЛЕНИЕ СВАЙ ПРОЧИХ ТИПОВ

Сопrotивление любого типа свай может быть определено методом пробного испытания статической нагрузкой. Прочие методы определения сопротивлений забивных висячих свай, рассмотренные в предыдущем параграфе, применимы и к другим типам свай, в одних случаях полностью, в других случаях частично и с некоторыми поправками, что становится ясным из рассмотрения каждого типа свай.

1. Для бетонных висячих свай, устраиваемых в забивных оболочках, названных в сводке классификации § 33 «набивные свай с уплотненной зоной», применимы все методы расчета, рассмотренные вообще для забивных висячих свай (отказ определяется при ударах по оболочке, погружаемой в грунт).

2. То же самое относится и к подмывным сваям висячего типа.

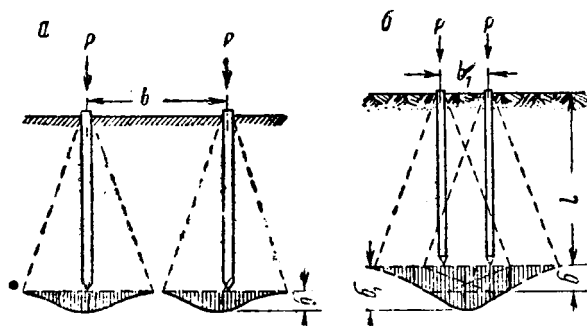
3. Сваи набивные без уплотненной зоны, т. е. устраиваемые в предварительно пробуренных скважинах (например свай Штрауса), рассчитывают эмпирическим методом или методом испытаний пробной статической нагрузкой (независимо от того — висячая или материковая свая).

Для таких свай неприменимы ни метод теоретически-статический, ни метод динамический.

4. То же самое относится и к сваям материковым (свай-стойки) всех типов, как забивных, так и подмывных.

45. СОПРОТИВЛЕНИЕ КУСТА СВАЙ

Передача нагрузки на грунт от одиночно стоящей сваи (не в кусте) может быть изображена схемой, приведенной на фиг. 117-а. Если расположить две сваи рядом (фиг. 117-б), то дав-



Фиг. 117. Напряжение в грунте у острия свай

ление на грунт в основании свай увеличится вследствие того, что напряженные зоны (от каждой сваи) перекрывают друг друга.

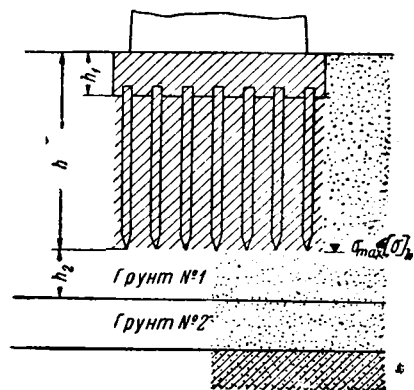
Поэтому если задаться целью не превышать определенного значения напряжения в грунте, то сваи не следует ставить очень близко. Устаревший взгляд, трактующий, что чем чаще сваи будут забиты, тем сопротивление будет больше, ошибочен: грунт под сваями, удаленными друг от друга, обладает большей несущей

способностью, чем при густом распределении свай в кусте, в силу явлений, иллюстрированных фигурой 117. (Указанные условия имеют в виду работу висячих, т. е. нематериковых свай.)

Данные опытных и теоретических исследований показывают, что сваи в кустах рационально размещать на расстоянии от 2,5 до 4,5 d между центрами (где d диаметр свай).

При проектировании свайного основания производится проверка на устойчивость свайного куста помимо расчета, предусматривающего работу одиночно стоящих свай.

Проверка сводится к тому, что, рассматривая свайно-грунтовой массив (заштрихованный на фиг. 118) как своеобразный фундамент, заложенный на отметке острия свай, проверяют значения напряжений в грунте



Фиг. 118. Расчет свайного куста

на этой отметке. Полученные напряжения не должны превышать допускаемых для данного грунта на указанной отметке. При этом площадь передачи нагрузки на отметке острия сваи принимают равной площади ростверка, а значение суммарной нагрузки увеличивают на величину веса свайно-грунтового массива.

Так как в нормах проектирования оснований сооружений (Т. У. Гушосдора) напряжения, данные для двухметровой глубины, могут быть повышены по мере углубления, то, пользуясь формулой § 4, можно при проверке свайного куста найти: а) необходимую длину свай, при которой напряжения в грунте на отметке острия сваи не превзойдут допускаемых для искомой глубины или б) необходимое уширение ростверка (если нежелательно удлинение свай), отвечающее указанному требованию не превышения допускаемых давлений на грунт на нижней отметке свайного куста. Известно (из § 4), что $[\sigma]_h = [\sigma] + k\Delta(h - 2)$; искомая величина в данном случае (фиг. 118) h , т. е. глубина безопасного положения свайно-грунтового массива.

$[\sigma]$ — допускаемое давление на грунт берут из табл. 2, см. стр. 15;

$[\sigma]_h$ — допускаемое давление на грунт на нижней отметке свайного куста.

Условие прочности $[\sigma]_h \geq \sigma_{\max}$. Приравняв $[\sigma]_h$ значению σ_{\max} , где σ_{\max} определяется с учетом веса свайно-грунтового массива, найдем искомое

$$h = \frac{\sigma_{\max} - [\sigma]}{\Delta k} + 2 \text{ м}$$

(в этой эмпирической формуле напряжения берут в кг/см², объемный вес в т на 1 м³). Необходимая длина свай, следовательно, будет:

$$l = h - h_1,$$

где h_1 — толщина ростверка.

Из двух значений I , найденных: данным способом и способом теоретически-статическим, как для одиночной сваи, принимают большее, как отвечающее условиям устойчивости при любой схеме работы свай.

Расчетную длину свай приходится иногда корректировать в зависимости от геологических условий, сообразуясь с необходимой мощностью несущего слоя № 1, подстилаемого более слабым грунтом № 2, наличие которого может вызвать перепроектирование основания соответственно требованиям, указанным в § 4.

Не менее важное влияние на проектирование свайного основания имеет ширина фундамента (в данном случае ростверка), определяющая зону распространения напряжения в грунте основания от нагрузки, передаваемой фундаментом (фиг. 119), а следовательно, и величину осадки.

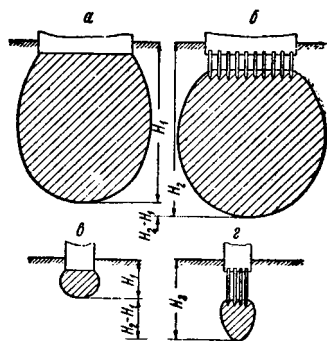
Профессор К. Терцаги пришел к выводу, что свайное основание только тогда уменьшает осадку сооружения, если длина свай превышает ширину фундамента. Широкие фундаменты, устроенные на коротких сваях (фиг. 119-б), дадут такую же осадку, как если бы свай не было (фиг. 119-а). Зона распространения напряжений под широким фундаментом незначительно отличается от аналогичной зоны при наличии коротких свай, даже если последние запроектированы во всем согласно требованиям прочности и устойчивости. Наоборот, фиг. 119-в и г показывают более выгодную работу длинных свай, передающих напряжение на слои нижележащие, а следовательно, и более плотные.

Задача проектирования свайного основания значительно упрощается при применении материковых свай, т. е. свай-стоек, длина которых обуславливается глубиной залегания плотной (материковой) породы по геологическому разрезу. В этом случае нагрузка на сваю определенной длины устанавливается эмпирическим методом (американская формула) или методом пробной статической нагрузки.

46. РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНОГО ОСНОВАНИЯ С НИЗКИМ РОСТВЕРКОМ И С ВЕРТИКАЛЬНЫМИ СВАЯМИ

Проект свайного основания должен включать:

- 1) разрез и план фундамента со сваями при заданных геологических условиях;
- 2) точное распределение свай в плане и последовательность их забивки;
- 3) конструкцию принятого типа свай с указанием рода материала, диаметра, длины, профиля и деталей головы и острия свай;



Фиг. 119. Изменение глубины напряженной области грунта в зависимости от соотношения между шириной фундамента и длиной свай

4) проект шпунтовой переемычки, если таковая предполагается (разрез и план котлована и ограждения);

5) проект копра, если предполагается устраивать копер на месте работ для забивных свай, с указанием типа свайного молота и расчетного отказа (для набивных свай проект необходимых устройств для изготовления и погружения свай);

6) данные о водоотливных средствах.

Схема расчета следующая:

1. Определяют значения действующих сил (вертикальных и горизонтальных) и моментов по правилам, указанным в разделе III.

2. Применительно к значениям нагрузок и к заданным гидрогеологическим условиям выбирают тип свайного основания и назначают отметку уровня головы сваи в соответствии с указаниями, приведенными в § 32.

3. Устанавливают размеры ростверка, толщину которого для набивных свай берут равной разности отметок обреза фундамента и головы сваи, а для забивных—равной той же разности плюс 0,30—0,40 м (величина втпления головы сваи в ростверк).

4. Проверяют, удовлетворяет ли принятый ростверк условиям устойчивости сооружения на опрокидывание (при наличии горизонтальных сил) и не возникают ли отрицательные напряжения в подошве ростверка. В случае, если имеет место то или другое явление, следует изменить размеры ростверка в соответствии с правилами, описанными в разделе III.

5. Устанавливают диаметр сваи и ее профиль в зависимости от принятого типа свай и сооружения. Диаметры деревянных свай для искусственных сооружений обычно назначают от 26 до 30 см. Принятый диаметр свай, определяющий их количество, проверяют с точки зрения удобства распределения в плане полученного количества свай, соблюдая условие, чтобы расстояние между центрами свай было от 2,5 до 4,5 *d*. Для этого:

а) определяют допустимую нагрузку *P* на сваю принятого диаметра из условия прочности сваи на сжатие и смятие

$$P = S \frac{\pi d^2}{4},$$

где *S* — допустимое напряжение на сжатие или смятие для дерева 35—45 кг/см²,

б) определяют необходимое количество свай:

$$n = \frac{\Sigma P}{P},$$

где ΣP — суммарная нагрузка на свайное основание;

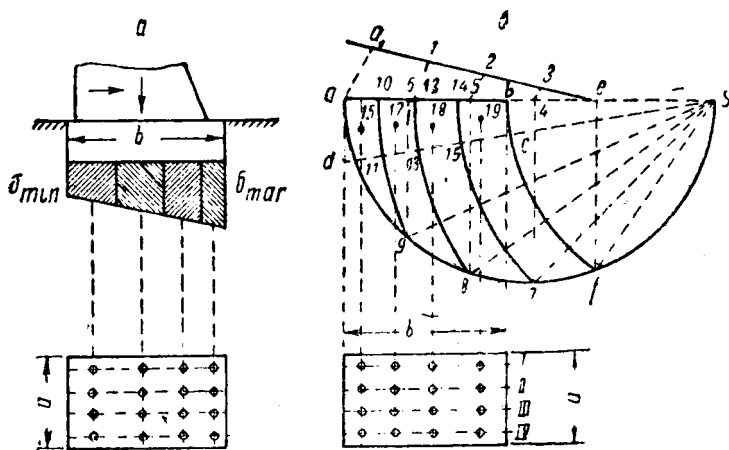
в) полученное количество свай ориентировочно распределяют на плане ростверка, соблюдая условие, чтобы края свай были в расстоянии 0,25—0,50 м от краев ростверка. Если условие сближенности свай нарушается, то меняют диаметр (следовательно, и количество свай) в большую или меньшую сторону и расчет повто-

ряют заново. Если изменение диаметра и количества свай не дает нужного результата, то одновременно с изменением диаметра и количества свай следует менять и размеры ростверка, имея, однако, в виду, что это изменение может быть только в сторону увеличения.

6. Установив тем или иным путем величину диаметра и количество свай, переходят к окончательному распределению свай в плане с учетом неравномерности давления в подошве ростверка при наличии эксцентриситета.

В случае малой величины эксцентриситета, т. е. если σ_{\max} не превышает $1,1 \sigma_{\min}$, распределение свай остается равномерным, т. е. окончательно в том виде, как намечено было в предыдущем пункте.

В случае же значительной внецентренности нагрузки сваи распределяют по принципу передачи равновеликих площадей эпюр



Фиг. 120. Графический метод распределения свай в основаниях при неравномерной передаче давления

напряжений на каждый ряд свай (фиг. 120-а), с тем чтобы всю нагрузку разделить на все сваи поровну. Это обстоятельство приводит к неравномерному распределению свай в плане. Один из способов графического распределения свай такого случая приведен на фиг. 120-б для эпюры $abcd$. Предположим, что требуется распределить 16 свай в 4 рядах. Найдя точку S схода непараллельных сторон эпюры, описывают на прямой aS , как на диаметре, полуокружность. Затем радиусом Sb описывают из центра S дугу до пересечения с полуокружностью в точке f .

Из точки f проводят прямую ef . Из точки e проводят произвольную прямую ea_1 , на которой откладывают 4 произвольных, но

равных между собой отрезка a_1-1 , $1-2$, $2-3$, $3-e$. Точку a_1 соединяют с a . Из точки 1 , 2 , 3 параллельно прямой $a-a_1$ проводят прямые $1-6$, $2-5$, $3-4$. Из точек 6 , 5 , 4 проводят перпендикуляры к линии aS до пересечения их с полуокружностью в точках 9 , 8 , 7 . Из точки S , как из центра, радиусами $S-9$, $S-8$, $S-7$ засекают на прямой aS точки 10 , 12 , 14 . В этих точках восстанавливают перпендикуляры к прямой aS . Так получают равновеликие площади.

Из центров тяжести этих площадей опускают перпендикуляры до пересечения на плане основания с рядами свай $I-II-III-IV$, назначенными в равных расстояниях друг от друга. Эти точки пересечения и дадут положение каждой сваи.

Если у более напряженного ребра получатся слишком сближенные сваи, то в целях ненарушения условия минимально допустимого расстояния между сваями последние следует расположить в этой части основания в шахматном порядке, как показано на фиг. 121.

7. Затем определяют длину свай. Для материковых свай (свай-стоек) длина определяется по геологическому разрезу. Для висячих забивных свай длину определяют: а) теоретически-статическим методом и б) методом нахождения необходимой глубины для свайного куста (см. § 45). Окончательно принимают длину, большую из

двух, полученных указанными методами.

Длину висячих набивных свай без уплотненной зоны (например сваи Штрауса) определяют по эмпирическим формулам в соответствии с геологическим разрезом и в случае необходимости в дальнейшем проверяют пробной нагрузкой.

8. Рассчитывают необходимый отказ свай (для забивных свай и набивных с уплотненной зоной), увязанный с принятым типом свайного молота.

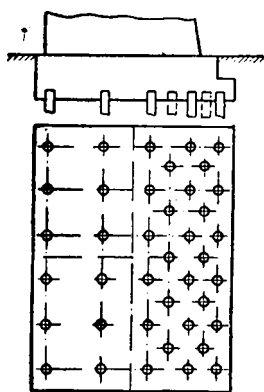
9. Проектируют последовательность забивки или погружения свай и соответственно нумеруют сваи.

10. Проектируют деревянный копер для забивки свай или соответствующее оборудование для устройства набивных свай (если не предполагается иметь готовые снаряды).

11. Проектируют в случае необходимости шпунтовое ограждение. При этом рационально предусмотреть забивку шпунтин с отметки горизонта грунтовых вод, а до этой глубины котлован разрабатывать без шпунтового ограждения.

12. Определяют тип и количество насосов, если необходим водоотлив.

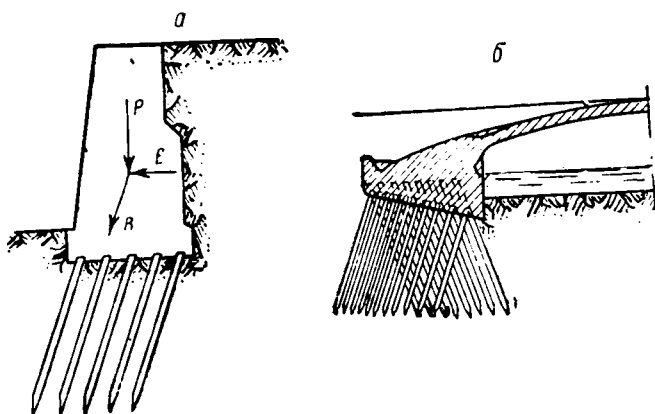
К проекту должны быть приложены чертежи деталей свай (обделка головы, бугель, заострение конца свай, сопряжение свай, если намечается их наращивание, и т. д.).



Фиг. 121. Шахматное расположение свай

47. ОСНОВАНИЯ С НАКЛОННЫМИ СВАЯМИ

На многие инженерные сооружения действуют не только вертикальные, но и горизонтальные силы. В этом случае вертикально забитые сваи в основании сооружения должны сопротивляться также и горизонтальным силам. Для создания более благоприятных условий работы свай при направлении равнодействующей под некоторым углом к вертикали применяют наклонные сваи (фиг. 122-а). Угол наклона свай берут равным углу наклонения



Фиг. 122. Примеры применения наклонных свай

равнодействующей. Если внешняя горизонтальная сила имеет переменное направление, то и сваям дают разно направленные наклоны (фиг. 122-б).

Расчет основания с вертикальными сваями в основном аналогичен расчету основания с вертикальными сваями, с учетом лишь условий работы свай в период до засыпки, т. е. до появления горизонтальной силы.

В момент окончания возведения сооружения горизонтальная сила еще отсутствует (например, когда не обсыпан еще устой или нет засыпки за подпорной стеной). Направление равнодействующей при этом вертикально, и задние ряды свай будут несколько перегружены за счет недогружа передних. Те и другие сваи были распределены из учета совместного действия вертикальных и горизонтальных сил, тогда как при отсутствии E точка приложения равнодействующей не совпадает с точкой приложения равнодействующей всех сил (в том числе и E). Поэтому необходимо дополнительно произвести проверку крайнего ряда свай, временно перегруженного в период от окончания кладки до окончания засыпки.

Учитывая кратковременность отсутствия горизонтальных сил, нарушающего проектное положение системы, допускают некоторое (до 5%) перенапряжение, если оно обнаружится при проверке.

ПРИМЕРЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И РАСЧЕТА СВАЙНЫХ ОСНОВАНИЙ

48. ФУНДАМЕНТ НА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СВАЯХ

Нужно запроектировать фундамент на железобетонных сваях под заданный участок стены промышленного сооружения при нижеуказанных данных пробной забивки свай.

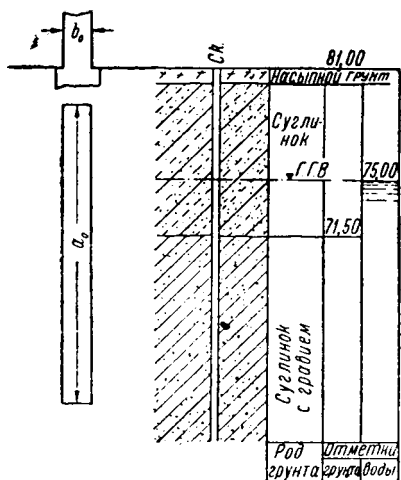


Схема стены показана на фиг. 123.

Вес сооружения с равномерно распределенной загрузкой (без веса фундамента).

$$P_1 = 1300 \text{ т.}$$

Размеры в плане $b_0 = 1,5 \text{ м}$; $a_0 = 16 \text{ м}$.

Геологический разрез показан на фиг. 123.

Глубина промерзания грунта $0,70 \text{ м}$.

Допускаемое давление на суглинок $[\sigma] = 1,5 \text{ кг/см}^2$; вес единицы объема $\Delta = 1,7 \text{ т/м}^3$; $\varphi = 35^\circ$.

Для суглинка с гравием $[\sigma] = 2,5 \text{ кг/см}^2$; $\varphi = 35^\circ$; $\Delta = 1,85 \text{ т/м}^3$.

Фиг. 123. Проектирование свайного основания

Данные динамических испытаний пробной сваи длиной 9 м: свая забита до отметки 71,00, с заглублением на 0,50 м в плотный суглинок, глубина залегания которого и определила в данном случае принятую длину пробной сваи.

При этом отказ от последнего удара при забивке оказался равным 0,3 см; такую же осадку дала свая от первого удара добойки после 48-часового «отдыха».

Забивка железобетонной сваи прямоугольного сечения $22 \times 22 \text{ см}$ производилась с подбабкой, паровым молотом весом 1200 кг при высоте подъема молота 1,40 м.

Данные статических испытаний приведены в виде обработанных диаграмм (фиг. 124).

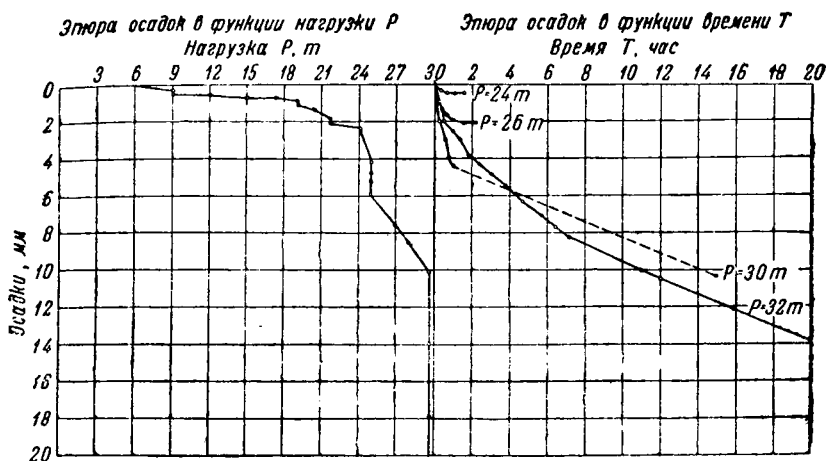
Порядок конструирования и расчета

I. Определение допускаемых давлений на сваю по данным пробных испытаний.

II. Конструирование и расчет свайного основания (число свай и их распределение).

III. Конструирование железобетонных свай.

IV. Установление контрольного отказа для производства работ.



Фиг. 124. График осадки свай

Решение:

1. Допускаемое давление на одну сваю

а) По данным динамических испытаний, допускаемую нагрузку R на 1 сваю определяют из формулы проф. Н. М. Герсеванова:

$$R = -\frac{nF}{2} + \sqrt{\left(\frac{nF}{2}\right)^2 + \frac{H}{e} nFQ \frac{Q + 0,2q}{Q + q}},$$

где:

R — временное сопротивление свай, кг;

n — коэффициент, зависящий от материала свай: для железобетона с деревянными подбабками = 15 кг/см²;

F — площадь поперечного сечения свай, в данном случае $22 \times 22 = 484$ см²;

H — высота подъема молота, 140 см;

e — отказ свай от последнего удара 0,3 см;

Q — вес молота 1200 кг;

q — вес свай $2,4 \times 9 \times 0,0484 = 1,045$ т или 1045 кг (объемный вес железобетона принят 2,4 т/м³).

Подставляя цифровые значения в формулу, получаем сопротивление R , равное 46 т.

Принимая коэффициент запаса равный 2, получим допускаемую нагрузку на одну сваю:

$$P = \frac{46}{2} = 23 \text{ т.}$$

б) По данным статических испытаний, предельное давление для свай наступает, как видно из диаграммы фиг. 124, при нагрузке 30 т, когда свая в течение длительного промежутка времени продолжает давать равномерные осадки по времени.

Принимая коэффициент запаса равным 1,5 (для случая статических испытаний), получим допускаемую нагрузку на сваю $\frac{30}{1,5} = 20$ т.

Сопоставляя результаты динамических и статических испытаний, окончательно устанавливаем расчетную допускаемую нагрузку P на 1 сваю в 20 т.

Напряжение сжатия в железобетонной свае

$$\sigma_{\max} = \frac{20\,000}{484} = 41,3 \text{ кг/см}^2,$$

что вполне допустимо для железобетона.

II. Схема свайного основания

Длину свай сохраняем девятиметровую (считая от отметки подошвы бетонной подушки). Большее углубление нерационально, так как свая окажется очень тяжелой, что представит известные трудности при производстве работ; укорочение же свай нежелательно, ибо предпочтительнее пройти слабый слой грунта и врезаться в плотный слой суглинки.

Схема свайного основания изображена на фиг. 125.

Толщина h подушки (ростверка) назначена минимальных размеров 0,80 м, так как верхние части железобетонных свай можно расположить выше горизонта грунтовых вод. Вес подушки

$$P_2 = \gamma abh = 2,2 \times 16 \times 0,80 \times 1,80 = 50,70 \text{ т.}$$

Количество свай определится как частное от деления суммарной нагрузки на допускаемое давление на одну сваю.

$$m = \frac{P_1 + P_2}{P} = \frac{1300 + 50,70}{20} = 67,8, \text{ или } 68 \text{ свай.}$$

Рекомендуемое расстояние между сваями 2,5–4,5 d . Поэтому в поперечном сечении фундамента можно разместить 3 сваи; тогда расстояние между осями свай будет:

$$\frac{b - d - 2 \times 0,15}{2} = \frac{1,80 - 0,22 - 2 \times 0,15}{2} = 0,64 \text{ м,}$$

что вполне приемлемо.

Количество рядов в продольном направлении будет $\frac{68}{3} =$ кругло 23 ряда, а число пролетов между сваями 22. Следовательно, число свай потребуется $3 \times 23 = 69$, и нагрузка на каждую сваю окончательно:

$$P = \frac{1\,300 + 50,57}{69} = 19,6 \text{ т.}$$

Расстояние между осями свай в продольном направлении будет

$$\frac{a - d - 2 \times 0,15}{22} = \frac{16,00 - 0,22 - 30}{22} = 0,705 \text{ м, или } 70,5 \text{ см,}$$

т. е. несколько больше, чем в поперечном направлении (фиг. 125).

III. Конструкция железобетонной сваи

Для принятого поперечного сечения сваи 22×22 см подбирают арматуру из условия прочности на изгиб сваи от собственного веса. Предполагая возможность подхвата сваи за середину или за конец в процессе производства работ, подсчитаем изгибающий момент от собственного веса сваи при коэффициенте динамичности 1,5.

$$M = \frac{1,5ql^2}{2} = 1,5 \frac{(0,22 \times 0,22 \times 2,4) \times 4,5^2}{2} = 1,765 \text{ т-м} = 176\,500 \text{ кгсм,}$$

считая арматуру симметричной, т. е. $\phi = \frac{f'}{f} = 1$, получим по таблице Гастева¹ для $[\sigma_6] = 45 \text{ кг/см}^2$ и $[\sigma_{ж}] = 1250 \text{ кг/см}^2$ сечение железа

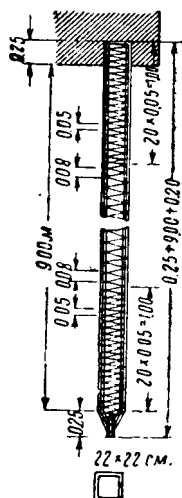
$$f = C_2' \frac{M}{h_1} = 0,000987 \times \frac{176\,500}{(22 - 3,5)} = 8,550 \text{ см}^2.$$

Сечение арматуры $f' = f = 8,55 \text{ см}^2$;
общее сечение железа получается

$$f + f' = 2 \times 8,55 = 17,10 \text{ см}^2$$

берем 4 стержня $\varnothing 24$ мм.

Вместо отдельных хомутов для поперечной арматуры взята спиральная арматура из железа $\varnothing 6$ мм (фиг. 126), причем расстояние между витками у концов сваи по 5 см, а в середине сваи — по 8 см.



Фиг. 126. Конструкция железобетонной сваи

IV. Установление контрольных отказов для производства работ

Ограничивая высоту подъема молота в 1,5 м, определим контрольный отказ при расчетной нагрузке на сваю $P = 19,60$, по

¹ В. А. Гастев, Железобетонные конструкции, Госстройиздат, 1932.

формуле проф. Н. М. Герсеванова для отказа свай (на 10 ударов):

$$e = 10 \times \frac{nFQH}{kP(kP + nF)} \cdot \frac{Q + 0,2q}{Q + q} =$$

$$= 10 \times \frac{15 \times 484 \times 1200 \times 150}{2 \times 19600(2 \times 19600 + 15 \times 484)} \cdot \frac{1200 + 0,2 \times 1045}{1200 + 1045} = 4,5 \text{ см.}$$

49. ФУНДАМЕНТ НА ДЕРЕВЯННЫХ СВАЯХ

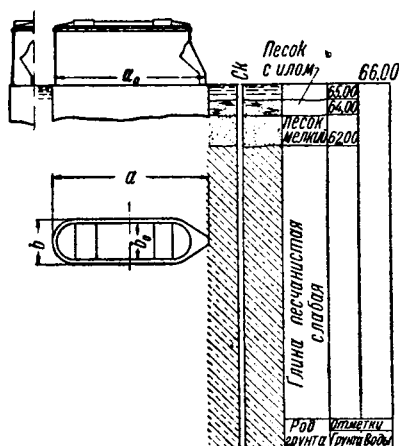
Требуется запроектировать фундамент на деревянных сваях для опоры мостового быка.

Данные.

Схема сооружения и геологический разрез (фиг. 127). Характеристика грунтов:

для песка мелкого и для глины песчанистой допускаемая нагрузка: $[\sigma] = 1,75 \text{ кг/см}^2$;

$$\varphi = 27^\circ; \Delta = 1,8.$$



Размеры быка в плане $a_0 = 9,80 \text{ м}$; $b_0 = 2,40 \text{ м}$. Вес быка с полной нагрузкой (без веса фундамента) $P_1 = 970 \text{ т}$.

Ожидаемый размыв русла (после сооружения моста) до отметки 65,00.

Вес кладки $\gamma = 2,2 \text{ т}$.

Допускаемое напряжение для дерева на сжатие $[\sigma] = 40 \text{ кг/см}^2$.

Так как данных о предварительных испытаниях пробной забивкой не имеется, то порядок проектирования несколько иной, чем в предыдущем примере, а именно:

Фиг. 127. Проектирование свайного основания

1) определение размеров фундамента на сваях;

2) определение необходимого сечения всех свай из условия прочности (по суммарной нагрузке на основание и допускаемому напряжению для дерева на сжатие);

3) выбор диаметра свай, определение их количества и расположения в плане;

4) вычисление необходимой длины сваи из условия устойчивости и определение расчетного отказа сваи;

5) проектирование крепления котлована.

Решение:

1. Определение размеров фундамента

Гидрогеологические условия и ожидаемый размыв русла до отметки 65,00 требуют закладки фундамента на отметке, примерно, 63,50. Следовательно, отметка голов свай будет, примерно,

63,80, а толщина фундамента (с ростверком) определится как разность:

$$h_1 = 66,00 - 63,50 = 2,50 \text{ м.}$$

Размеры в плане:

$$a = a_0 + 2 \times 0,20 = 9,80 + 2 \times 0,20 = 10,20 \text{ м,}$$

$$b = b_0 + 2 \times 0,20 = 2,40 + 2 \times 0,20 = 2,80 \text{ м.}$$

$$\text{Вес } P_2 = \gamma hab = 2,2 \times 2,50 \times 10,20 \times 2,80 = 157 \text{ т.}$$

Ростверк в нижней его части на высоту 1,00 м запроектирован из бетона, а верхняя часть — из бута.

II. Определение необходимого сечения всех свай

Суммарная нагрузка на сваи от надземного сооружения и фундамента будет:

$$\Sigma P = P_1 + P_2 = 970 + 157 = 1127 \text{ т.}$$

Для восприятия этой загрузки сваями потребуется общее сечение их:

$$Q = \frac{\Sigma P}{[\sigma]_{\text{дер.}}} = \frac{1127000}{40} = 28200 \text{ см}^2.$$

III. Диаметр свай, их количество и распределение в плане

Диаметр свай подбирают по наиболее часто встречающемуся сортаменту бревен, с учетом правила, что для оснований под мосты диаметр свай назначают не менее 24 см. При таком диаметре количество необходимых свай

$$\frac{Q}{\pi r_1^2} = \frac{28200}{3,14 \times 12^2} = 62,3, \text{ или } 63 \text{ сваи.}$$

Если назначить минимальное количество свай в ряду 4 шт., то потребуется уложить 16 рядов, что не желательно, имея в виду рекомендуемые расстояния между центрами свай от 2,5 до 4 d . Поэтому для уменьшения количества свай берем больший диаметр свай, например $d = 28$ см. Тогда количество свай потребуется

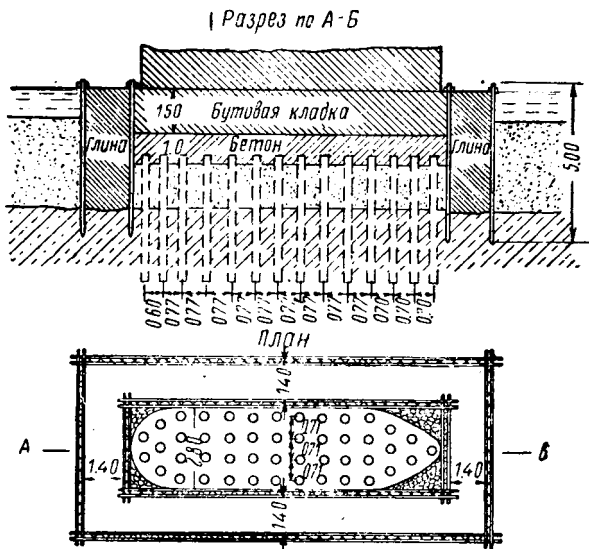
$$\frac{Q}{\pi r_2^2} = \frac{28200}{3,14 \times 14^2} = 46 \text{ свай.}$$

Распределение свай в основании в количестве 47 шт. показано

на фиг. 128. Расстояние между осями свай в поперечном ряду при трех пролетах между четырьмя сваями:

$$\frac{b - d - 2 \times 0,20}{3} = \frac{2,80 - 0,28 - 0,40}{3} = 0,71 \text{ м,}$$

что следует считать удовлетворительным.



Фиг. 128. Распределение свай в основании

Расстояние между осями свай в продольных рядах показано на фиг. 128, откуда видно, что принятое распределение вполне приемлемо. Следовательно, окончательно принимаем 47 свай, и расчетное давление на каждую сваю будет:

$$P = \frac{\Sigma P}{47} = \frac{1127}{47} = 24 \text{ т.}$$

IV. Определение длины свай

Длина свай должна отвечать двум условиям:

а) прочности грунта на отметке острия свай, что достигается удлинением свай до соответствующей глубины или уширением ростверка;

б) устойчивости самой свай, т. е. достаточности сопротивления свай, что достигается только ее удлинением.

Условие „а“ выражается формулой:

$$h^2 = 2 + \frac{\sigma_{\max} - [\sigma]}{\Delta k};$$

для данного случая

$$\sigma_{\max} = 5,05 \text{ кг/см}^2.$$

Допускаемое напряжение

$$[\sigma] = 1,75 \text{ кг/см}^2,$$

тогда

$$h = 2 + \frac{5,05 - 1,75}{1,8 \times 0,15} = 14,20 \text{ м},$$

рабочая же длина сваи l получится за вычетом толщины подушки, т. е.

$$l = h - h_1 = 14,20 - 2,5 = 11,70 \text{ м}.$$

Достаточность найденной длины по условию „б“, для нагрузки на сваю 24 т, определится по полному сопротивлению сваи R , вычисленному по формуле Дерра:

$$\begin{aligned} R &= F \Delta l \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{u \operatorname{tg} \varphi}{2} \Delta l^2 (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) = \\ &= 3,14 \times 0,0196 \times 1,8 \times 11,70 \times 2,65 + \\ &+ \frac{1}{2} \times 3,14 \times 0,28 \times 0,51 \times 1,8 \times 11,70^2 \times 1,26 = 73,20 \text{ т}. \end{aligned}$$

Коэффициент запаса

$$k = \frac{R}{P} = \frac{73,20}{24,0} = 3 > 2.$$

Таким образом, длина 11,70 м определяется требованием п. „а“; условие же п. „б“ при этом оказывается выполненным с избытком, что, однако, не может послужить поводом для сокращения длины сваи, ибо тогда нарушится требование п. „а“.

Далее, имея в виду, что сваи должны быть втоплены в бетонную подушку, примерно, на 0,25 м, полная длина сваи будет равна

$$11,70 + 0,25 = 11,95 \text{ м} \sim 12,00 \text{ м}.$$

Отказ сваи определится по формуле Герсеванова:

$$e = \frac{nQHf}{kP(kP + nF)} \cdot \frac{Q + 0,2q}{Q + q} = 0,3 \text{ см},$$

а на 10 ударов — 3 см.

V. Проектирование ограждения котлована

Как мера ограждения котлована от затопления водой при производстве работ проектируется двойная шпунтовая перемычка с глиняной засыпкой для большей водонепроницаемости ограждения. Толщину глиняной засыпки намечаем в 1,4 м. Шпунтины забиваются до глинистого слоя, сравнительно водонепроницаемого, и немного врезаются в него для предотвращения фильтрации воды.

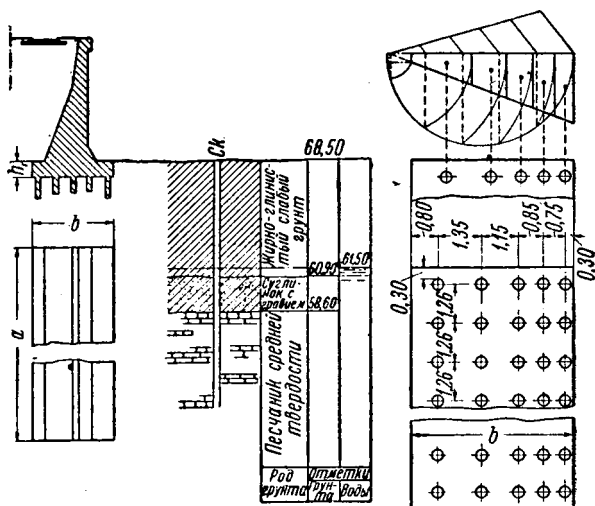
Таким образом, длина шпунтин в соответствии с геологическим профилем будет равна 5 м.

50: ФУНДАМЕНТ НА НАБИВНЫХ БЕТОННЫХ СВАЯХ ШТРАУСА

Требуется запроектировать сваи Штрауса под фундамент подпорной стены.

Данные:

Геологический разрез и схема сооружения (фиг. 129). Характеристика грунтов:



Фиг. 129. Фундамент на бетонных сваях Штрауса

допускаемое давление

для глины $[\sigma] = 1,50 \text{ кг/см}^2$,
 для суглинка с гравием $[\sigma] = 2,5 \text{ кг/см}^2$,
 для песчаника $[\sigma] = 15,0 \text{ кг/см}^2$.

Размеры фундамента подпорной стены в плане

$$b = 5,20 \text{ м}; \quad a = 35 \text{ м}; \quad h_1 = 1,00 \text{ м}.$$

Равнодействующая всех вертикальных сил (включая и вес фундамента) $\Sigma P = 4725 \text{ т}$; эксцентриситет $e = 0,68 \text{ м}$.

Порядок конструирования и расчета:

- I. Определение длины и диаметра сваи и допускаемой нагрузки на 1 сваю.
- II. Определение количества необходимых свай и распределение их в плане.

Решение

I. Размеры свай и допускаемые нагрузки

Имеется возможность опереть сваи на практически достижимой глубине на твердое основание; длину свай определяют по геологическому профилю. Намечая на профиле отметку подошвы

материковой сваи 58,50, определим ее длину, имея в виду толщину подушки $h_1=1$ м, $l=68,50-h_1=67,50$ м.

Диаметром сваи задаются в соответствии с размером фрезера обсадных труб. Берем трубу $d_0=35$ см, для которого диаметр фрезера $d=37$ см. Это и будет расчетный диаметр проектируемых свай Штрауса.

Допускаемая нагрузка на такую сваю из условий устойчивости будет:

$$P = \frac{1}{k} \left[[\sigma] \cdot \frac{\pi d^2}{4} + t \pi d l \right],$$

где:

$[\sigma]$ — допускаемая нагрузка на основание, в данном случае для песчаника 15 кг/см²;

t — единичная сила сопротивления трения грунта по боковой поверхности сваи. По справочным данным § 43 для грунтов рассматриваемого случая $t=1,75$ т/м² поверхности.

Подставляя, получим

$$P = \frac{1}{1,2} \left[\frac{150 \times 3,14 \times 0,37^2}{4} + 1,75 \times 3,14 \times 0,37 \times 67,50 \right] = 33,90 \text{ т.}$$

Проверка на прочность бетона:

условие прочности бетона $\sigma_{\max} < [\sigma]_{\text{бет}}$;

имеем

$$\sigma_{\max} = \frac{P}{\pi d^2} = \frac{33,90 \times 4}{3,14 \times 0,37^2} = 321 \text{ т/м}^2 = 32,1 \text{ кг/см}^2 < 40 \text{ кг/см}^2.$$

Таким образом, найденные размеры сваи удовлетворяют требованиям прочности и устойчивости.

II. Количество свай и их распределение

Количество свай

$$m = \frac{\Sigma P}{P} = \frac{4725}{33,90} = 139,50 \sim 139.$$

Имея в виду рекомендуемое расстояние между осями свай от 2,5 до 4 d , намечаем в поперечном ряду 5 свай. Тогда поперечных рядов должно быть $\frac{139}{5} \cong 28$, т. е. общее количество свай практически должно быть $5 \times 28 = 140$. Проверяем полученные результаты в отношении удобства распределения свай в плане.

а) В продольных рядах. Количество свай в продольном ряду 28; пролетов между крайними сваями 27. Намечая сваи в расстоянии $c_1=0,20$ м от кромки бетонного ростверка, вычислим расстояние между осями свай в продольных рядах:

$$c = \frac{a - d - 2c_1}{27} = \frac{35,00 - 0,37 - 0,40}{27} = 1,265 \text{ м,}$$

практически округляем до 1,26 м, тогда окончательно расстояние от граней крайних свай до кромки ростверка

$$c_1 = \frac{35,00 - 1,26 \times 27 - 0,37}{2} = 0,30 \text{ м.}$$

б) В поперечном направлении сваи распределяются в соответствии с эпюрой неравномерного давления (фиг. 129) из условия, чтобы все сваи были загружены поровну.

РАЗДЕЛ V

ФУНДАМЕНТЫ НА МЕСТНОСТИ, ПОКРЫТОЙ ВОДОЙ

51. ОГРАЖДЕНИЕ КОТЛОВАНА ПЕРЕМЫЧКАМИ

Один из наиболее распространенных способов устройства фундаментов на местности, покрытой водой, это работы в открытых котлованах, огражденных перемычками. Перемычки получили широкое применение у нас и за границей в силу несложности производства работ сравнительно с прочими методами сооружения фундаментов на местности, покрытой водой.

Простейший тип перемычки был рассмотрен в § 23 как способ ограждения котлована от затопления грунтовыми водами. В более широком смысле слова под перемычкой понимается ограждение участка для котлована на местности, покрытой водой, что довольно часто встречается в дорожном деле при постройке опор мостов.

Сфера применения перемычек ограничивается глубиной воды в 4—6 м и реке 6—8 м. Известны случаи устройства перемычек в воде глубиной до 10—12 м, но такие перемычки сложны и дороги и поэтому уступают методам устройства фундаментов, рассмотренным в дальнейшем.

В котловане, огражденном перемычкой, можно строить фундамент как на естественном основании, так и на сваях. Кроме того кладку фундамента в перемычке можно вести с водоотливом (см. § 26) и способом подводного бетонирования (см. § 53), когда при большом напоре воды водоотлив чрезвычайно затруднен.

Перемычки отличаются большим разнообразием в конструкциях. Одни из них применимы при неглубокой воде (до 2—3 м), другие могут быть устроены при глубине до 4—6 м.

Различают следующие типы перемычек (в последовательности возрастающей сложности их осуществления):

- 1) земляные,
- 2) земляные с деревянными козлами,
- 3) земляные с одной деревянной стенкой,
- 4) земляные с двумя деревянными шпунтовыми стенками,
- 5) ряжевые,
- 6) перемычки из металлических шпунтин,
- 7) перемычки из железобетонных шпунтин,
- 8) бетонные перемычки.

Металлические шпунты после возведения фундамента всегда извлекают для многократного их использования.

Бетонные и железобетонные перемычки остаются на месте, в одних случаях входя в состав фундамента, в других случаях оставаясь только ограждающим его элементом.

Все прочие типы перемычек после окончания работ оставляют или разбирают, но не для повторного их использования, а для того, чтобы не стеснять русла реки.

Основные правила проектирования перемычек следующие:

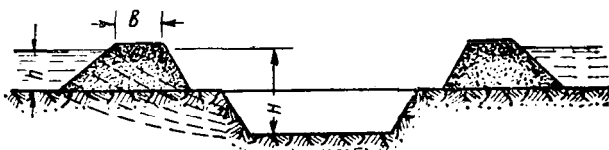
а) тип перемычки нужно выбирать в зависимости: от глубины воды и скорости ее течения, рода дна водоема и величины заглубления фундамента, размеров и значимости сооружения и степени снабжения строительства механизмами;

б) в плане перемычка должна иметь минимальные размеры, чтобы не стеснять живого сечения реки, а в судоходных реках это стеснение не должно превышать 30% живого сечения потока;

в) поперечные размеры перемычек должны быть минимальными, но достаточными для того, чтобы на поверхности их можно было расположить необходимое оборудование, предусмотренное проектом организации работ;

г) верх перемычки должен возвышаться над горизонтом меженей водоема приблизительно на 1 м, и во всяком случае котлован должен быть огражден против затопления во время колебания уровня воды в период строительства;

д) перемычка должна обладать возможно большей водонепроницаемостью;



Фиг. 130. Земляная перемычка

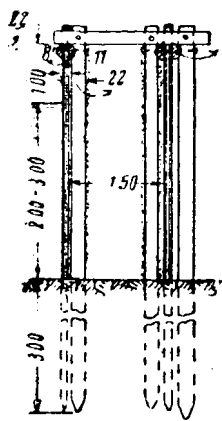
е) при проектировании перемычки должен быть предусмотрен возможный размыв русла реки из-за стеснения живого сечения потока;

ж) прочность и устойчивость перемычки должны быть проверены инженерным расчетом.

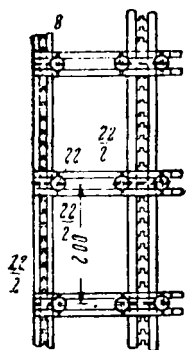
Перемычки, ограждающие котлован береговых опор, могут иметь разомкнутое очертание в плане; при этом боковые участки перемычки врезаются в берег, который служит четвертой стороной. При постройке набережных огражденное перемычкой пространство разделяется на короткие участки промежуточными «шпорами».

1. Земляные перемычки. Это наипростейший тип перемычек (фиг. 130). Земляной вал устраивают для ограждения со всех сторон участка, отведенного под котлован, на местности, покрытой водой глубиной до 2—4 м и при незначительной скорости течения воды (до 0,5 м/сек). Земляной вал может быть непосред-

ственно отсыпан или намыт рефулером или же построен из мешков (рогожных) с грунтом, обсыпанных также грунтом. Ширину перемычки поверху принимают примерно равной глубине воды и не менее 1—1,5 м. Откосам придают пологость от 1 : 2¹/₂ до 1 : 3¹/₂, а при намыве гидромеханизированным способом от 1 : 5 и положе. В виду большого стеснения русла реки земляными перемычками сфера применения их незначительна.



2. Земляные перемычки с деревянными козлами. Этот тип перемычки, состоящей из козел, щитов и земляной отсыпки, значительно менее стесняет живое сечение реки, но применим только в тех случаях, когда дно водоема твердое. В противном случае концы ног козел уходят в слабый грунт, и вся перемычка может расстроиться. Элементы перемычек в виде отдельных звеньев изготовляют на берегу и доставляют на место или на плаву, или при помощи пловучего крана. Для установки на место к деревянным элементам козел и щитов привязывают камни. Щели между секциями перекрывают специальными щитками, после чего производят отсыпку (или намыв) грунта или укладку кулей с грунтом.



Фиг. 131. Земляная перемычка с двумя деревянными стенками

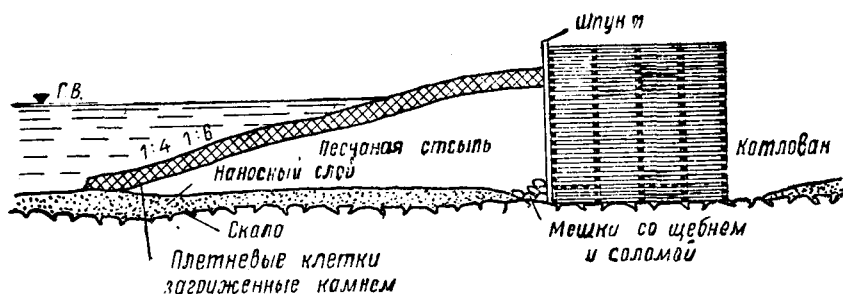
3. Земляная перемычка с двумя шпунтовыми стенками. Этот тип перемычки (фиг. 131) представляет собой более совершенную конструкцию, чем предыдущий. Здесь стеснение живого сечения реки значительно уменьшено, и обе грани перемычки защищены шпунтами. Такие перемычки, собственно, являются уже шпунтовыми с земляной засылкой. Ширину между шпунтовыми стенками практически берут равной 0,5—1,0*h*, но не менее 0,4—0,6*H*, где *h* — глубина воды, а *H* — глубина котлована.

Технические условия НКПС требуют, чтобы в качестве заполнителя между стенками была взята мятая глина как малопроницаемый для воды грунт. Следует, однако, иметь в виду, что глина, набухая, способна распирает стенки перемычки. Песок не обладает этим свойством, но зато сильно водопроницаем. В практике применялись различные грунты для заполнения межшпунтового пространства.

Шпунтовые стенки нужно укреплять горизонтальными поясами—обвязками по контуру котлована и системой поперечных и продольных распорок. Установку рядов креплений производят по мере углубления котлована.

4. Ряжевые перемычки. Ряжевые перемычки (фиг. 132) применяются в тех случаях, когда нельзя забить шпунтины из-за

твердого дна водоема или недостаточной мощности грунтов. Ряжевая перемычка состоит из нагруженных камнем или грунтом ряжей, которые изготавливают из бревен в виде сруба (русские ряжи) или складывают из брусьев (американские ряжи). Ряж составляет опорную конструкцию; для водонепроницаемости требуется еще устройство особой перегородки, называемой экраном. Экран может быть устроен в виде дощатых щитов (со шпунтованными досками), устанавливаемых с напорной стороны ряжа. Шпунты в щитах могут быть деревянные и железные. В отличие от шпунтин, рассмотренных ранее, забиваемых на глубину, достаточную для



Фиг. 132. Ряжевая перемычка

устойчивости, в данном случае шпунтины в ряжевых перемычках не заходят в дно водоема и удерживаются благодаря упору в ряж. Так, например, выглядят перемычки, устроенные на скальном дне водоема; в этом случае требуется обязательная укладка грунта (или, лучше, бетона) с напорной стороны в нижнем конце шпунтового ряда, как показано на фиг. 132, для предотвращения проникания воды из-под шпунтин, не сопряженных с дном водоема. Такая же мера необходима, если шпунтины только слегка заходят в грунт, способный размываться под напором воды.

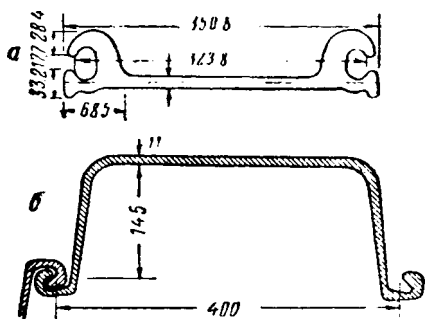
Ширину ряжей принимают равной от 0,8 до 1,2 h , где h —глубина воды. Ряжи русского типа рубят в лапу или в чашку с остатком и собирают в виде отдельных блоков или непрерывной стеной. Продольные стенки в обоих случаях соединяются поперечными связями в виде поперечных стен. На высоте примерно 0,5—0,7 м снизу укладывают с просветами поперечные бревна, образующие пол ряжа, который нагружают камнем или грунтом. Чтобы верхние венцы ряжа не всплывали и ряж, таким образом, не разрывался, венцы по высоте соединяют вертикальными сжимами из бревен. Сжимы ставят в углах и в местах пересечения с поперечными стенками.

Ряжи американского типа складывают из брусьев, без врубок, с просветами, равными толщине брусьев. В местах пересечений брусья скрепляют штырями, захватывающими по высоте 3—4 ряда брусьев. Американские ряжи требуют меньше материала, чем русские, и сборка их менее трудоемка, но для их постройки необходим металл на штыри.

Рубку или сборку ряжей производят на берегу, на отмели, или на подмостях; затем в готовом виде спускают на воду и на плаву отводят к месту опускания.

Ряжевые перемычки могут быть устроены при наличии прочного дна водоема, гарантирующего устойчивость перемычки, и при глубине воды до 6—8 м (хотя были случаи применения и при большей глубине).

5. Перемычки из металлических шпунтин. В последние годы этот тип перемычек находит широкое применение



Фиг. 133. Металлические шпунтины, изготавливаемые в СССР:

а — профиль, прокатываемый на заводе им. Войкова; б — профиль, прокатываемый на заводе им. Дзержинского

вследствие ряда преимуществ. Главнейшие из них следующие: а) возможность забивки на значительную глубину (благодаря большой жесткости шпунтин), что позволяет применять металлические шпунтины при глубине воды до 8 м (были случаи и большей глубины); б) минимальное стеснение живого сечения потока, при надлежащей прочности и устойчивости перемычки; в) хорошая водонепроницаемость; г) возможность полной механизации работ; д) возможность забивки в плотные грунты, не допускающие забивки деревянных

шпунтин, например, в гравий, прослойки мергеля.

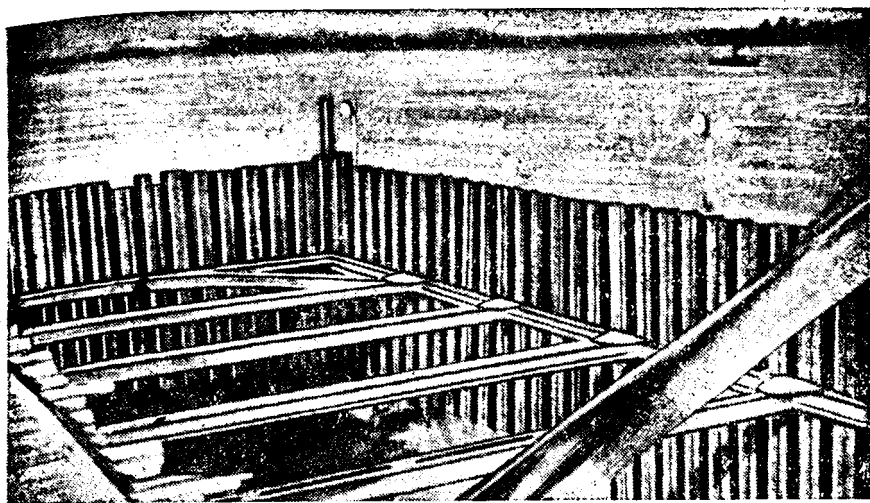
Имеются специальные механизмы, для конопатки швов металлическим шпунтом.

Сечения металлических шпунтин, прокатываемых на заводах СССР, показаны на фиг. 133 («а» — тип Лакована; «б» — тип Ларсена).

Для жесткости стен перемычек, устраиваемых из металлических шпунтин в глубокой воде, применяют распоры и распорные рамы (фиг. 134), которые могут быть как металлические, так и деревянные. В США были случаи устройства перемычек, обсыпанных грунтом, в воде глубиной до 15 м, причем для надлежащей жесткости металлические шпунтины забивали секциями, образующими цилиндры, примыкающие друг к другу. Эти цилиндры заполняли грунтом, и получалась сильная стенка.

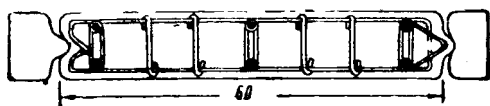
Металлические шпунтины способны удерживать напор воды и без обсыпки грунтом. В практике США имеются такие примеры при глубине воды более 8 м.

6. Перемычки из железобетонных шпунтин. В редких случаях, при полном отсутствии или высокой стоимости в данной местности лесных материалов и металлических шпунтин или когда по окончании работ необходимо оставить оградительную стенку для защиты кладки фундамента могут быть применены железобетонные шпунтины (фиг. 135).



Фиг. 134. Перемычка из металлических шпунтин

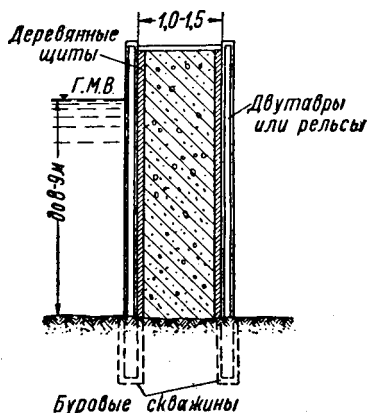
7. Бетонные перемычки. Бетонная перемычка может оказаться целесообразной лишь в том случае, если фундамент



Фиг. 135. Перемычка из железобетонных шпунтин

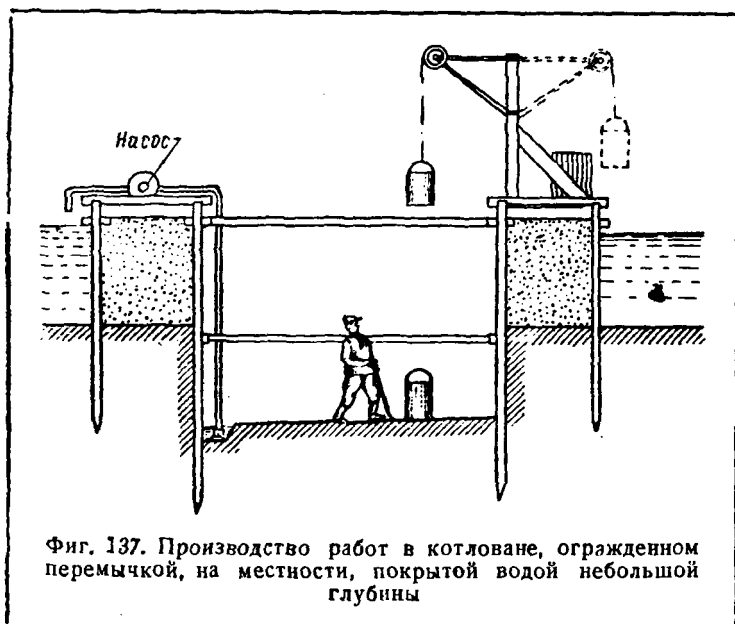
основывается непосредственно на дне водоема без его углубления, что может иметь место при твердом, не размываемом дне водоема.

На фиг. 136 показана схема устройства бетонной перемычки. В дне водоема делают скважины в расстоянии 1,5—2 м друг от друга в два ряда и в эти скважины устанавливают двутавровые металлические балки или старые рельсы и заделывают их бетоном. Между этими балками устанавливают щиты и внутреннее пространство перемычки заполняют бетоном по способу подводного бетонирования (см. § 53). В огражденном таким образом котловане возводят фундамент.



Фиг. 136. Бетонные перемычки

На фиг. 137 изображена схема работ при устройстве котлована, огражденного перемычкой, состоящей из двух рядов шпунтовых стен с земляной засыпкой между ними. Работы производятся с водоотливом.

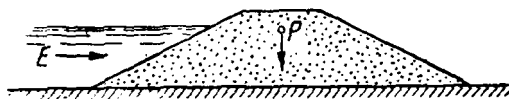


52. РАСЧЕТ ПЕРЕМЫЧЕК

При проектировании перемычек, помимо расчета на фильтрацию и определения водоотливных средств (см. § 26), требуется еще расчет на прочность и устойчивость перемычки.

Перемычка представляет собой подпорную стену, которая в случае работ без водоотлива нагружена только боковым давлением грунта по высоте выемки котлована, а при работе с водоотливом—боковым давлением грунта и воды.

Для предотвращения сдвига и опрокидывания перемычке должны быть приданы необходимые размеры, гарантирующие ее устойчивость с коэффициентом запаса, примерно, 1,20—1,40.



Фиг. 138. Расчет земляной перемычки

Расчет перемычки надлежит производить в соответствии с характером грунта, величиной напора воды, расположением креплений, глубиной котлована и принятым способом постройки фундамента (с водоотливом или без водоотлива).

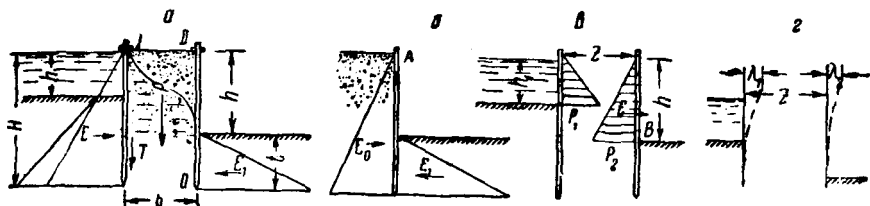
1. Земляная перемычка (фиг. 138). Условие устойчивости на сдвиг определится формулой:

$$\frac{fP}{E} = k,$$

где:
 f — коэффициент трения грунта перемычки по основанию;
 P — вес перемычки;
 E — давление воды;
 k — принятый коэффициент устойчивости (от 1,2 до 1,4).

2. Земляная перемычка с двумя шпунтовыми стенками. При расчете такой перемычки (фиг. 139) следует рассматривать сопротивление перемычки в целом и сопротивление отдельных ее элементов.

Детальный и точный расчет таких перемычек с полным учетом статической и гидравлической работы их представляет значитель-



Фиг. 139. Расчет перемычки с двумя шпунтовыми стенками со стяжкой и без распорок

ные трудности. Поэтому в большинстве случаев размеры таких перемычек назначают на основе данных опыта, а затем принятые размеры подвергают проверочным расчетам с теми или иными упрощающими допущениями (имея в виду сооружение с краткосрочной службой). Перемычка будет более нагружена после откачки воды из котлована, когда возникает одностороннее (с внешней стороны) давление воды. Имея в виду, что грунт в засыпке будет насыщен только в части ниже кривой депрессии (фиг. 139-а), принимают, с достаточным приближением, что давление воды распределяется между обеими стенками поровну. Так же поровну будет распределяться давление земляной засыпки; причем для внешней стенки I давление земли имеет направление, противоположное давлению воды, а для внутренней стенки II оба эти давления имеют одинаковое направление, из чего следует, что внутренняя стенка будет больше нагружена, чем внешняя. Поэтому если стенки имеют одинаковое сечение и по проекту они должны быть забиты на одну и ту же глубину, то расчет перемычки на прочность достаточно произвести для одной внутренней стенки.

После того, как на основании указанных соотношений назначены размеры перемычки, проверочный ее расчет должен быть произведен по следующим схемам, учитывающим как совместную работу двух стенок, так и самостоятельную работу каждой:

а) на устойчивость против опрокидывания всей системы в целом;

б) на устойчивость отдельно стоящей внутренней стенки (закрепленной сверху стяжкой) против выпирания нижней ее части в сторону котлована;

в) на прочность шпунтины при изгибе;

г) на прочность стяжек и прогонов.

Расчет приближенным методом производится следующим образом:

а) устойчивость против опрокидывания вокруг точки O определится отношением суммы моментов удерживающих к моменту опрокидывающему:

$$\frac{P \cdot \frac{b}{2} + E_1 \frac{t}{3} + T b}{E \frac{H}{3}} = k,$$

где:

P — вес земляной засыпки, частично взвешенной в воде;
 E — суммарное давление воды (полное) и грунта с внешней стороны перемычки;

k — коэффициент запаса;

T — сопротивление трения выдергиванию (или погружению) шпунтовой стенки;

$b, \frac{t}{3}, \frac{H}{3}$ — соответствующие моментные плечи;

E_1 — суммарное давление воды (ниже дна котлована) с внутренней стороны и пассивного сопротивления грунта.

б) Условие устойчивости отдельно стоящей внутренней стенки (фиг. 139-б) выразится отношением момента (относительно точки A — места закрепления стяжки) пассивного сопротивления грунта выпиранию к моменту, выпирающему нижнюю часть стенки в котлован:

$$k = \frac{E_1 \left(H - \frac{t}{3} \right)}{E_b \frac{2}{3} H},$$

где E_b — сила выпирания, равная сумме давления земляной засыпки и половины внешнего давления воды.

в) Условие прочности шпунтины при изгибе определится из фиг. 139-в. При изгибе внутренняя стенка как более нагруженная тянет наружную, и в стяжке появляется растягивающее усилие Z . Обе стенки отклоняются на одинаковую величину, т. е. $\lambda_1 = \lambda_2$ (фиг. 138-г), причем из строительной механики известно, что

$$\lambda_1 = \frac{1}{E_m t} \left(\frac{Z h_1^3}{3} + \frac{p_1 h_1^4}{30} \right),$$
$$\lambda_2 = \frac{1}{E_m t} \left(-\frac{Z h^3}{3} + \frac{p_2 h^4}{30} \right);$$

приравнявая эти два уравнения, найдем, что

$$Z = \frac{p_2 h^4 - p_1 h_1^4}{10 (h_1^3 + h^3)},$$

где:

p_1 — напряжение, выраженное основанием эпюры суммарного давления, приходящегося на внешнюю стенку от двух давлений с разными знаками (половина внешнего давления воды и давление земляной засыпки),

p_2 — аналогичное напряжение для внутренней стенки (но в данном случае оба вида давления направлены в одну сторону).

Изгибающий момент в месте заделки внутренней стенки (точка В):

$$M = \frac{p_2 h^2}{6} - Zh.$$

Расчет производится на 1 пог. м шпунтовой стенки в плане. Найдя изгибающий момент, можно проверить достаточность принятого сечения шпунтин, пользуясь общеизвестной зависимостью

$$\sigma = \frac{M}{W},$$

где:

σ — напряжение в шпунтине при изгибе;

W — момент сопротивления 1 пог. м шпунтовой стенки в плане.

г) Расчет стяжки и прогонов производится в соответствии со схемой, изображенной на фиг. 140. Стяжки рассчитываются на растяжение. Так как стяжки ставятся через определенные расстояния, примерно равные 2–3 м, то на стяжку будет действовать усилие

$$Z_c = lZ,$$

где Z — усилие, приходящееся на 1 пог. м шпунтовой стенки (значение для Z было дано выше).

В пролетах между стяжками шпунтины упираются в горизонтальные прогоны (фиг. 140). Последние рассчитываются, как балки, несущие погонную нагрузку.

3. Ряжевая перемычка (фиг. 141). Устойчивость ряжевой перемычки определяют двумя поверками: а) на сдвиг и б) на определение положения равнодействующей, которая не должна выходить из средней трети основания.

а) Коэффициент устойчивости на сдвиг

$$k = \frac{Pf}{E}.$$

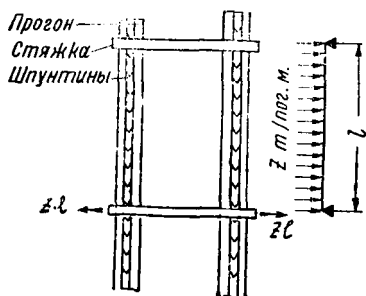
б) Второе условие будет соблюдено, если

$$e < \frac{b}{6},$$

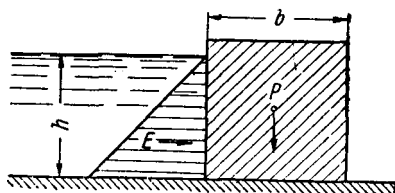
где e — эксцентриситет, значение которого может быть определено из формулы:

$$e = \frac{M}{P} = \frac{E \frac{h}{3}}{P},$$

где M — момент относительно середины подошвы ряжа.



Фиг. 140. Расчет стяжки



Фиг. 141. Расчет ряжевой перемычки

Точный расчет потребовал бы учета еще гидродинамического давления воды, возникающего в связи с фильтрационным потоком через ряж.

53. ПОДВОДНОЕ БЕТОНИРОВАНИЕ

Постройку фундаментов на местности, покрытой водой, производят как с водоотливом, так и без водоотлива, когда при значительном напоре воды водоотлив затруднителен.

В последнем случае грунт из котлована, заполненного водой, извлекают грейфером или другими механизмами, а кладку фундамента осуществляют методом подводного бетонирования. Бетон укладывают непосредственно в воду, где он схватывается и твердеет. Как бы тщательно ни укладывать бетон, всегда некоторое количество цемента будет отделяться. Чтобы свести к минимуму это отрицательное явление, применяют особый метод опускания бетона в воду.

Особенно должны быть строги требования к бетонированию фундаментов опор мостов. Для них требуется производить бетонирование только через неподвижную трубу по методу «Котрактор» (фиг. 142).

Работы этим методом нужно вести с соблюдением следующих правил:

- а) подводную бетонировку можно производить только в огражденном пространстве, защищенном от действия текущей воды;
- б) бетон нужно применять пластичный или литой;

в) расход цемента на 1 м³ подводного бетона должен быть увеличен на 20% против нормы для данной марки бетона;

г) бетонолитная труба должна быть всегда погружена своим нижним концом в массу укладываемого бетона и перемещаться исключительно в вертикальном направлении; уровень укладываемого бетона поднимается путем поступления массы снизу, из отверстия бетонолитной трубы, примерный диаметр которого 30 см; по мере повышения уровня отливаемого бетона, труба поднимается; труба на всю высоту должна быть заполнена бетоном; перемещение трубы в горизонтальном направлении не допускается;

д) нижнее отверстие трубы должно быть расположено не меньше чем на 1 м ниже верхней поверхности укладываемого бетона;

е) радиус действия одной трубы должен быть не более 3—3,5 м, в соответствии с чем должно быть назначено необходимое количество труб;

ж) откачка воды из котлована может происходить лишь после того, как бетон получит прочность не ниже 50% прочности, соответствующей 28-дневной выстойке;

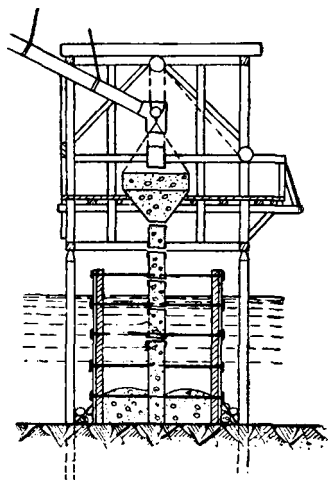
з) толщина подводного бетона, укладываемого до откачки, зависит от глубины котлована (гидростатического давления) и не должна быть менее 1,5 м.

Для менее ответственных сооружений допустимы не такие строгие требования, в частности, можно, не прибегая к специальной установке «Котрактор», производить погружение бетона в воду при помощи ящиков емкостью 0,3—0,4 м³ с откидным дном.

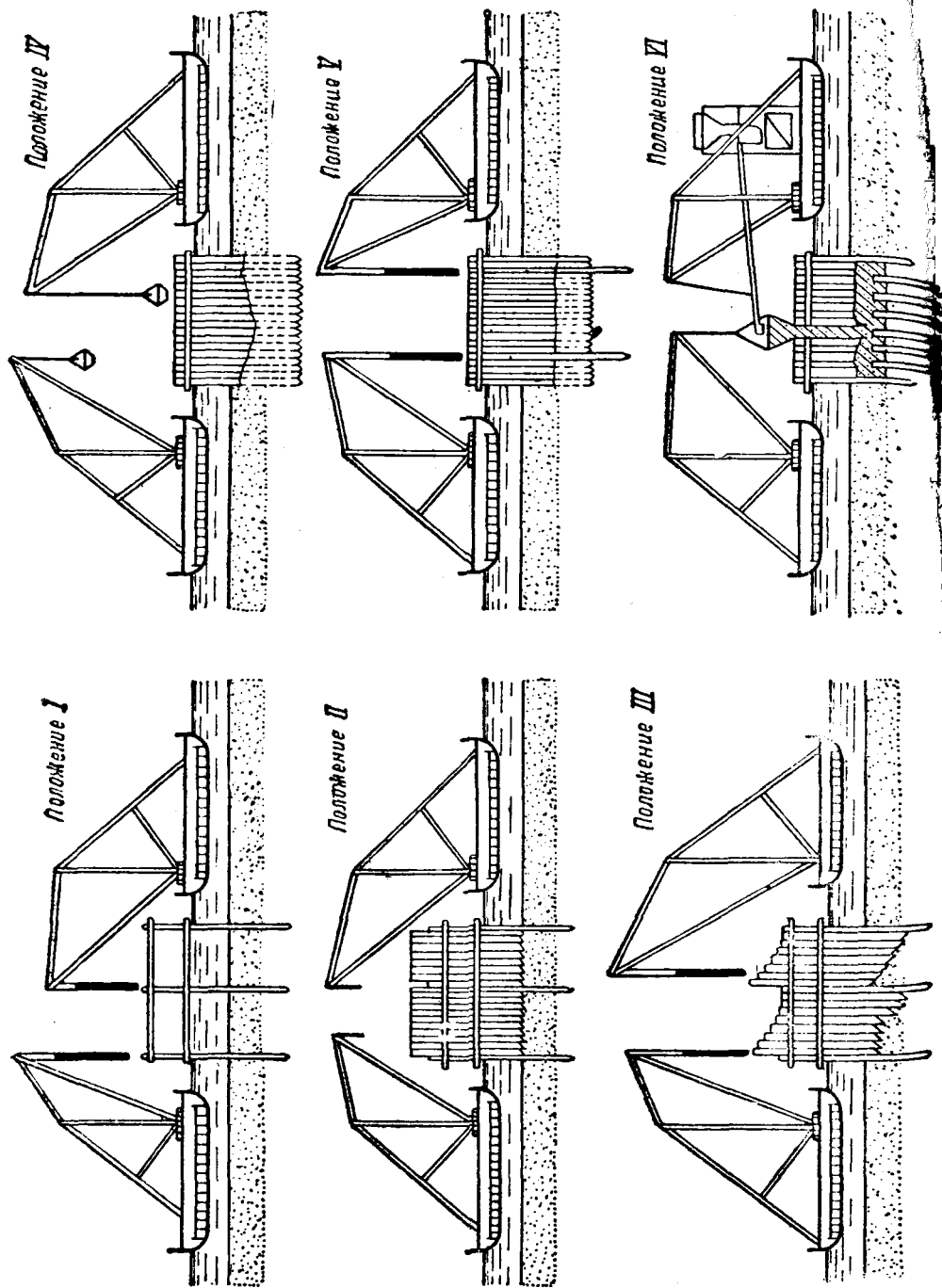
На местности, покрытой водой, часто прибегают к водолажным работам. Водолазы снабжаются специальным костюмом с металлическим шлемом, называемым скафандром, в который посредством насоса через шланг нагнетается воздух. Регулируя объем воздуха в скафандре, водолаз сам может погружаться в воду или всплывать.

Водолаза обслуживает команда из трех человек: двое — у воздушного насоса и третий — у лебедки (у места спуска водолаза).

На фиг. 143 показан пример устройства фундамента без водоотлива с подводной бетонировкой в котловане, огражденном шпунтовой стеной. Полная механизация работ в данном случае достигается применением деррик-кранов, грейферов и свайных молотов. Подводное бетонирование производится методом «Котрактор».



Фиг. 142. Подводное бетонирование литым бетоном через неподвижную трубу



Фиг. 143. Последовательность работ при устройстве фундамента в шпунтовом ограждении при помощи деррик-кранов на местности, покрытой водой

На фиг. 143:

Положение I. Установка двух рядов (нижнего и верхнего) направляющих; все маячные сваи забиты на глубину примерно $\frac{1}{2}$ — $\frac{2}{3}$ их длины.

Положение II. Шпунты установлены до уровня верхних направляющих.

Положение III. Первый ряд направляющих переставлен вниз, забивка шпунтин постепенно продолжается.

Положение IV. Шпунтины все забиты до проектной отметки; деррик начинают выемку грунта из котлована с помощью грейфера, без водоотлива.

Положение V. Грунт вынут из котлована до проектной отметки, деррики приступают к забивке первых свай для фундамента с помощью свайных молотов.

Положение VI. Подводное бетонирование литым бетоном.

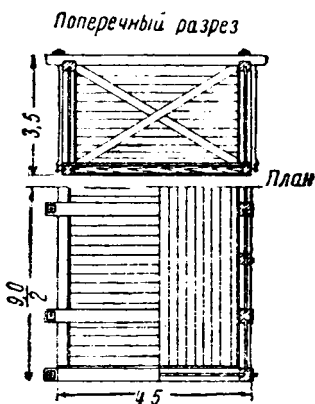
54. ПОНТОНЫ

В ряде случаев оказывается целесообразным не прибегать к устройству перемычек на местности, покрытой водой глубиной 4—5 м, а применять иные методы и конструкции, в частности — понтоны. Понтоны, или понтонные ящики (часто называемые опускными ящиками), представляют собой ящики с водонепроницаемыми стенками и дном. Опущенный на воду понтон плавает, и внутри его, в сухом пространстве, можно производить кладку будущего фундамента; по мере возведения кладки понтон погружается в воду и может быть посажен на подготовленное для него основание. Основание должно быть достаточно прочным, ибо заглубление понтона в грунт невозможно. Фундаменты на понтонах применяются в тех случаях, когда дно водоема скальное или иной плотной неразмываемой породы значительной мощности, безопасно допускающей нагрузку от сооружения без заглубления фундамента. Понтонами пользуются при глубине воды 4—8 м и реже при большей глубине.

Понтоны изготовляются деревянные и железобетонные. В деревянных понтонах (фиг. 144) боковые стенки иногда устраивают съемными, так что после опускания одного понтона стенки его могут быть извлечены и использованы для сборки других понтонов. Для этого устраиваются разъемные крюки в вертикальных стяжках.

Главная составная часть понтона — его днище, которое выдерживает вес каменной кладки в процессе опускания понтона на дно водоема. Поэтому, кроме водонепроницаемости, днище понтона должно обладать достаточной прочностью и жесткостью.

Днище устраивают из одного ряда или из двух перекрестных рядов брусьев. По краям днище снабжается брусчатой обвязкой, к которой прикрепляются стенки понтона, называемые бортами. Стенки состоят из брусчатой обвязки, в пазы которой закладываются горизонтальные доски, соединенные шпунтами и тщательно проконопаченные. Борты понтона соединяются с днищем желез-

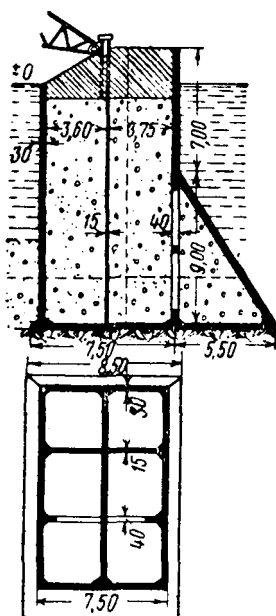


Фиг. 144. Деревянный понтон

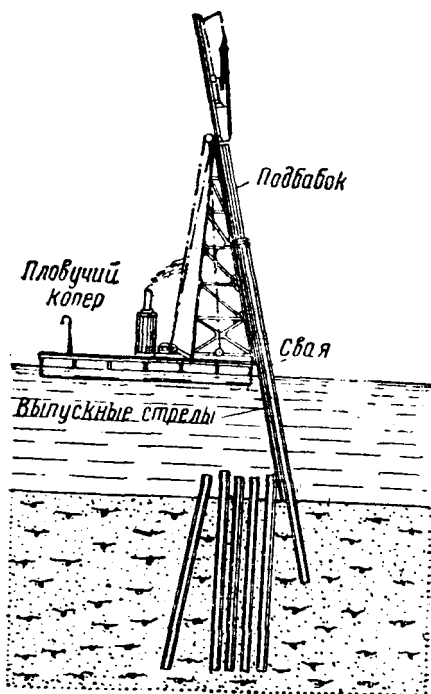
ными крючьями и стяжками, устроенными так, что борты можно снять, не прибегая к подводным работам.

Железобетонные понтоны (фиг. 145) небольших размеров имеют плоские днища; в больших понтонах днища устраивают ребристые.

Неровности каменного дна водоема при установке на нем понтона выравнивают каменной наброской или подводным бетониро-



Фиг. 145. Железобетонный понтон



Фиг. 146. Устройство свайного основания для понтона

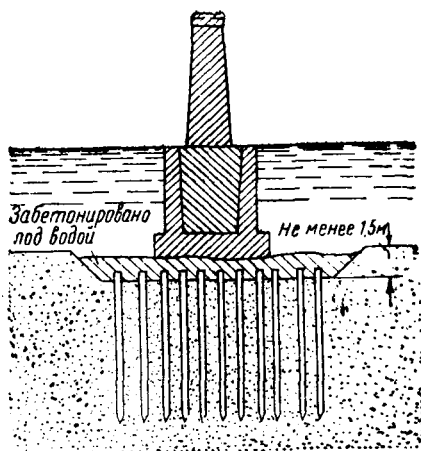
ванием. При наличии на твердом дне водоема слоя наноса небольшой мощности его нужно предварительно удалить способом подводных земляных работ.

Если дно водоема состоит из слабого грунта значительной мощности, то понтон может быть опущен на свайное основание (фиг. 146). В этом случае свайное основание покрывают слоем каменной наброски или подводного бетона (фиг. 147).

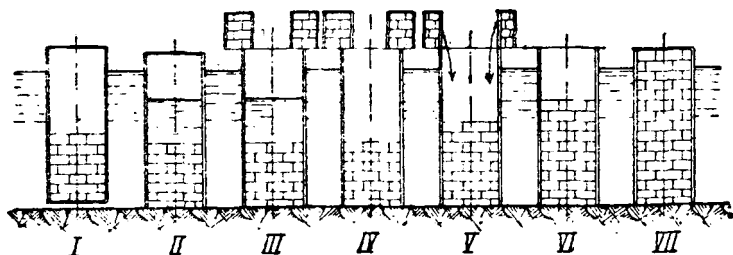
Порядок устройства и опускания понтона следующей. Предварительно на берегу изготовляют понтон и подвергают его испытанию на водонепроницаемость. Потом его подводят на буксире к месту опускания и прочно расчаливают якорями или иным способом. После этого производят кладку концентрическими рядами, сообразуя при этом вес кладки с пловучестью понтона до посад-

ки ящика на дно (фиг. 148). Когда понтон почти коснется дна, кладку прекращают, а самый понтон или заливают водой, или засыпают песком до тех пор, пока он не сядет на дно. После этого проверяют правильность положения понтона по проекту. Если понтон окажется сдвинутым от своего проектного положения, то воду или песок удаляют, отчего понтон вновь несколько всплывет, и создается возможность поставить его на место, предусмотренное проектом.

Конструкция понтона должна отвечать требованиям не только прочности его, но и пловучести и «стойчивости». Под стойчивостью понимают способность понтона держаться

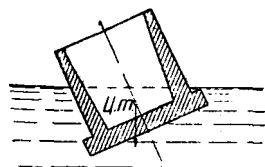


Фиг. 147. Понтон на свайном основании



Фиг. 148. Последовательность работ при посадке понтона на дно водоема

на плаву, не опрокидываясь. Стойчивость понтона достигается понижением центра тяжести (ц. т.) понтона (фиг. 149) и соответствующим наружным очертанием подводной части понтона.



Фиг. 149. Расчет устойчивости понтона

Расчет понтона на устойчивость производится методами теории расчета «стойчивости» судов. Схема такого расчета приведена в § 73 при расчете устойчивости наплавленного кессона.

Расчет понтона на прочность меняется в зависимости от того, будет ли понтон использован только во время устройства фундамента (после чего борты будут удалены) или он войдет в состав фундамента (железобетонный понтон). В первом случае днище и стены рассчитывают на давление воды, которое будет уменьшаться весом кладки, возводимой внутри понтона.

Во втором случае, помимо расчета, соответствующего процессу опускания, производят расчет прочности на те усилия, которые будут действовать после окончания постройки.

55. БЕЗДОННЫЕ ЯЩИКИ

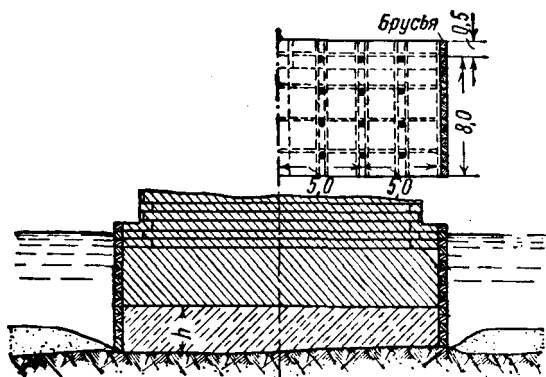
Для устройства фундаментов на местности, покрытой водой глубиною 4—8 м, могут быть применены также бездонные ящики, которые отличаются от понтонов тем, что не имеют днища и состоят из одних только боковых (также водонепроницаемых) стенок. Сфера их применения, так же как и для понтонов, определяется условием залегания твердой породы на дне водоема, допускающей нагрузку от сооружения без заглубления фундаментов. Наносы небольшой мощности, покрывающие несущую породу, могут быть удалены землечерпалками.

Преимущество бездонного ящика перед понтоном заключается в том, что ящик не требует планировки всей площади под будущим фундаментом, а достаточно лишь сравнять то место, где будет опираться нижняя кромка ящика.

Ящики устраивают обычно деревянные (фиг. 150). Реже применяют деревобетон или железобетон. Ящики строят на берегу и затем, посредством пловучего крана или наплаву, устанавливают на место. Дополнительной загрузкой бездонные ящики опускают на дно водоема. После этого подводной бетонировкой устраивают бетонную подушку толщиной h не менее 1,5 м. Когда слой бетона достаточно отвердеет, откачивают воду из ящика и дальнейшую кладку фундамента производят в сухом пространстве.

Бездонный ящик рассчитывают на прочность с учетом полного давления воды.

Недостаток рассмотренного типа фундамента заключается в наличии подводного бетона, обладающего пористым строением и ослабленной прочностью. Подводный бетон примерно процентов на двадцать слабее трамбованной бетонной кладки, возведенной в сухом пространстве.



Фиг. 150. Фундамент, построенный в бездонном ящике

ОПУСКНЫЕ КОЛОДЦЫ И КЕССОНЫ

ГЛАВА I

ОПУСКНЫЕ КОЛОДЦЫ

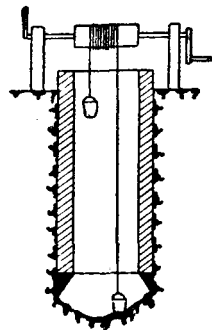
56. СУЩНОСТЬ МЕТОДА ОПУСКАНИЯ КОЛОДЦЕВ ДЛЯ ФУНДАМЕНТОВ

При залегании прочных грунтов очень глубоко под мощным слоем слабых грунтов и воды, для сооружений, несущих значительные нагрузки, ранее рассмотренные типы фундаментов могут оказаться непригодными. Искусственное основание из свай также может оказаться неприемлемым в силу того, что большая нагрузка сооружения потребует такого количества свай, что их не удастся разместить под заданным сооружением.

В таких случаях прибегают к довольно сложным, глубоким фундаментам. К типу таких фундаментов принадлежит опускной колодец, сущность которого заключается в следующем. Предварительно устроенный колодец из бетона или железобетона (реже из дерева или деревобетона) используют как крепление стен котлована, который роют одновременно с опусканием колодца, как это практикуется при устройстве обыкновенного колодца. Под защитой колодца подрывают грунт на дне котлована, колодец же под влиянием собственного веса опускается вниз (фиг. 151); в то же время сверху, по мере погружения, производят наращивание колодца. Так продолжается до тех пор, пока колодец не дойдет до проектной глубины, обусловленной наличием на этой отметке прочного грунта. Тогда дальнейшее погружение колодца прекращают, а пустое пространство внутри колодца заполняют кладкой (фиг. 152). Опускной колодец, рассматриваемый как внешняя оболочка, по окончании работ входит в состав фундамента, если колодец не был изготовлен из дерева. В последнем же случае оболочка рассматривается лишь как приспособление, используемое только на время устройства фундамента.

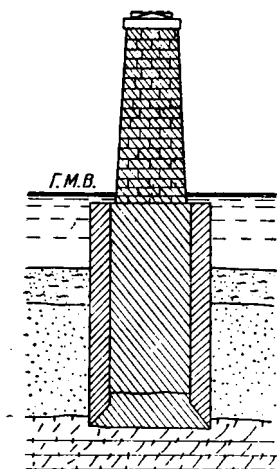
В практике известны случаи, когда пустое пространство внутри колодца заполнялось кладкой лишь внизу в виде бетонной подушки и вверху в виде железобетонной плиты, над которой возводилось надземное сооружение (фиг. 153).

Опускные колодцы применяют при необходимости заложения фундамента на глубину более 8 м, когда менее сложные фундаменты почему-либо оказываются непригодными. В дорожном деле опускные колодцы находят широкое применение в фундаментах под опоры мостов.

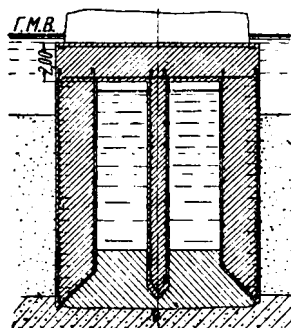


Фиг. 151. Схема постройки опускного колодца

К преимуществам опускного колодца относится возможность преодоления любых практически достижимых глубин. В практике США известны случаи устройства фундаментов глубиной до 72 м, достигнутой при помощи опускного колодца.



Фиг. 152. Опускной колодец под опорой моста в законченном виде



Фиг. 153. Фундамент в виде пустотелого колодца

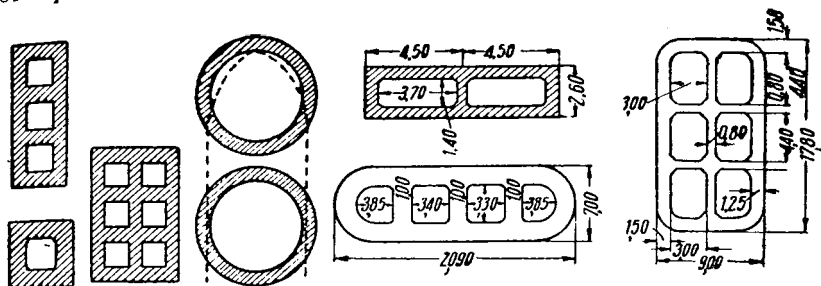
К недостаткам опускных колодцев относится трудность, а иногда и невозможность опускания колодца при наличии в грунте крупных валунов, каменистых прослоек, остатков старых строений и т. п. В таких случаях приходится отказываться от применения опускного колодца и искать иных решений.

57. КОНСТРУКЦИИ ОПУСКНЫХ КОЛОДЦЕВ

Очертание опускного колодца в плане определяется размерами и формой надземной (или надводной) части сооружения. При этом рекомендуется форму колодца назначать симметричной, что способствует более правильному его опусканию в грунт. Для мостовых опор очертания колодцев в плане изображены на фиг. 154. Материалом для таких колодцев служит бетон, железобетон и реже деревобетон.

Вертикальный разрез и профиль колодца определяются размерами сооружения, родом грунта и местными условиями опускания колодца. На фиг. 155 изображены возможные профили колодцев. В плотных грунтах, препятствующих опусканию от возникающего значительного сопротивления трения по боковой поверхности, колодцы устраивают уступчатой формы (фиг. 155, б и в). Зазор, получающийся от уступа, заваливается разрушенным грунтом, менее сопротивляющимся проходке колодца. Вообще же при устройстве колодцев под опоры мостов стремятся придавать наружным стенкам вертикальное очертание без уступов; при такой форме наблюдаются наименьшие по величине крены, сдвиг относительно про-

ектного положения и т. п. Эта форма создает наибольшую простоту наращивания кладки при опускании колодца и возможность многократного использования одной и той же сборно-разборной



Фиг. 154. Очертания опускаемых колодцев в плане

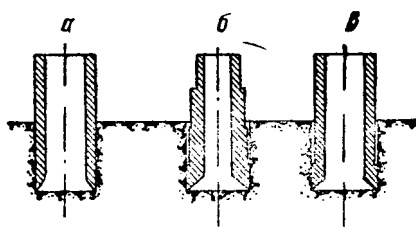
опалубки. Недостаток вертикальной поверхности наружных стен (без уступов) заключается в большом сопротивлении опусканию вследствие значительного трения грунта о стенки колодца. Силы трения, если таковые ожидаются в значительных размерах, могут быть преодолены утяжелением колодца, а также применением подмыва при помощи специальных подмывных трубок, закладываемых в теле колодца.

В опускаемом колодце различают следующие конструктивные элементы (фиг. 156):

1. Боковые стенки.
2. Нож, назначение которого — способствовать прониканию стенок колодца в грунт.
3. Внутренние стенки, продольные и поперечные, для надлежащей жесткости колодца.
4. Подмывные трубки, закладываемые в стенках колодцев глубокого заложения, для нагнетания воды в процессе опускания, если ожидается значительное сопротивление трения грунта о стенки колодца.
5. Шахты, или ячейки, которые ограничены вертикальными стенками колодца. Через шахты (или ячейки) производится выдача грунта при опускании колодца и погружении материала при его заполнении. Для перехода из одной шахты в другую устраивают окна внизу, во внутренних стенках колодца, размерами примерно $1,0 \times 1,0$ м.

6. Пазы в стенах колодца для связи кладки стен с бетонным заполнением нижней части колодца. Эти же пазы используются при устройстве перекрытия (потолка кессона), если возникнет в нем необходимость (переустройство колодца в кессон).

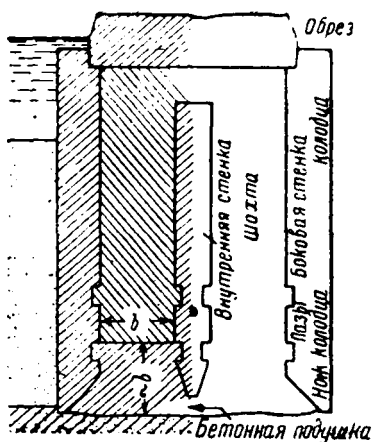
Бетонную подушку в опускаемых колодцах устраивают только при работах без водоотлива путем подводной бетонировки после



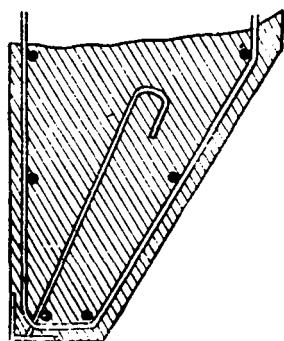
Фиг. 155. Поперечное очертание опускаемых колодцев

окончания опускания колодца. После того как подушка в достаточной мере затвердеет, откачивают воду из шахты и заполняют их нормальной кладкой (если не предполагается оставить их пустыми).

Железобетонную плиту (перекрывающую шахты) в колодцах под легкими опорами можно не устраивать.



Фиг. 156. Бетонный колодец



Фиг. 157. Нож бетонного колодца

Обрезы предпочтительнее устраивать несколько ниже горизонта межени, чтобы скрыть их под водой, что вызывается эстетическими соображениями.

Основные типы конструкций опускных колодцев следующие:

- а) массивные бетонные,
- б) массивные железобетонные,
- в) пустотелые, так называемые наплавные, изготовляемые преимущественно из железобетона.

Реже встречаются деревобетонные, деревянные и металлические колодцы.

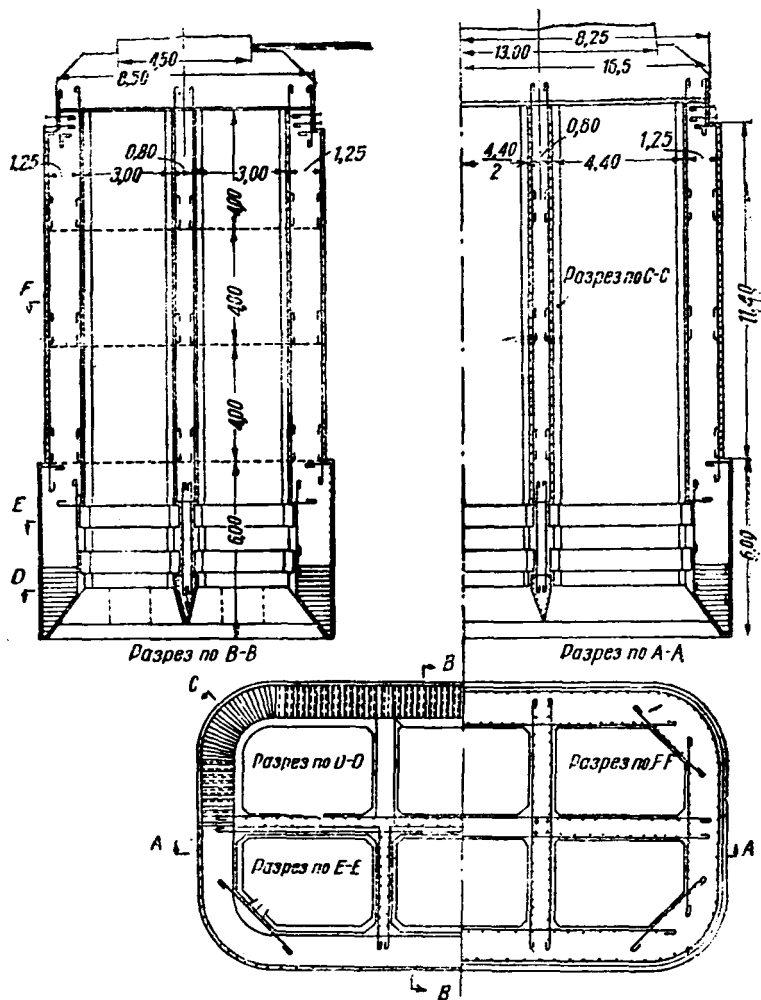
а) Массивные бетонные колодцы. Фундамент с бетонным опускным колодцем под опору моста был показан на фиг. 156. Нож колодца (фиг. 157) для усиления снабжают арматурой. Если глубина опускания значительная, то стенки колодца могут деформироваться также и в продольном направлении. В этом случае может возникнуть необходимость (подтверждаемая расчетом) в установке вертикальных тяжей.

Толщина стен бетонных колодцев колеблется обычно от 0,5 до 1,5 м (расчет толщины стен колодца приведен в § 60).

Сечение шахт колодца определяется намеченным способом производства работ и бывает от 1,5 до 4—5 м, а иногда и более.

б) Массивные железобетонные колодцы. На фиг. 158 изображен железобетонный колодец, в стенках которого имеется горизонтальная и вертикальная арматура. Горизонтальную

арматуру назначают в зависимости от величины бокового давления, меняющегося, в свою очередь от способа выемки грунта из колодца (подробное указание в § 60). Вертикальная арматура вос-



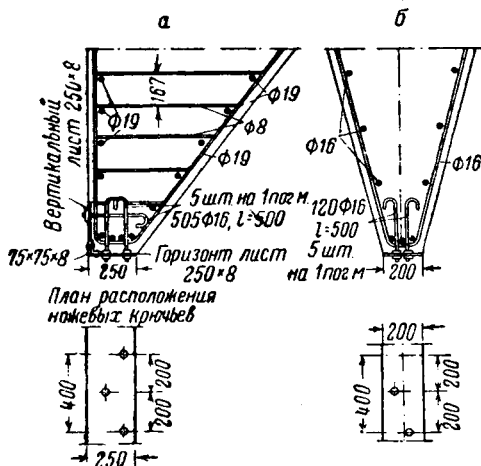
Фиг. 158. Железобетонный колодец

принимает растягивающие усилия аналогично вертикальным ттяжам в бетонных колодцах. Конструкция ножа изображена на фиг. 159.

в) Наплавные колодцы. Плавающие колоды, применяемые в глубокой воде, встречаются двух типов: 1) колодцы с временным днищем (фиг. 160-а) и 2) колодцы с пустотелыми стенками (фиг. 160-б).

Колодец с временным днищем опускают на дно, загружая его балластом, преимущественно водой, с одновременным наращиванием стенок. Когда колодец достигнет дна водоема и углубится

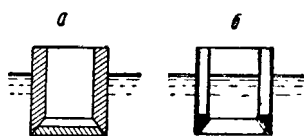
в него, временное днище пробивают или взрывают, чем и достигается окончательная посадка колодца на дно водоема. Дальнейшее погружение колодца происходит с выемкой грунта из шахт.



Фиг. 159. Ножи железобетонного колодца:

a — нож наружной стенки колодца, *б* — нож внутренней стенки колодца

Колодцы с пустотелыми стенками опускают также посредством загрузки балластом (водой), но в этом случае загружают только камеры в пустотелых стенках; одновременно производят наращивание стенок. Камеры заполняют вначале водой, а не кладкой,



Фиг. 160. Наплавные колодцы

чтобы в случае неправильной посадки можно было произвести повторный подъем и опускание. После того как колодец посажен на проектное место, на колодце устанавливают балласт, компенсирующий вес откачиваемой воды из камер колодца, и затем камеры заполняют кладкой.

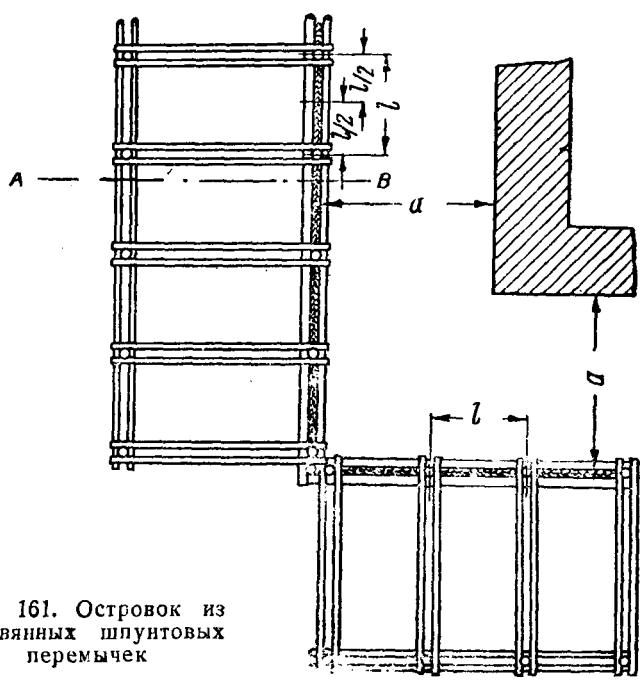
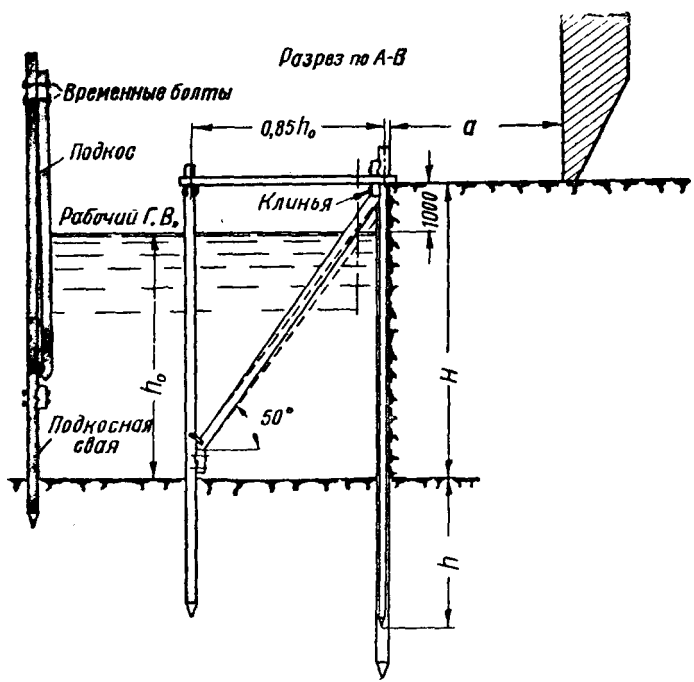
Плавающие колодцы, посаженные на дно водоема и превращенные в массивные колодцы, почти ничем не отличаются от обыкновенных железобетонных колодцев, рассмотренных выше.

58. УСТРОЙСТВО КОЛОДЦЕВ И СПОСОБЫ ИХ ОПУСКАНИЯ

Различают несколько способов устройства и опускания колодцев; выбор способа определяется типом колодца и местными гидрогеологическими условиями.

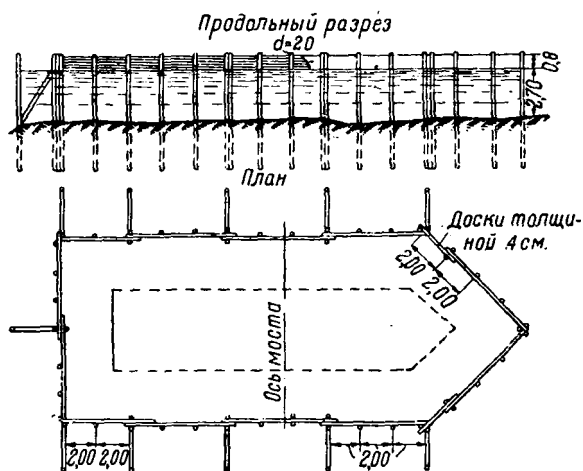
1. Опускание колодца на местности, не покрытой водой. В этом случае на месте погружения опускаемого колодца планируют площадку, на которой устраивают колодец, а затем и опускают его. Иногда для облегчения опускания предварительно роют открытый котлован до горизонта грунтовых вод без колодца, а устройство его ведут в котловане; таким образом величина предстоящего погружения колодца уменьшается на глубину вырытого котлована.

2. Опускание колодца на местности, покрытой водой глубиной до 7 м. В этом случае предварительно устраивают искусственный островок на месте предполагаемого опускания колодца, и последний устраивают на островке.

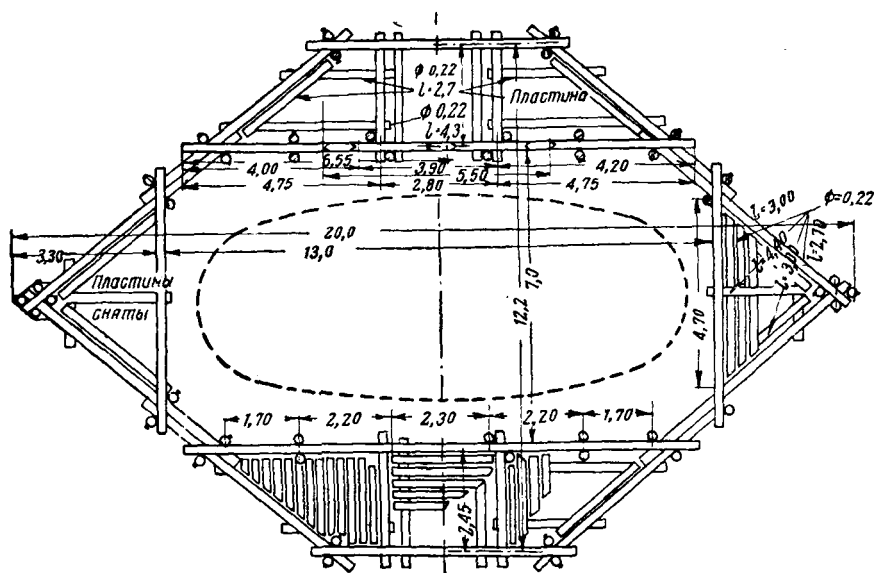


Фиг. 161. Островок из
деревянных шпунтовых
перемычек

Искусственный островок устраивают одним из способов, достаточно надежных против подмыва и сползания. При малой глубине воды (до 2,0 м) и при незначительной скорости течения (до 0,5 м/сек) островки могут быть отсыпаны без ограждения.



Фиг. 162. Ограждение из дощатых щитов



Фиг. 163. Островок, огражденный ряжами

В остальных случаях применяют ограждения из шпунтовой перемычки (фиг. 161) или дощатых щитов (фиг. 162), если грунт дна водоема позволяет забивку шпунтин и свай, или, в противном случае, из ряжей (фиг. 163).

В табл. 25 даны основные размеры островка с шпунтовым ограждением при глубине воды от 2 до 7 м при заполнении островка чистым песком. Шпунтовые ограждения (или щитовые стенки) островка рассчитывают на прочность и устойчивость. Раз-

Таблица 25

| Глубина воды, м | h_1 , м | h_2 , м | H , м | a , м | b , см |
|-----------------|-----------|-----------|---------|---------|----------|
| 2 | 2,5 | 2,2 | 4,7 | 1,6 | 6 |
| 4 | 4,5 | 3,9 | 8,4 | 2,9 | 14 |
| 5 | 5,5 | 4,8 | 10,4 | 3,5 | 18 |
| 6 | 6,5 | 5,7 | 12,2 | 4,2 | 23 |
| 7 | 7,5 | 6,5 | 14,0 | 4,8 | 28 |

меры островка назначают таким образом, чтобы расстояние от ножа колодца до шпунта было не меньше 2 м. При островках, отсыпанных с естественным углом откоса грунта, указанное расстояние назначают в 3,5 м со всех сторон колодца. Верх островка проектируют на 0,75—1,00 м выше наивысшего возможного горизонта воды в реке (во время работ). Рекомендуется устраивать островки из малосжимающихся грунтов, как, например, песок, избегая глины и растительного грунта. Во всех случаях, когда это представляется возможным, островок следует устраивать намывным способом. Площадь соприкосновения всех поверхностей сборочного настила с грунтом должна быть рассчитана так, чтобы давление на насыпной грунт не превосходило 1 кг/см².

При глубине более 6 м приходится прибегать к длинным металлическим шпунтинам (фиг. 164). Шпунт типа Лакована, изготовляемый в СССР (см. фиг. 133) с замком, допускающим поворот одной шпунтины относительно другой, может работать на растяжение; это свойство шпунта позволяет применять его с удобством для ограждения островка круглого сечения без дополнительных внутренних креплений. Сопротивление на разрыв замка шпунта типа Лакована равно 200 т. Это дает возможность определить наибольшую высоту островка следующим образом. При коэффициенте запаса 2 допускаемое усилие на растяжение замка будет равным 100. Действующее разрывающее усилие P в ограждении

$$P = \frac{De}{2} \leq 100 \text{ т,}$$

где:

D — диаметр островка,

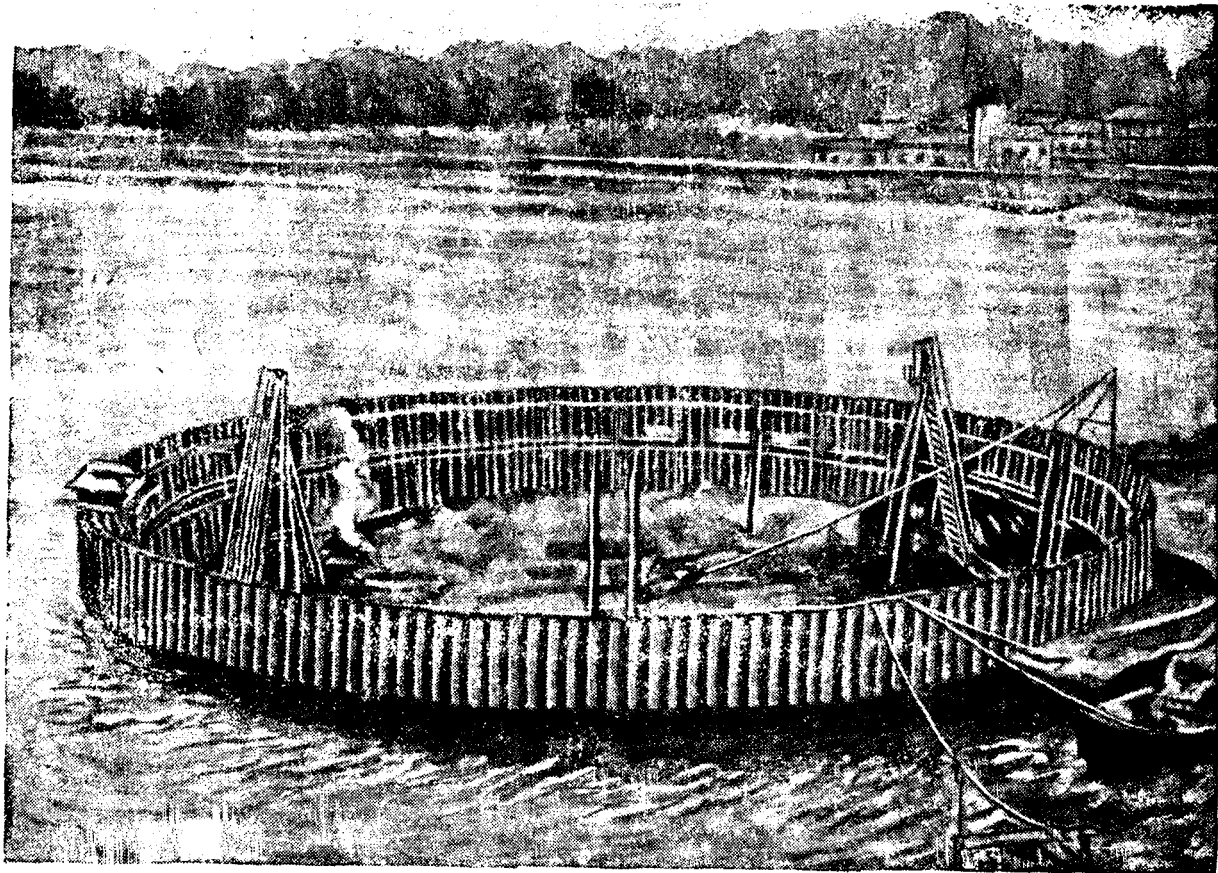
e — интенсивность горизонтального давления земли;

отсюда

$$e = \frac{200}{D}. \quad (1)$$

Так как значение e определяется высотой засыпки, т. е. высотой островка, то эта высота может быть найдена после подстановки в формулу (1) вместо e его значения, известного из теории давления земли

$$e = h \Delta \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right);$$



Фиг. 164.
Островок,
огражденный
металли-
ческими
шпунтинами

имея в виду, что $e = \frac{200}{D}$ получим

$$h = \frac{200}{\Delta \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) D}.$$

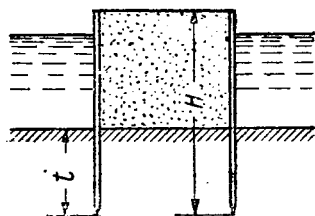
Глубина забивки металлического шпунта может быть определена из условия невыпирания грунта по формуле Паукера или Герсеванова (см. § 3). Глубина t (фиг. 165) должна быть не менее

$$h_n = \frac{\sigma}{\Delta} \operatorname{tg}^4 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = H \operatorname{tg}^4 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right).$$

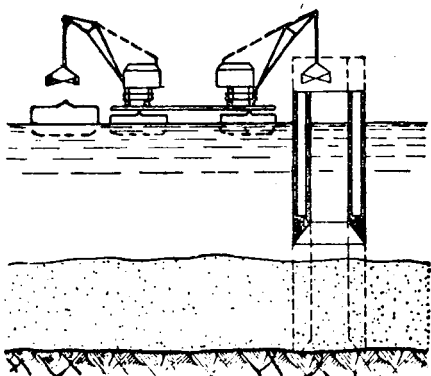
Реже вместо островка прибегают к устройству подмостей на сваях (при глубине воды не более 4—5 м), на которых изготовляют колодец. Подвешенный на цепях колодец погружается в воду до дна водоема и далее до проектного положения. Устройство подмостей на сваях возможно, если дно водоема позволяет забивку свай. Вследствие сложности спуска колодца на цепях к такому методу прибегают в случаях невозможности устройства островка.

3. Опускание колодца на местности, покрытой водой значительной глубины (более 7—8 м). В этом случае, помимо возможности применения круглых островков из металлических шпунтин, может быть еще одно из двух решений: изготовление и опускание колодца с подмостей, сооруженных на плавающих баржах, или применение плавающего колодца, изготовленного на берегу и отбуксированного затем к месту его опускания (фиг. 166 и 167).

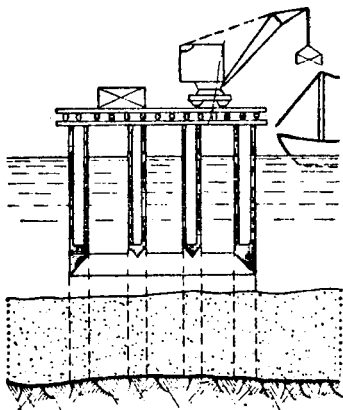
Таким образом, во всех описанных случаях опусканию колодца предшествует изготовление его, с последующим наращиванием в процессе опускания.



Фиг. 165. К расчету глубины забивки шпунта

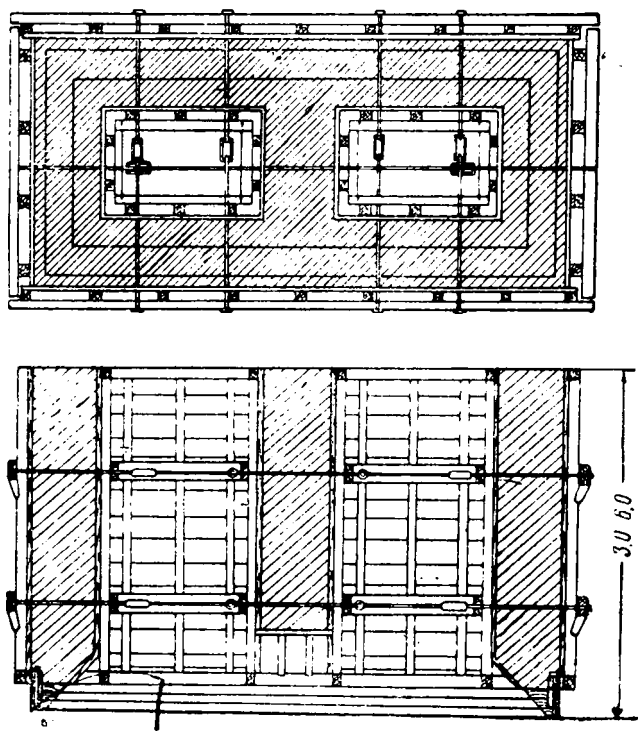


Фиг. 166. Опускание наплавного колодца



Фиг. 167. Плавающий колодец, изготовленный на берегу

Если колодец предполагается небольшой глубины, например, до 9 м, то его изготовляют сразу на всю высоту, и потом работы при опускании сводятся только к выемке грунта, вызывающей погружение колодца. Если глубина заложения фундамента значительная, что часто имеет место при постройке опор мостов средних и больших отверстий, то удобнее возводить кладку стен колодца в процессе опускания (в интервалах времени между отдельными ступенями опускания), через каждые 3—5 м по высоте.

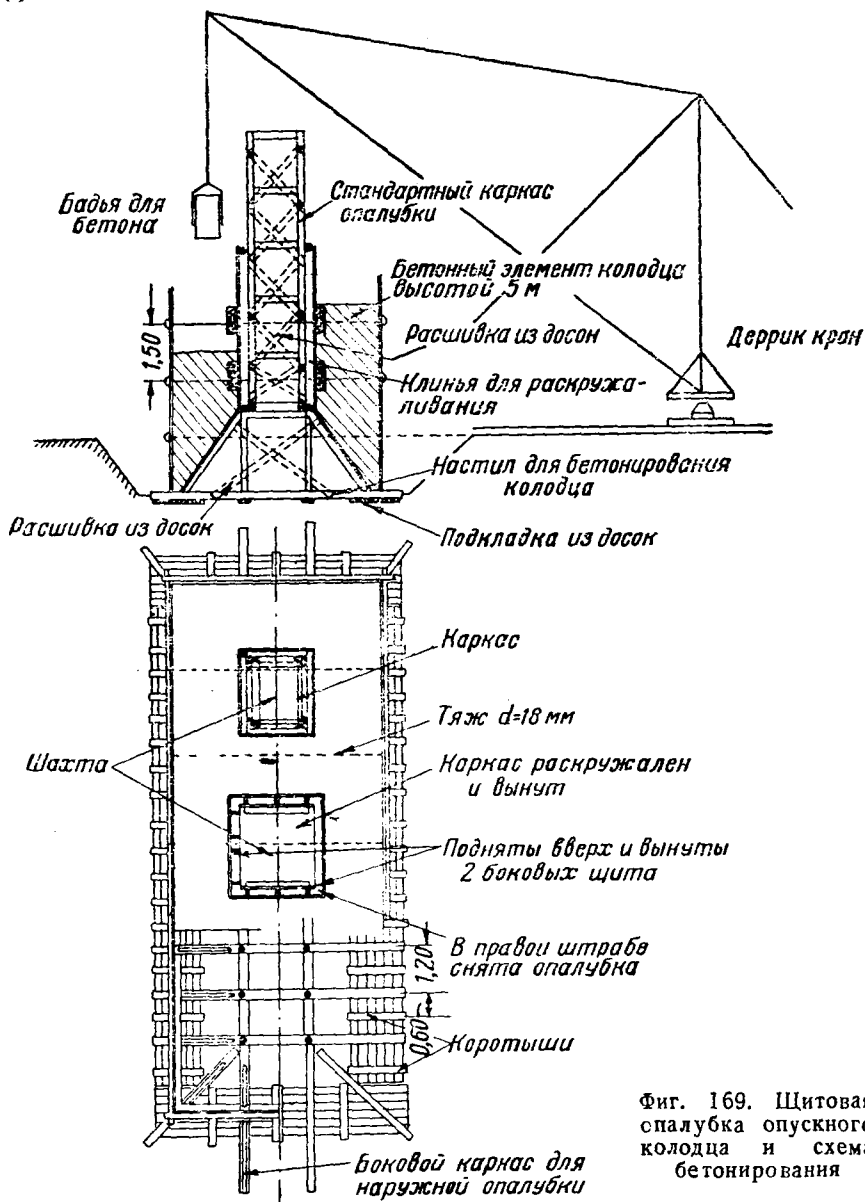


Фиг. 168. Стационарная опалубка опускного колодца

Опалубку для бетонных и железобетонных колодцев изготовляют чаще из дерева и редко из металла; в последнем случае опалубку используют многократно.

Деревянная опалубка бывает разборно-переносная и стационарная. Характерным видом опалубки разборно-переносной может служить подвижная опалубка, формы которой подвешиваются к стержням вертикальной арматуры колодца. Вверх по этим стержням перемещаются винтовые домкраты, несущие на себе щиты опалубки и подмости, расположенные вокруг них. При быстросхватывающихся цементах выдерживание бетона в опалубке может быть доведено до 3 дней. Для первой (нижней) секции, обычно имеющей сложную форму ножевой части, приходится устраивать однократно-применяемую индивидуальную опалубку.

Стационарная опалубка также имеет два участка: нижняя, собственно стационарная, для сложной ножевой части колодца (фиг. 168) и верхняя, состоящая из одного комплекта щитов, ис-



Фиг. 169. Щитовая опалубка опускного колодца и схема бетонирования

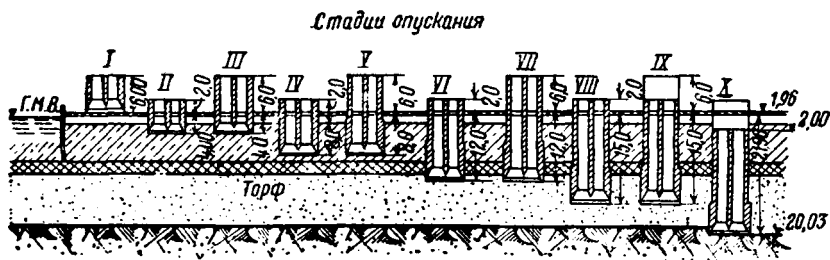
пользуемых поочередно для нескольких секций по мере их наращивания (фиг. 169).

Изготовление колодца начинается с установки арматуры ножа, а для железобетонного колодца — и всей арматуры первой сек-

ции. В колодцах глубокого заложения перед бетонировкой закладывают еще подмывные трубки для нагнетания воды в процессе опускания, если ожидается большее сопротивление трения грунта о стенки колодца.

Когда первая секция опустится настолько, что верх ее будет возвышаться над поверхностью стройплощадки на 1 м, земляные работы временно приостанавливают и приступают к установке опалубки второй секции, бетонировке ее и т. д.

Примерный график работ при опускании колодца с островка показан на фиг. 170.



Фиг. 170. Процесс опускания колодца

Процессы изготовления опускного колодца по стадиям работ и опускания его

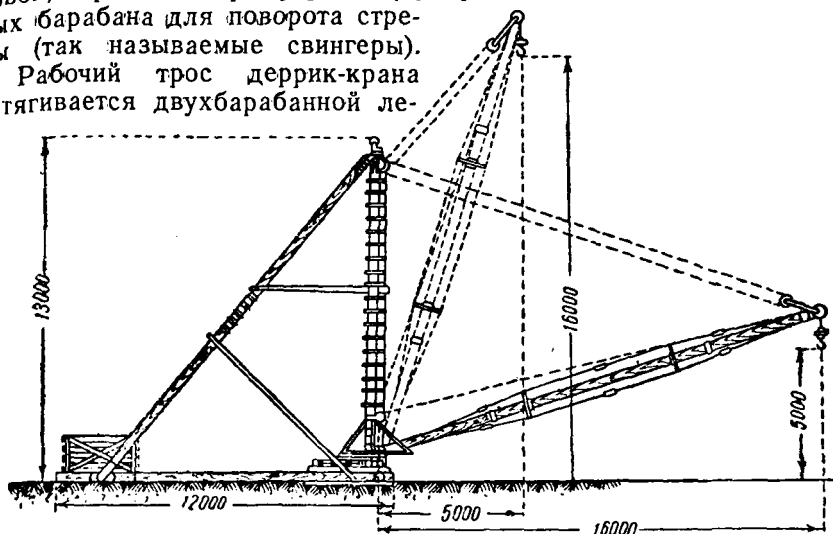
| Стадии работ | Наименование работ | Глубина опускания колодца при данной стадии работ | Полная глубина на опускания колодца | Продолжительность работ в сутках | |
|--------------|--|---|-------------------------------------|----------------------------------|-----------------------|
| | | | | по данной стадии | всего от начала работ |
| I | Изготовление 1-го нижнего звена колодца выс. 6,0 м | — | — | 22 | 22 |
| II | Опускание из 1-го звена на 4 м | 4,0 | 4,0 | 5 | 27 |
| III | Нарращивание 2-го звена колодца на 0,4 м | — | 4,0 | 9 | 26 |
| IV | Опускание колодца на 4,0 м | 4,0 | 8,0 | 5 | 41 |
| V | Нарращивание 2-го звена колодца на 4,0 м | — | 8,0 | 9 | 50 |
| VI | Опускание колодца на 4,0 м | 4,0 | 12,0 | 18 | 68 |
| VII | Нарращивание 4-го звена колодца на 4,0 м | — | 12,0 | 9 | 77 |
| VIII | Опускание колодца на 4,0 м | 4,0 | 16,0 | 6 | 83 |
| IX | Нарращивание деревянной перемычки | — | 16,0 | 10 | 93 |
| X | Опускание колодца на 4,0 м | 4,0 | 20,0 | 18 | 111 |

59. ВЫБОР МЕХАНИЗМОВ И ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ

Во всех случаях изготовления и опускания колодцев требуются грузоподъемные механизмы.

Наиболее распространенный грузоподъемный механизм при опускании колодцев — это деррик-кран, который эффективно используется на всех этапах работ: выемка грунта бадьей или грейфером, подвешенным к тросу крана, установка опалубки, подача арматуры пачками, подача бетона в бадьях, снятие стандартной опалубки и т. д.

На фиг. 171 изображен жестконогий деревянный деррик-кран. Лебедка для деррика должна иметь следующие барабаны: грузовой, стреловой, грейферный (при работе грейфером) и два малых барабана для поворота стрелы (так называемые свингеры). Рабочий трос деррик-крана натягивается двухбарабанной ле-

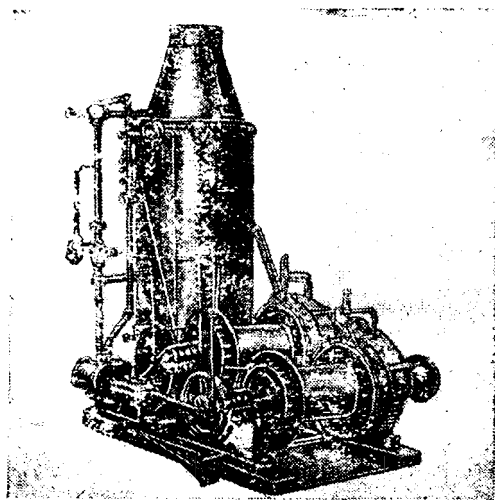


Фиг. 171. Жестконогий деррик-кран

бедкой, приводимой в движение электромотором или энергией парового котла, монтируемого на одной станине с лебедкой (фиг. 172).

Помимо деррик-кранов, применяют и другие грузоподъемные механизмы, например, краны-укосины (на мелких работах), башенные, передвижные, плывучие (для наплавных колодцев) и др. Выбор типа крана определяется глубиной опускания, объемом работ, типом колодца, сроками работ и рядом местных производственных условий, учитываемых при составлении проекта организации работ.

Один из основных вопросов при выборе крана—это установление необходимого выноса стрелы. Последняя должна быть достаточной длины для установки, подвешенного к тросу ковша или бабды (фиг. 173) в самое



Фиг. 172. Двухбарабанная лебедка с котлом

крайнее положение А, возможное в процессе работ. Стрела не должна задевать верхней кромки колодца в начальный момент положения секции, еще не опущенной в грунт. Это требование вызывает иногда необходимость повышения базы крана на некоторую высоту, чтобы избежать чрезмерного увеличения стрелы крана. В таких случаях кран устраивают на специальном помосте.

Бетонирование стенок секций производят с такой интенсивностью, чтобы уровень бетона поднимался в час на высоту, не меньшую

$$t = \frac{0,5}{k} \text{ м,}$$

где k — срок начала схватывания применяемого цемента в часах.

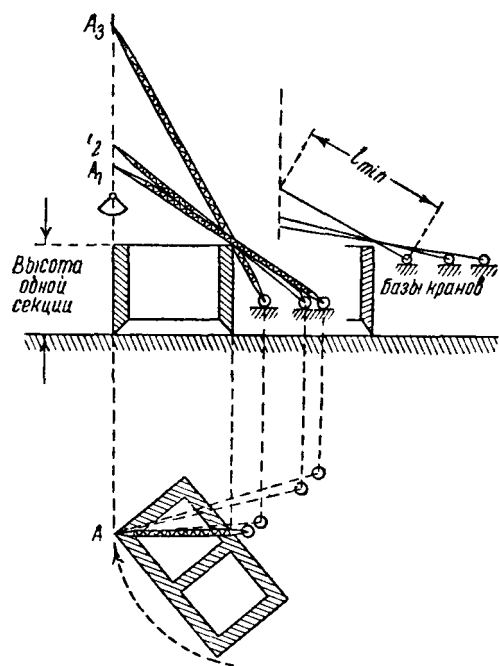
Бетон в стенках колодца должен получать достаточную прочность ранее момента его погружения ниже горизонта воды (или грунта). В наплавных колодцах для этого устраивают жесткую обшивку, достаточно предохраняющую бетон от повреждений под действием внешних нагрузок.

Помимо указанных выше общих условий, работ, различают три основных способа устройства фундамента при помощи опускаемых колодцев:

1. Работы с водоотливом (фиг. 174-а). Рытье грунта в колодце производится рабочими с одновременной откачкой воды из колодца при помощи насоса, всасывающий рукав которого опущен в приямок. Приямки при опускании колодца последовательно заглубляют. К этому способу прибегают при небольшом напоре воды, что часто имеет место при опускании колодцев на местности, не покрытой водой.

2. Работы в осушенном колодце (фиг. 174-б). Осушение производится посредством временного искусственного водопонижения скважинами-фильтрами (см. § 27). Этот способ применяют как при опускании на местности, не покрытой водой, так и при опускании с островков при неглубокой воде.

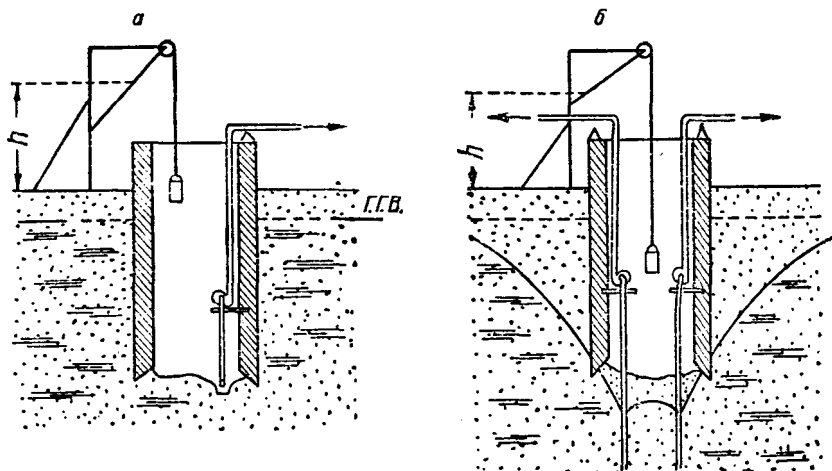
3. Работы без водоотлива. При наличии постоянного уровня



Фиг. 173. Графическое определение наилучшего положения и наименьшей длины стрелы крана для опускаемого колодца

воды в колодце рытье и извлечение грунта производится под водой при помощи специальных механизмов (рассмотренных ниже). Этот способ встречается как при опускании колодцев с островков при любой глубине, так и при опускании наплавных колодцев.

Способ работы с водоотливом применим: во-первых, при незначительном притоке воды (небольшой напор или если напор значительный, но коэффициент фильтрации всех проходимых грунтов очень мал) и, во-вторых, если откачка воды не вызовет ни сильного вымывания мельчайших частиц грунта, ни запыливания слабого грунта в шахтное пространство колодца, наблюдаемого



Фиг. 174. Опускание колодцев с водоотливом

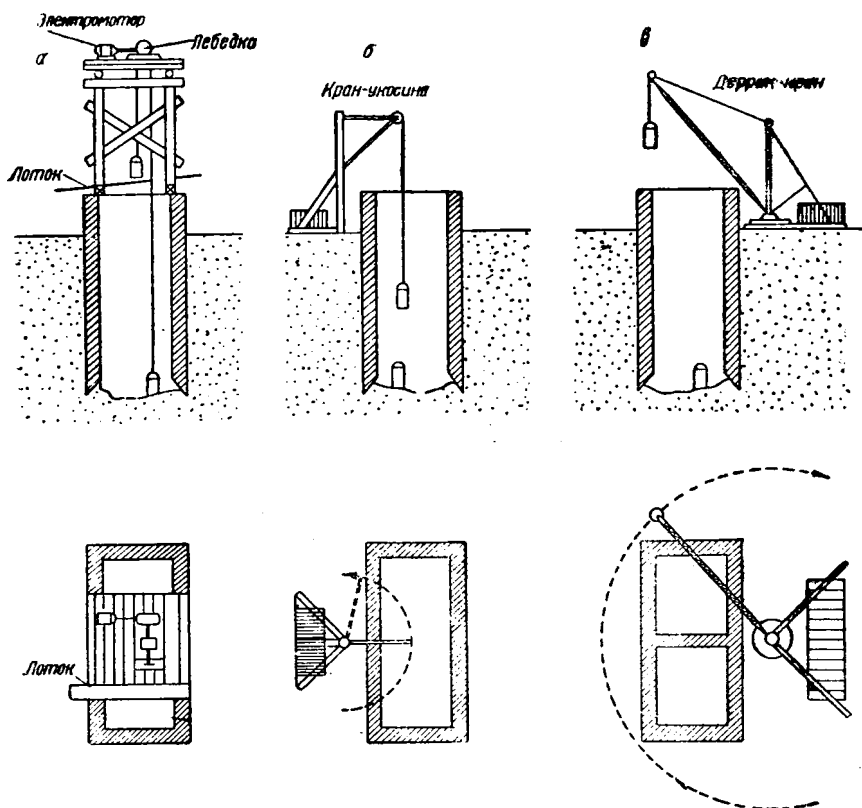
обычно в пльвунах. Если местные условия, следовательно, окажутся благоприятными для работ с водоотливом, то работы ведут по одной из схем, указанных на фиг. 175. Рабочие, опустившиеся в шахту, разрабатывают грунт и нагружают им бадью, подвешенную к тросу, идущему к грузоподъемному механизму.

На фиг. 175-а грузоподъемным механизмом служит лебедь с электромотором. На вал лебедки наматывается трос, к одному концу которого подвешена одна бадья (пустая) и к другому концу — вторая бадья (груженная грунтом). Иногда может оказаться выгоднее, вместо описанной схемы, применить способ работы при помощи крана-укосины (фиг. 175-б) или деррик-крана (фиг. 175-в).

Водоотлив в процессе работ осуществляется при помощи центробежного насоса, если глубина откачки превышает 4—5 м, что обычно и имеет место в практике опускания колодцев. Центробежный насос устанавливают в люльке, подвешенной на канате (или тросе), или на специальной полке, пристроенной к стенке опускаемого колодца (см. фиг. 174).

При неоднородности проходимых грунтов (а также вследствие других причин) колодец иногда погружается неравномерно, с не-

которым креном, который необходимо выравнять. Если, например, окажется, что один край колодца перевешивает, то подрывку грунта под ним прекращают и усиливают рытье в противополож-



Фиг. 175. Способы извлечения грунта из колодца при работе с водоотливом

ном конце. Правильность опускания колодца проверяют наблюдениями при помощи геодезических инструментов по рейкам, прибитым к колодцу и реперам.

Когда колодец окажется опущенным до проектной отметки, производят освидетельствование основания. После этого основание тщательно планируют и производят заполнение шахт кладкой на всю высоту колодца или частично, согласно проекту. В качестве материала для кладки в большинстве случаев постройки мостовых опор применяют буто-бетон.

Способ работ в осушенном колодце, предусматривающий временное водопонижение уровня воды, применяется с целью недопущения прорыва грунта под нож колодца. Прорыв грунта и заплывание колодца можно ожидать в пльвунах, если работы производить простым водоотливом. Понижение уровня

грунтовых вод при помощи скважин-фильтров предотвращает это явление, так как исчезает напор (фиг. 174-б).

Если при этом работы производятся без глубинного насоса, то приходится через каждые 4—5 м по глубине переставлять центробежный насос от одного яруса скважины к другому.

Рытье грунта, его подъем, а также бетонные работы производят теми же методами, которые были описаны для способа работ с простым водоотливом, по схемам, изображенным на фиг. 175.

Способ работ без водоотлива, предусматривающий рытье грунта и бетонирование под водой, применим в случаях большого притока воды, когда водоотлив чрезвычайно затруднителен, а часто даже невозможен. Извлечение грунта под водой производится грейфером или эжектором.

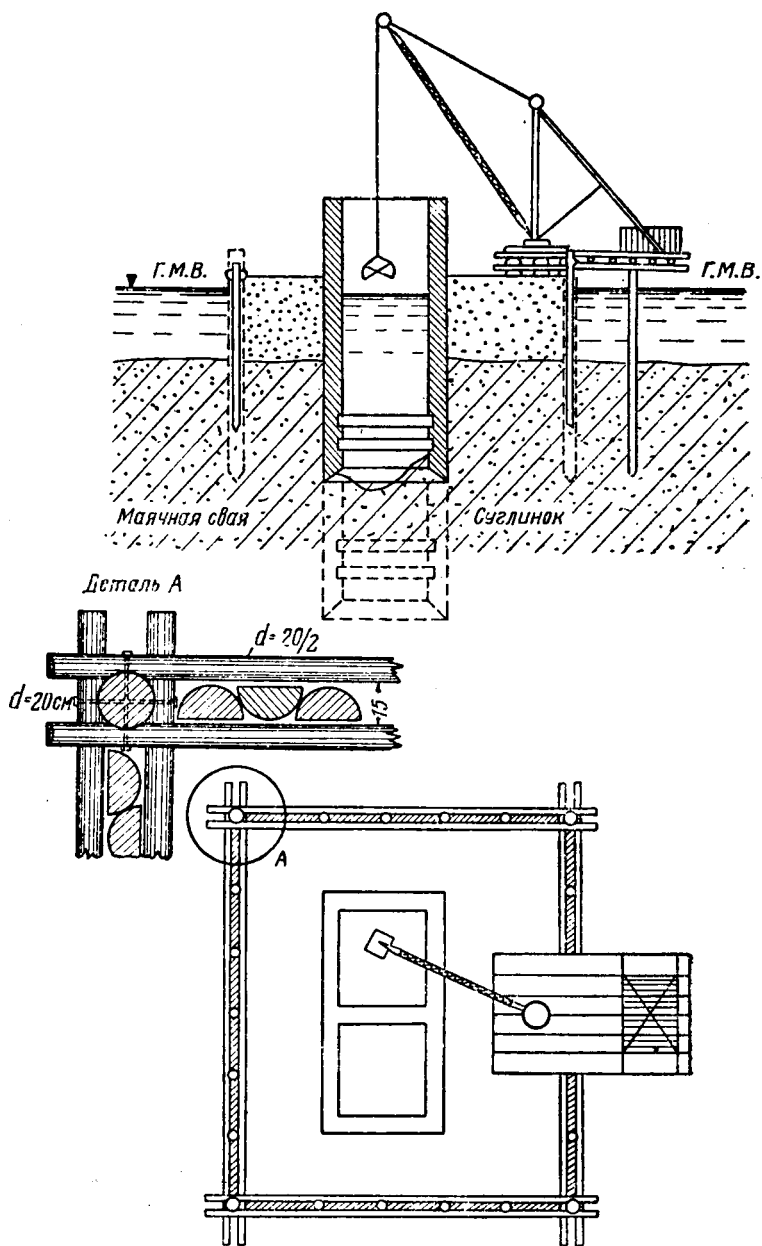
Грейфером разрабатывают грунты: глины, суглинки, торф, гальку, гравий, крупный песок. В мелких песках и супесях наблюдается сильное вымывание грунта из грейфера при подъеме его из воды, поэтому выемку этих грунтов эффективнее производить эжектором.

Грейферы изготавливаются двух основных типов: двухстворчатые и многостворчатые типа «Полип». Грунт из двухстворчатого грейфера при его подъеме из воды вымывается меньше, чем из многостворчатого. В то же время многостворчатые грейферы лучше врезаются в породу и способны брать грунты, не поддающиеся разработке двухстворчатым грейфером. Встречаются еще грейферы с клещами, для извлечения отдельно попадающихся больших камней и других предметов, препятствующих опусканию колодца. Грейфер-ковш представляет собой сменное оборудование грузоподъемного механизма. Примерная схема работ без водоотлива при помощи грейфера показана на фиг. 176.

Эжекторы изготавливаются трех типов: пневматические (называемые также эрлифтами), паровые и гидравлические (называемые также гидроэлеваторами). Наиболее удобны эжекторы пневматические. Один из применяющихся у нас в Союзе типов пневматических эжекторов показан на фиг. 177. Принцип работы пневматического эжектора состоит в том, что благодаря разностям плотностей: воды в трубе, куда нагнетается сжатый воздух, и воды, окружающей трубу в колодце, создается поток воды и пульпы (разжиженного грунта) вверх из колодца через всасывающий патрубок. Для работы эжектора необходимо такое давление подаваемого воздуха, которое было бы достаточно для преодоления сопротивления столба воды в трубе.

Схема работ эжекторами показана на фиг. 178. В практике известны примеры работ пневматического эжектора, когда в одну смену объем удаляемого песчаного грунта доходил до 150 м³ при диаметре воздушной трубы в 3 см и диаметре всасывающей трубы — 15 см.

Производство работ без водоотлива (при помощи грейфера или эжектора) требует тщательной предварительной разведки грунтов, подлежащих проходке, чтобы заранее предусмотреть все трудности и избежать перебоев в работе из-за непредвиденных препятствий. Иногда препятствия оказываются непреодолимыми при принятом



Фиг. 176. Выемка грунта из колодца при помощи деррик-крана с грейфером

способе работ и могут потребовать значительных дополнительных затрат для доведения работ до конца и, в частности, переоборудования колодца в кессон. Предварительное бурение рекомендуется производить не менее, чем в пяти скважинах, из которых четыре назначаются по углам будущего колодца и одна — посередине.

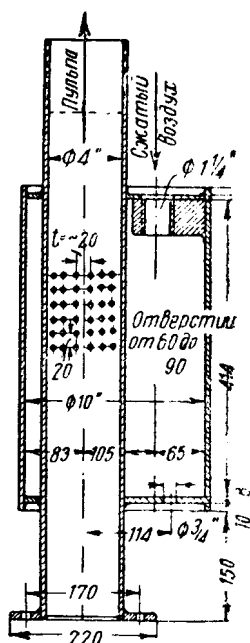
При опускании колодца уровень воды в землечерпательных шахтах поддерживают все время на уровне воды в реке, не допуская напора воды извне во избежание внезапного прорыва грунта в шахту, могущего повлечь за собой перекося колодца. При мелкозернистых грунтах, дающих большой наплыв, рекомендуется даже поддерживать уровень воды в шахтах выше уровня воды в реке путем накачки воды в шахты для создания таким образом обратного тока воды.

Для равномерного опускания колодца следует выборку грунта грейферами или эжектором производить равномерно по всему периметру колодца и его внутреннему сечению. Для выправления крена колодца или для удаления препятствий применяют: а) подмывные устройства в виде подмывных трубок, заделываемых заранее в кладку колодца; б) специальные буровые и ударные инструменты, позволяющие разрабатывать и удалять встретившиеся препятствия; в) оборудование для водолазных работ. Если все эти меры окажутся недостаточными для дальнейшего опускания колодца, то его переоборудуют в кессон. Также прибегают к переоборудованию колодца в кессон, если необходима обработка скального основания и удаление значительного слоя скалы.

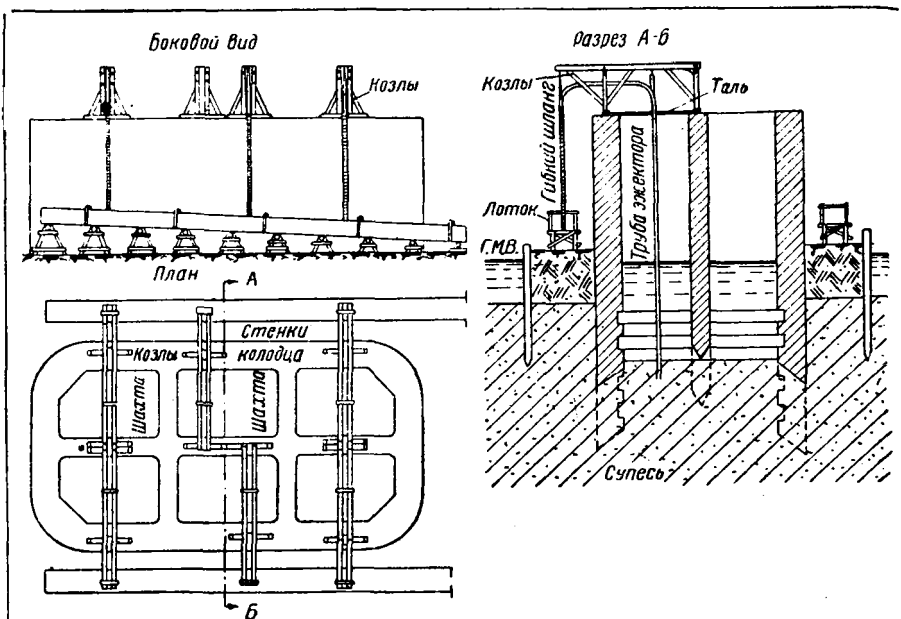
Освидетельствование основания колодца, опущенного без водоотлива до проектной отметки, производится водолазом.

Планировка и очистка дна колодца производится также при участии водолаза. После этого приступают к заполнению нижней части колодца подводным бетоном (фиг. 179-а) шведским способом «Котрактор». После достаточного затвердения подводного бетона воду из шахт откачивают, и дальнейшее заполнение шахт кладкой производят в сухом пространстве (фиг. 179-б). При пустотелой конструкции опоры, шахты ниже уровня промерзания можно оставлять без заполнения кладкой.

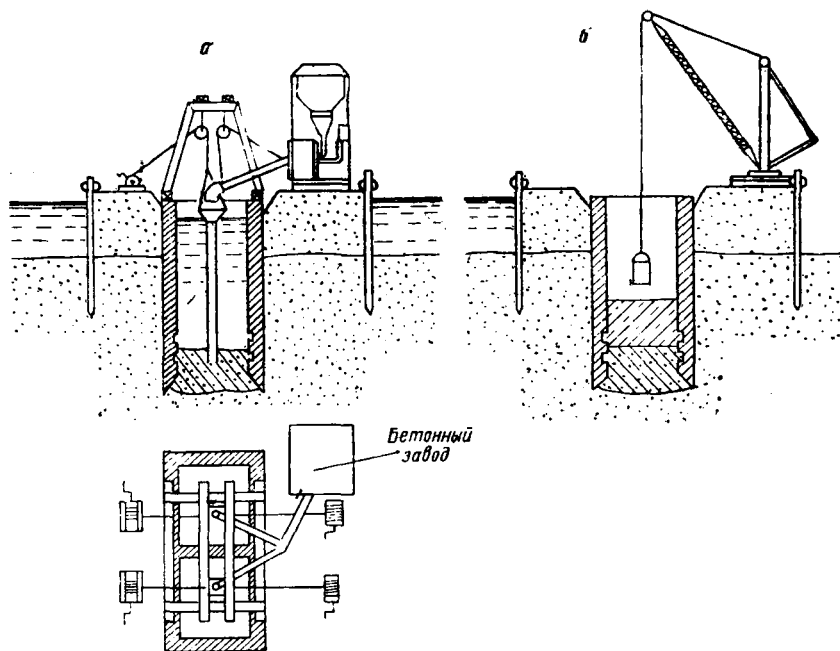
Чтобы скрыть обрез фундамента под водой (из эстетических соображений), нужно верхнюю кромку колодца опустить ниже Г. М. В. примерно на 0,5 м. Следовательно, кладку тела быка следует начать в огражденном от воды пространстве. Для этого, до того как колодец будет опущен на проектную глубину, устраи-



Фиг. 177. Пневматический эжектор (эрлифт)



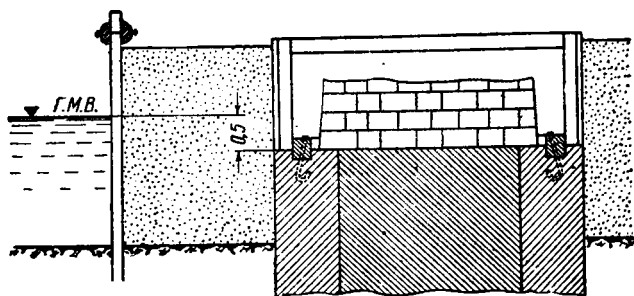
Фиг. 178. Схема работ эжекторами при опускании колодца



Фиг. 179. Заполнение шахты опускного колодца

вают деревянную водонепроницаемую стенку (фиг. 180), которую впоследствии разбирают.

Опускание наплавных колодцев отличается от описанного дополнительными мерами следующего характера. Колодец снабжается напорной водонепроницаемой обшивкой, позволяющей держать верх кладки стен ниже горизонта воды в реке; этим самым достигает пловучесть колодца. Опускание наплавного колодца с временным дном не может применяться в тех случаях, когда дно реки состоит из пльвунов, илистых или иных легко размываемых грунтов. В таких случаях прибегают к наплавным колодцам без дна, но с пустотелыми стенками.



Фиг. 180. Устройство обреза фундамента ниже Г. М. В. при помощи деревянной водонепроницаемой перемычки над колодцем

Опускание наплавных колодцев производится согласно графику, заранее составленному с учетом действия всех сил в процессе опускания. Регулирование осадки производится путем соответствующего выведения кладки стен колодца.

Для устойчивости колодца выведение кладки стен до уровня горизонта воды в реке допускают только после того, как колодец углубится в грунт дна на глубину t , зависящую от рода грунта. Если дно реки, сложено из ила или других слабых грунтов, не гарантирующих устойчивости колодца, то опускание производят во взвешенном состоянии до тех пор, пока колодец не углубится в достаточно надежные грунты. В технических условиях НКПС дается значение для величины t в условиях песчаных грунтов:

$$t = 2,4 \frac{H}{b},$$

где:

H — глубина воды в месте опускания, м;

b — ширина колодца по низу, м.

60. РАСЧЕТ КОЛОДЦЕВ

Расчет фундаментов, устраиваемых при помощи опускных колодцев, состоит из двух частей:

Первая часть расчета включает в себя расчет цельного массивного фундамента глубокого заложения в соответствии с общими правилами расчета, фундаментов (см. раздел I). В этой части, сле-

довательно, решаются вопросы: о выборе глубины заложения, о величинах напряжений в грунте основания и об основных размерах фундамента, состоящего из колодца, заполненного кладкой (полностью или частично) и представляющего, таким образом, цельный массив (с пустотами или без них). При этом очертание фундамента в плане (а следовательно, и колодца) определяется размерами и формой тела опоры и должно быть, по возможности, простым и симметричным. Размеры обреза определяют в зависимости от глубины заложения, которая влияет на величину возможного отклонения колодца от своего проектного положения в процессе его опускания. Чаще можно встретить проекты, где значение обреза m взято равным (в метрах).

$$\text{от } m = 0,06h \pm 0,30 \text{ до } m = 0,08 h + 0,30,$$

где h — глубина заложения фундамента.

Вторая часть расчета опускного колодца включает в себя расчет пустотелого колодца, с учетом его работы только в процессе опускания и в начале ведения кладки. Следовательно, в этой части расчета имеется в виду выяснить прочность и устойчивость пустотелого колодца в процессе работ, когда элементы колодца, еще не заполненного кладкой, подвергаются воздействию внешних сил, теряющих свое значение после окончания работ.

В этой части расчета определяют:

- I — толщину стен колодца;
- II — размеры землечерпательных шахт;
- III — необходимый вес колодца, для беспрепятственного его погружения;
- IV — прочность ножевой части;
- V — размеры бетонной подушки (на дне колодца);
- VI — прочность водонепроницаемой обшивки и днища наплавного колодца;
- VII — прочность колодца, превращаемого в кессон в процессе его опускания.

Первые три вопроса решают совместно, ставя при этом следующие три условия:

а) чтобы стены колодца были не слишком толсты, не стесняли шахт и не усложняли опалубки; кроме того, тяжелый колодец труднее поддается выправлению при его отклонении от проектного положения;

б) чтобы стены колодца были не слишком тонки, так как может оказаться, что сила сопротивления трения грунта о стенки колодца будет больше веса колодца и он не сможет погружаться;

в) чтобы толщина стенок колодца соответствовала размерам землечерпательных шахт; известно, что большие размеры шахт создают большее удобство работ в них, но вместе с тем увеличивают пролет стен (в плане), что ухудшает условия работы стенок на изгиб во внутрь колодца от внешнего давления воды и грунта.

В соответствии с этими основными положениями первые три вопроса решают в следующей последовательности: размеры зем-

лечерпательных шахт устанавливают в соответствии с размерами землеройных снарядов и со способом производства работ, исходя из условия удобства, извлечения грунта и погружения бетона. Желательными следует считать размеры шахт от 2×2 до 4×4 м. Наиболее часто встречающаяся при этом толщина стен бетонного колодца от 0,80 до 1,00 м.

Установив предварительно размеры шахт, определяют затем расчетный пролет стенки. Расчетный пролет берут равным большей стороне шахты, уменьшенной на величину толщины стенки, предварительно принимаемой равной 0,8 м.

Принятые размеры шахт и стенок колодца должны соответствовать достаточному весу колодца, чтобы было соблюдено условие:

$$P > T,$$

где: P — собственный вес колодца (для колодцев, опускаемых без водоотлива, вычитается вес вытесненной воды);

T — сила сопротивления трения грунта о стенки колодца.

Для определения величины T пользуются опытными данными, а при отсутствии таковых — следующими ориентировочными значениями сил трения на 1 м^2 боковой поверхности колодца:

| | | |
|---------------------|--------------|--------------------|
| при трении по песку | — 1,00 — 2,0 | т/м ² , |
| » » по гравию | — 1,5 — 2,5 | т/м ² , |
| » » по глине | — 1,0 — 2,5 | т/м ² . |

Эта проверка требует иногда увеличения толщины стенок против ранее принятого размера.

После установления, таким образом, значений толщины стенок переходят к последующим поверочным расчетам на прочность стенок и к определению рода необходимого для них материала (бетон или железобетон).

Расчет прочности стенок производят:

1) в горизонтальном направлении — на давление воды и грунта снаружи колодца;

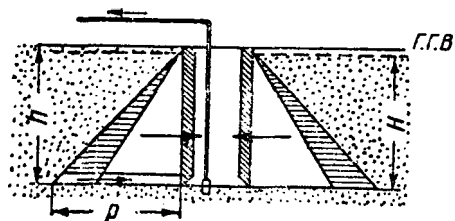
2) в вертикальном направлении — на растягивающие усилия, которые могут возникнуть в кладке при заклинивании в грунте верхней части колодца;

3) на изгиб под действием собственного веса нижней секции колодца в начале работ при спуске колодца с подкладок, представляющих собой короткие брусья, подкладываемые под нож колодца в начале работ.

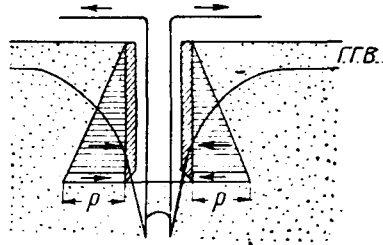
Расчет в горизонтальном направлении на давление воды и грунта производится (соответственно эпюрам, изображенным на фиг. 181 — 183, для каждого из рассмотренных ранее типичных способов производства работ.

В случае опускания с простым водоотливом на стены колодца давит грунт и вода (фиг. 181). При опускании с понижением уровня грунтовых вод последние отступают от колодца по кривой депрессии, и этим самым исключается гидростатическое давление воды на стенки колодца; последние испытывают давление только

от грунта (фиг. 182). При опускании без водоотлива стенки колодца испытывают вначале только давление грунта (фиг. 183-а), как

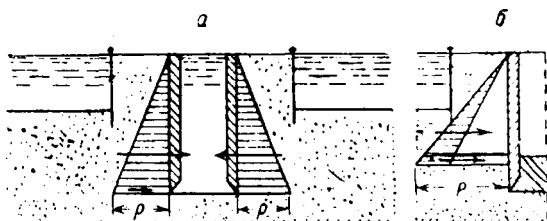


Фиг. 181. Эпюры давления воды и грунта при опускании колодца с простым водоотливом



Фиг. 182. Эпюры давления грунта при водопонижении

как внешнее гидростатическое давление воды уравновешивается таким же давлением воды, заполняющей внутреннее пространство колодца. Однако после того как бетонирование нижней подушки закончено и вода удалена из шахт, появится полное гидростатиче-



Фиг. 183. Эпюры давления при опускании колодца без водоотлива

ское давление, и стенки колодца будут нагружены давлением грунта и воды, правда, на меньшую высоту, как показано на фиг. 183-б.

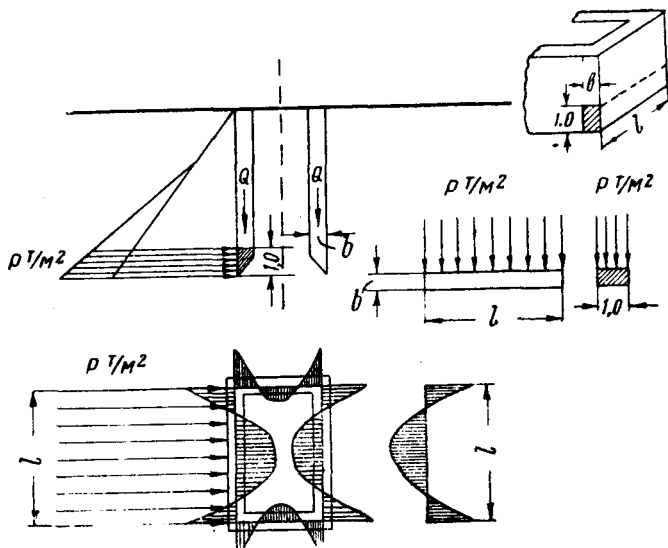
Наибольшее давление, как видно на фиг. 181—183, приходится на нижнюю часть колодца вследствие треугольного очертания эпюр давления воды и грунта.

При расчете стенок рассматривают участок колодца высотой 1 м, выделенный двумя горизонтальными плоскостями в нижней части колодца (фиг. 184). Такой элемент рассчитывают как замкнутую раму или кольцо в соответствии с видом поперечного сечения колодца в плане.

Интенсивность давления p в т/м^2 определяется из соответствующих эпюр на фиг. 181—183.

При наличии очень водопроницаемых грунтов, находящихся под водой, давление воды и грунта для случаев, показанных на фиг. 181 и 183-б, подсчитывают отдельно, а потом суммируют. Давление воды принимают равным полному гидростатическому давлению; объемный вес грунта принимают с учетом потери веса в воде.

При связных грунтах иногда отступают от такой установки и полное боковое давление для тех же двух случаев принимают равным только давлению насыщенного грунта (без потери в весе). Однако при таком способе расчета полное боковое давление принимают все же не менее гидростатического давления воды на уровне рассматриваемого участка стены.



Фиг. 184. Расчет стенок колодца

Таким образом, интенсивность p для случая песчаных грунтов (фиг. 184) определится по формуле:

$$p = w + \frac{\Delta}{2} h \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \text{ т/м}^2,$$

где:

w — давление воды, равное H ,

Δ — объемный вес грунта с учетом потери веса в воде.

Найдя значение p , переходят к расчету рамы. На фиг. 184 (в плане) показана эпюра изгибающих моментов в замкнутой раме (элемент колодца высотой 1,0 м) от нагрузки p т/м², действующей на раму.

Для рамы прямоугольного очертания без внутренней перегородки (фиг. 185-а) моменты в точках (сечения) 1, 2 и 3 равны:

$$M_1 = \frac{p}{6} \cdot \frac{b^3 + 3ab^2 - 2a^3}{a + b};$$

$$M_2 = -\frac{p}{3} \cdot \frac{a^3 + b^3}{a + b};$$

$$M_3 = -\frac{p}{6} \cdot \frac{2b^3 - 3a^2b - a^3}{a + b}.$$

Продольные сжимающие силы:

$$N_1 = pa,$$

$$N_2 = pb.$$

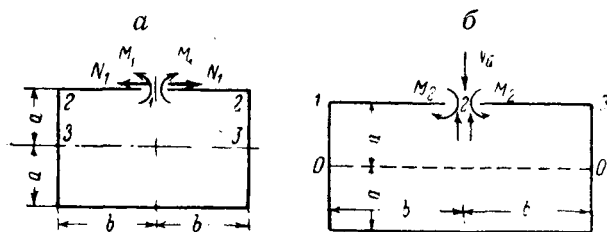
Для прямоугольного очертания с одной поперечной стенкой (фиг. 185-б) при $k = \frac{a}{b}$ моменты в соответствующих точках равны:

$$M_2 = M_5 = \frac{pb^2}{12} \cdot \frac{1 + 6k - 8k^3}{1 + 4k};$$

$$M_0 = -\frac{pb^2}{12} \cdot \frac{1 - 6k^2 - 8k^3}{1 + 4k},$$

$$M_1 = M_3 = M_4 = M_6 = -\frac{pb^2}{12} \cdot \frac{1 + 16k^3}{1 + 4k};$$

$$V_a = pb \frac{1 + 20k^4}{1 + 4k}.$$



Фиг. 185. Моменты и нормальные силы в замкнутой раме

Для стенок колодца с несколькими перегородками моменты можно вычислить приближенно как для неразрезной балки, принимая расчетные моменты по середине пролетов и на опорах.

$$M = \pm 0,083pl^2.$$

По найденным моментам и нормальным силам окончательно проверяют достаточность принятой толщины стенки. Растягивающие напряжения в бетоне не должны превосходить допускаемых, в противном случае стенки необходимо армировать горизонтальной арматурой и рассчитывать, как железобетонные. Количество горизонтальной арматуры должно изменяться по высоте колодца в соответствии с изменением интенсивности расчетного давления.

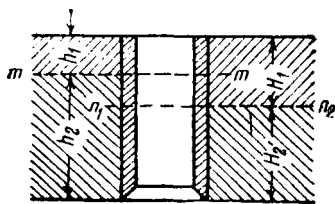
Расчет в вертикальном направлении — на растягивающие усилия, которые могут возникнуть в кладке при заклинивании в грунте верхней части колодца (фиг. 186), производится для различных сечений $m - m$ и $n - n$ по высоте и при различных соотношениях h_1 и h_2 .

Расчет на изгиб под действием собственного веса нижней секции колодца в начале ее опускания производят при следующих предположениях (фиг. 187):

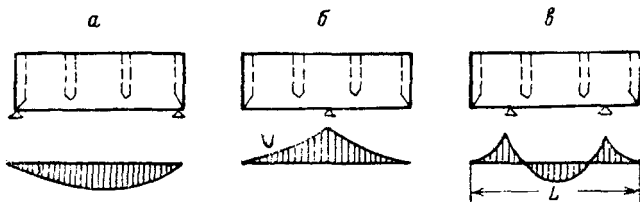
- а) опирание колодца по коротким сторонам (фиг. 187-а),
- б) опирание по поперечной короткой оси (фиг. 187-б),
- в) опирание по двум полосам, расположенным на расстоянии $0,7 L$ (фиг. 187-в).

При этих расчетах растягивающие напряжения, возникающие в бетоне при изгибе, не должны превышать допустимых, соответствующих тому возрасту бетона, при котором производится спуск колодца с подкладок.

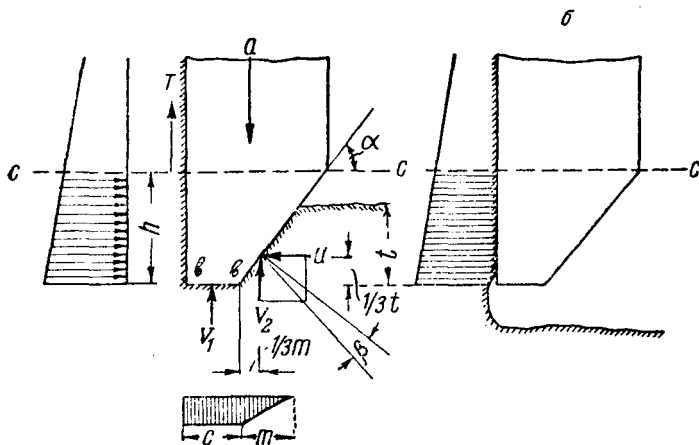
IV. Расчет ножевой части консоли колодца производится по схемам, соответствующим двум случаям (фиг. 188):



Фиг. 186. Расчет стенок колодца на разрыв



Фиг. 187. Эпюры моментов первой секции колодца от нагрузки собственным весом



Фиг. 188. Расчет ножевой части консоли колодца

а) грунт под ножом колодца подобран (фиг. 188-б); с наружной стороны ножа действует давление воды и грунта или только грунта, смотря по тому, какому способу работ соответствует расчет;

б) нож колодца врезался в грунт на величину t (фиг. 188-а); в этом случае учитывают действие распора грунта U , определяемого по величине реакции грунта, приходящейся на наклонную часть консоли, исходя из веса колодца и минимального значения сил трения по боковым стенкам колодца.

Вес 1 пог. м колодца (считая в плане по периметру) с полной высотой колодца, равен (фиг. 188-а).

$$Q - T \text{ т.}$$

Реакция грунта

$$R = Q - T = V_1 + V_2.$$

Чтобы найти искомую величину распора $U = V_2 \operatorname{tg}(\alpha - \beta)$, необходимо предварительно определить V_2 . Последняя найдется из соотношений:

$$\frac{V_2}{V_1} = \frac{m\sigma}{2c\sigma} = \frac{V_2}{R - V_2},$$

откуда

$$V_2 = \frac{Pm}{m + 2c};$$

где: σ — единичное давление на грунт;

c — размер полки bb , называемой банкеткой, принимается равным 0,20 м;

β — угол трения кладки по грунту;

m — горизонтальная проекция врезавшейся в грунт наклонной части ножа

$$\dot{m} = t \operatorname{tg}(90^\circ - \alpha) = t \operatorname{ctg} \alpha.$$

Величина t по данным практики не превышает 0,5 м; следовательно, можно принять

$$m = 0,5 \operatorname{ctg} \alpha.$$

По приведенным двум расчетным схемам производится расчет ножевой части колодца следующим приближенным методом. Ножевую часть рассматривают как консоль длиной h , заделанную по сечению $C - C$. Для указанных выше двух случаев определяют моменты M_{cc} и нормальные силы N_{cc} , действующие на уровне $C - C$. Для восприятия расчетных моментов сечение $C - C$ должно быть снабжено арматурой, которая должна быть продолжена выше плоскости $C - C$ на высоту $0,5l$, где l — пролет внешней стенки между продольными или поперечными стенками (большой из двух указанных). По всей высоте консоли (от ножа до сечения $C - C$) сохраняют такое же количество вертикальной арматуры, как и в сечении $C - C$.

Кроме расчета вертикальной арматуры, производят еще расчет горизонтальной арматуры, исходя из рассмотрения работы ножевой части как замкнутой горизонтальной рамы. При этом площадь горизонтальной арматуры, приходящаяся на 1 пог. м высоты, в ножевой части колодца не должна быть меньше, чем в вышележащих участках стенки колодца.

V. Размер бетонной подушки, выполняемой подводным бетонированием, принимают равным одинарной или полуторной ширине землечерпательной шахты и проверяют расчетом на передачу стенкам колодца реактивных сил грунта и давления воды.

VI. Прочность водонепроницаемой обшивки и днища наплавного колодца рассчитывают на максимально возможное давление воды. Кроме того, проверяют расчетом пловучесть и остойчивость колодца во всех стадиях его погружения до дна реки, для чего составляют график опускания.

VII. Колодцы, превращаемые в кессон в процессе опускания, рассчитывают на наружное давление как при отсутствии сжатого воздуха внутри колодца, так и при наличии его. Внешнее давление воды при этой проверке учитывают полностью. Давление же грунта снаружи при этой проверке принимают равным не более 50% активного давления грунта с учетом взвешенности колодца в воде.

ГЛАВА II

КЕССОННЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

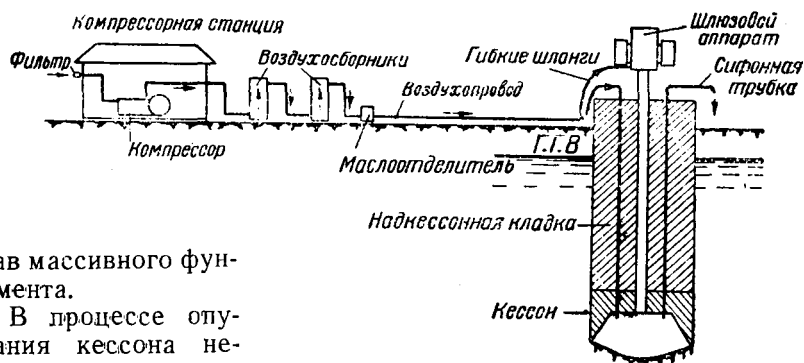
61. СУЩНОСТЬ КЕССОННОГО МЕТОДА ОПУСКАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ

Иногда гидрогеологические условия местности могут быть таковы, что рассмотренные способы устройства фундаментов окажутся неприемлемы. Например: при постройке опор моста в реке в сильно лесистой местности, где часто встречаются в грунте ложа реки стволы деревьев (упавших в воду при подмыве берегов и впоследствии заиленных), устройство опускаемого колодца затруднительно; то же самое имеет место при закладке глубоких фундаментов в породах с крупными валунами и большим напором воды (поверхностной или грунтовой); наконец, в случаях, когда при значительном напоре воды требуется произвести зачистку или планировку скального основания для заложения фундамента с большой нагрузкой. В этих и в ряде других случаев приходится проектировать кессонные фундаменты.

Кессон представляет собой опускаемый колодец, в нижней части которого находится герметически закрытая камера в виде опрокинутого ящика, из которого при помощи сжатого воздуха удалена вода (фиг. 189). Необходимая величина добавочного (сверх нормального атмосферного) давления сжатого воздуха в рабочей камере кессона определяется законом физики в зависимости от глубины положения кессона относительно уровня воды водоема, а именно: каждые 10 м добавочного столба воды уравновешиваются давлением одной добавочной атмосферы.

Человек обладает способностью работать в сжатом воздухе в пределах дополнительного давления до 4 атм, что дает максимальную глубину опускания кессона ниже свободного уровня воды в 40 м. В камеру через особые приспособления (шлюзовой аппарат и шахтные трубы) спускаются рабочие и производят непрерывную отрывку грунта и выдачу его наружу при помощи

соответствующих механизмов (фиг. 190). По мере отрыва грунта, под влиянием собственного веса камера со всей надстройкой верхней части (надкессонной кладкой) опускается до проектного положения. Затем камеру заполняют кладкой, и она входит в со-



Фиг. 189. Схема устройства кессонного фундамента

став массивного фундамента.

В процессе опускания кессона непрерывно производится кладка над потолком камеры. Таким образом, кес-

сон представляет собой по существу вспомогательную конструкцию, входящую в состав фундамента, именуемого кессонным.

Кессонный фундамент и кессонное оборудование (фиг. 189 и 190) состоит из следующих частей:

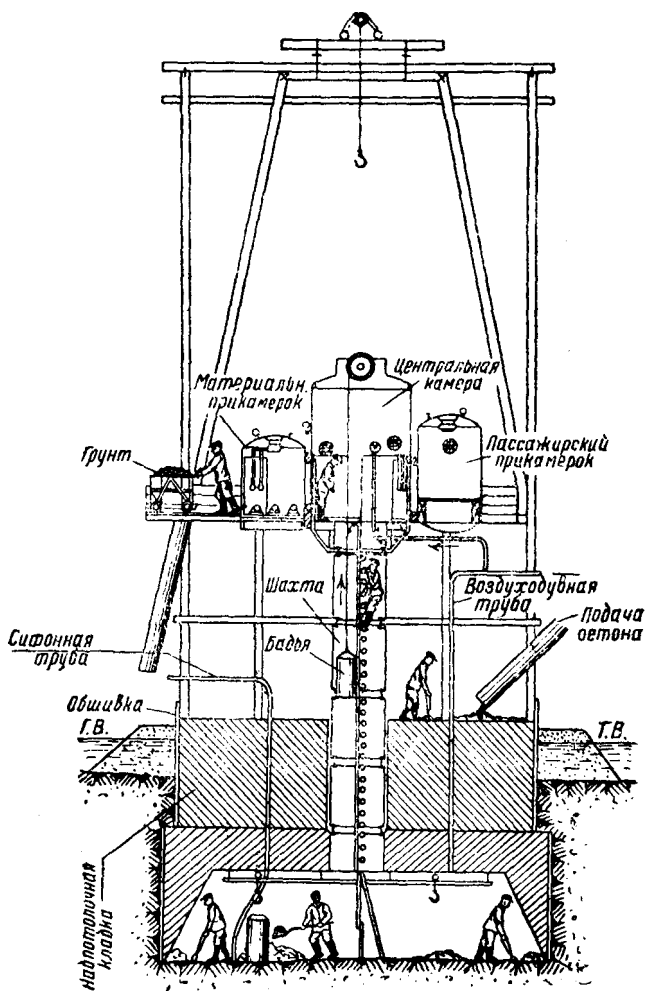
- 1) кессонная камера (собственно кессон),
- 2) рабочая камера — помещение в кессонной камере,
- 3) надкессонная кладка,
- 4) обшивка надкессонной кладки, служащая в одних случаях водонепроницаемым ограждением, в других случаях — предохранением кладки от разрыва силами трения о грунт,
- 5) шахтный колодец для пропуска шахтных труб,
- 6) шахтные трубы для сообщения между рабочей камерой и стройплощадкой,
- 7) шлюзовой аппарат, позволяющий безвредно для организма переходить от нормального давления к повышенному при входе в кессон и обратно,
- 8) компрессорная установка (станция) для производства сжатого воздуха;
- 9) воздухопровод для подвода сжатого воздуха в кессон,
- 10) грузоподъемные механизмы для подъема шлюзов, при наращивании шахтных труб.

К преимуществам кессонного способа следует отнести:

- а) возможность устройства фундаментов в любых грунтах и при наличии любых препятствий в них,
- б) возможность тщательного освидетельствования грунта основания, на котором предполагается заложить фундамент,
- в) возможность тщательной планировки и обработки поверхности грунта под подошвой фундамента.

К недостаткам кессонного способа относятся:

а) высокая стоимость, определяющаяся дополнительными расходами на устройство и эксплуатацию компрессорной станции и других подсобных предприятий и большой трудоемкостью и сложностью самого процесса выемки грунта и опускания кессона,



Фиг. 190. Схема кессонных работ

б) вредное действие сжатого воздуха на организм кессонщиков,

в) ограничение глубины заложения фундамента (максимум 40 м ниже горизонта воды).

Учитывая недостатки кессонного способа работ, применять его следует лишь в тех случаях, когда в существующих условиях нельзя построить фундамент каким-либо другим способом, более дешевым и менее вредным для здоровья рабочих.

62. КЛАССИФИКАЦИЯ КЕССОНОВ

Развитие техники строительства глубоких фундаментов и многообразие местных гидрогеологических условий внесло существенные различия в конструкции кессонов и способы производства кессонных работ. Для дорожностроительного дела можно предложить следующую классификацию кессонов, построенную по признакам различия:

А — рода материалов для кессонов,

Б — назначения мостовых сооружений, под которые подводятся кессонный фундамент,

В — способов изготовления рабочей камеры кессона,

Г — способов опускания кессона.

Кессоны можно разделить на следующие типы:

А. По роду материалов

- 1) железобетонные,
- 2) деревобетонные (с гибкой или жесткой арматурой),
- 3) деревянные,
- 4) железные (клепаные или сварные).

Б. По назначению мостовых опор

- 1) береговые (для устоев),
- 2) пойменные (для быков в незатопляемой в межень части поймы),
- 3) речные (для речных быков).

В. По способу изготовления

1) кессоны, изготавливаемые в котловане, вырытом до отметки Г. Г. В. на месте его опускания (на берегу для устоя или в незатопляемой в межень пойме для пойменного быка),

2) кессоны, изготавливаемые на искусственном земляном островке, отсыпанном в реке (при глубине до 6—7 м) на месте опускания кессона,

3) кессоны, изготавливаемые у берега, но предназначенные к отбуксированию к месту опускания в реке при глубокой воде (наплавные кессоны),

4) кессоны, изготавливаемые на постоянных подмостях, устроенных в реке на месте опускания кессона; опускание кессона в воду производится на цепях.

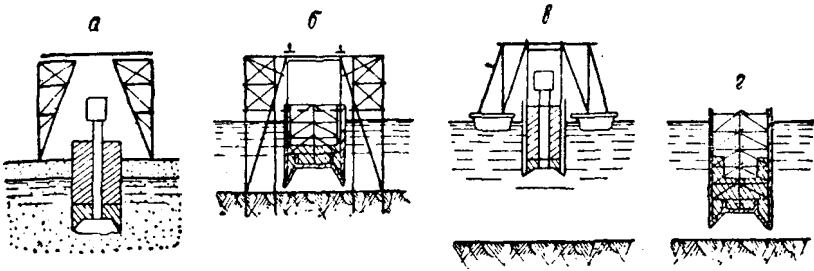
Г. По способу опускания

1) свободно-опускаемые с поверхности земли кессоны тяжелого массивного типа (фиг. 191-а); эти кессоны, применяются для устоев и пойменных быков (в незатопляемой в межень части поймы), а также для речных кессонов, опускаемых с островка,

2) подвесные кессоны легкого типа, опускаемые на цепях с постоянных подмостей, устроенных в реке на месте опускания кессона (фиг. 191-б),

3) подвесные кессоны (также легкого типа), опускаемые на цепях с пловучих подмостей, устроенных на баржах (фиг. 191-в),

4) пловучие кессоны (также легкого типа), постепенно опускаемые на дно водоема наплаву; пловучесть достигается устройством водонепроницаемых бортов (над камерой кессона) из дерева или железобетона (фиг. 191-г).



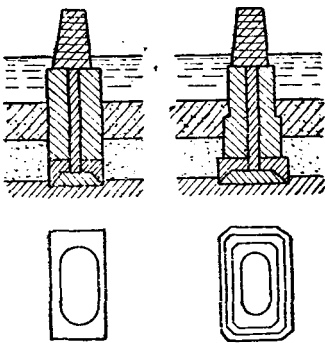
Фиг. 191. Схемы опускания кессонов

Несколько особо следует рассматривать кессоны съёмные, имеющие временное назначение и извлекаемые для повторного употребления, в отличие от кессонов, перечисленных выше и носящих общее название обыкновенных.

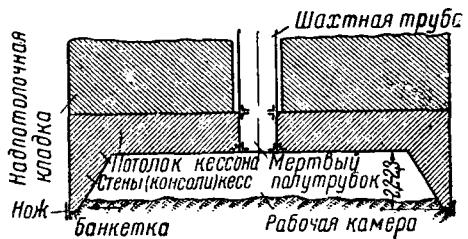
63. КОНСТРУКЦИИ КЕССОНОВ

Очертание кессона в плане должно соответствовать фундаменту сооружения и быть по возможности простым и симметричным. Кессоны, имеющие только одну ось симметрии, оседают неравномерно, что вызывает затруднения при их опускании.

В поперечном сечении камера кессона и надпотолочная кладка имеют



Фиг. 192. Поперечные разрезы кессонных фундаментов



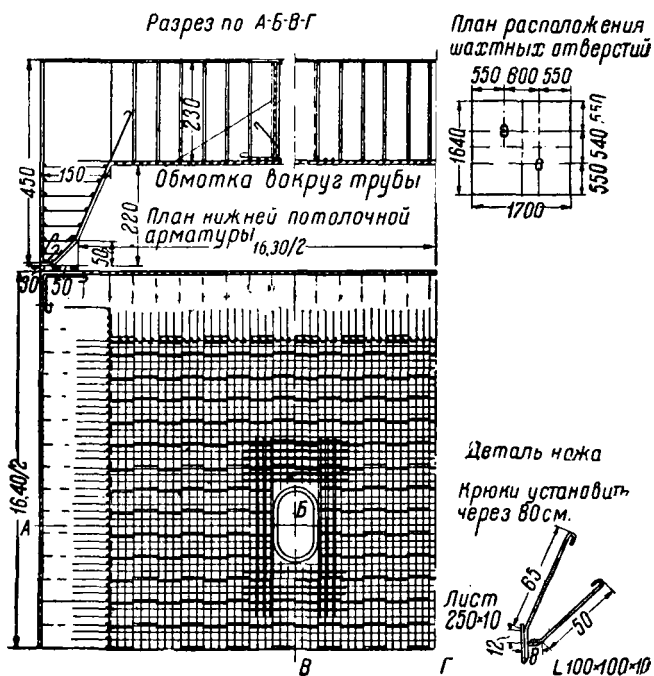
Фиг. 193. Основные элементы кессона

вид, показанный на фиг. 192. Высота рабочей камеры кессона, для удобства и безопасности работ, должна быть не менее 2,20 м. Камера кессона (фиг. 193) состоит: из потолка, несущего нагрузку надпотолочной кладки; стенки, воспринимающей боковое давление земли и воздуха; ножа, передающего давление на грунт и облегчающего погружению кессона; нижнего звена шахтной трубы, наглухо заделанного в потолок кессона и носящего название «мер-

твого полутрубка». Опорная часть ножа кессона носит название банкетки.

Камеры кессона бывают: 1) железобетонные, 2) деревянные, 3) деревобетонные и 4) металлические (клепаные или сварные).

1. Железобетонные кессоны представляют собой основной тип конструкции под мостовые опоры и бывают двух видов: А) массивные (тяжелые) кессоны, состоящие из сплошных толстых боковых стенок — консолей и плоского потолка; эти кессо-



Фиг. 194. Массивный железобетонный кессон

ны предназначаются для опускания на берегу, в пойме (незатопленной) и с островка; поэтому их часто называют береговыми и островными, Б) ребристые (легкие) кессоны, состоящие из тонких плит и ребристых балок. Эти кессоны предназначаются для опускания в глубокой воде в подвешенном на цепях или в пловучем состоянии. Ребристые кессоны требуют больше арматуры, чем сплошные. К ребристым кессонам прибегают для постройки речных опор в условиях невозможности (или невыгодности) устройства искусственного острова, который позволил бы применить массивный (менее дорогой) кессон.

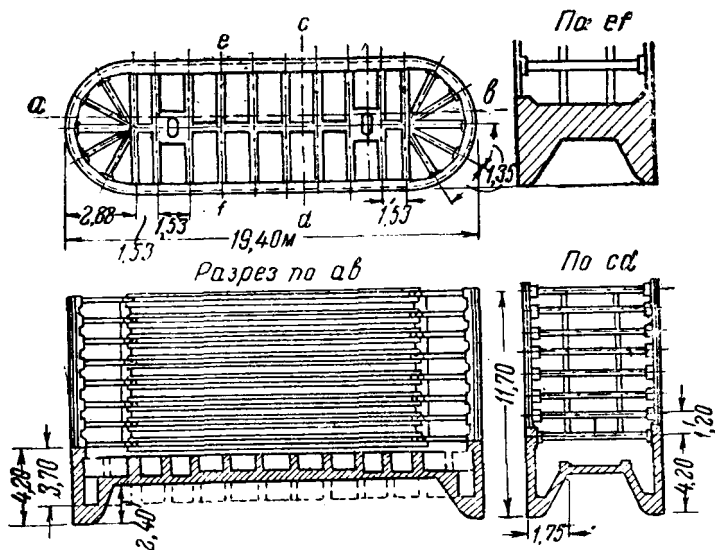
На фиг. 194 показан проект массивного кессона, осуществленного у нас в Союзе. Арматура потолка и стен-консолей двойная и связана вертикальными и наклонными хомутами.

На фиг. 195 показан ребристый железобетонный кессон, опускаемый в воду наплаву. Кессон, примененный у нас в Союзе, со-

стоит из поперечных балок высотой 1,5 м и толщиной 0,27 м, которые переходят в стенки-консоли, поставленные через 1,53 м между осями.

Жесткость кессона достигается устройством продольной балки высотой 1,5 м и толщиной 0,20 м на уровне потолка, а также массивностью нижней части ножа. Рабочая камера ограничена сверху плитой потолка и с боков — наклонной плитой, устроенной заподлицо с ребрами-консолями.

Пловучесть кессона достигается пустотами в стенках кессона и над его потолком. Этот объем пустот расчленен на секции-ячейки продольными и поперечными балками. По мере погружения кес-



Фиг. 195. Ребристый железобетонный кессон

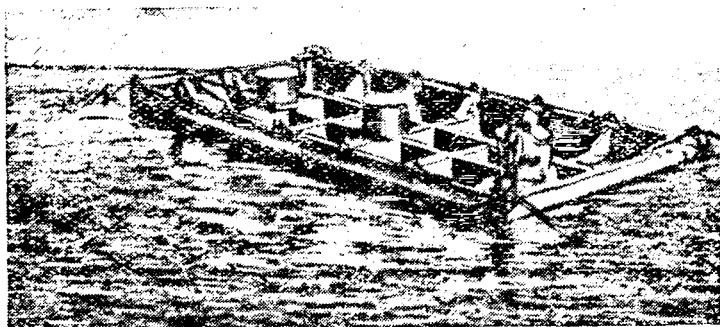
сона в воду пустые ячейки заполняют кладкой, и таким образом кессон постепенно превращается в сплошную массивную конструкцию.

Ребристые кессоны опускают наплаву или на цепях, сечение которых значительно уменьшается от пловучести кессона. Для подвешивания кессона в поперечные балки заделывают анкеры-тяжи.

Пустоты в ребристом кессоне придают ему пловучесть только при отсутствии надпотолочной кладки (фиг. 196). Чтобы сохранить пловучесть и в процессе его опускания в глубокой воде с возведением надпотолочной кладки, устраивают надпотолочную перемычку (понтон) из водонепроницаемой деревянной обшивки или железобетона (фиг. 197).

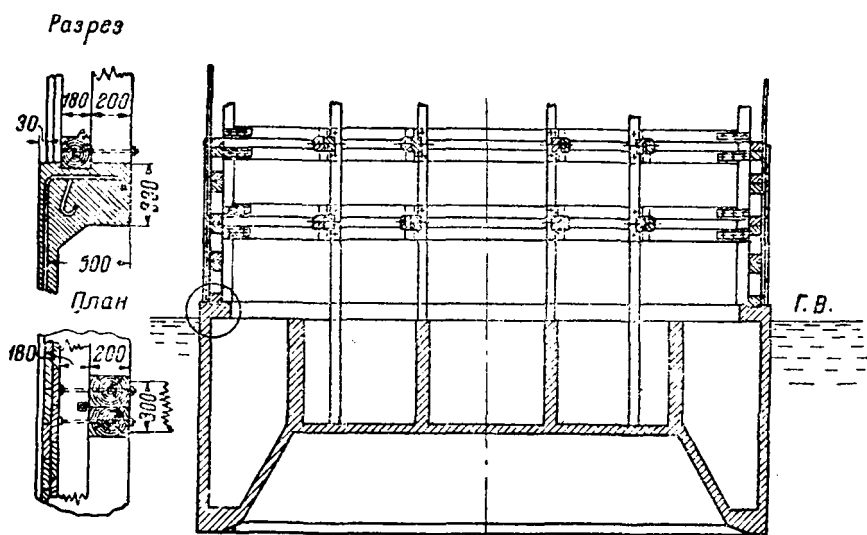
Конструкция ножей в кессонах зависит главным образом от характера грунта, проходимого кессоном. Горизонтальную опорную площадку ножа (банкетку) делают шириной не более 20—25 см. Этот размер назначают при проходке слабых грунтов, чтобы стенки кессона не погружались глубоко в грунт. При крепких грунтах

для облегчения подборки грунта банкетки следует делать как можно уже. Конструкция ножей приведена на фиг. 198. Наибольшее



Фиг. 196. Железобетонный пустотелый (ребристый) кессон наплав

распространение имеет конструкция, состоящая из уголка и приваренных к нему двух стержней с крюками (фиг. 198-б).



Фиг. 197. Конструкция понтона-перемычки и деталь сопряжения перемычки с кладкой

В кессонах с ножами по фиг. 198-а происходит чрезмерная утечка воздуха, так как при большой поверхности соприкосновения ножа с грунтом (если грунт не очень слабый) не происходит врезывания в него ножа. По этим соображениям предпочтительны ножи, показанные на фиг. 198-б и 198-в, применяемые при про-

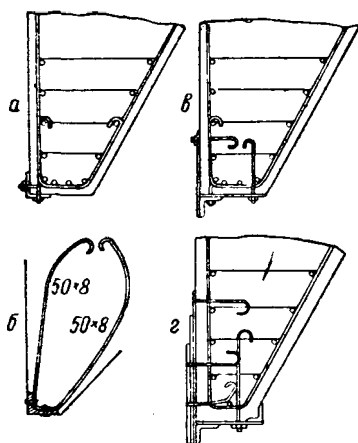
ходке песчаных и глинистых грунтов. В твердых породах применяются ножи без резца (фиг. 198-б) или с настолько сильным резцом (фиг. 198-г), чтобы последний не мог согнуться при нажиме на грунт во время посадки кессона.

2. Деревянные кессоны в настоящее время имеют ограниченное применение и все более вытесняются железобетонными и деревобетонными. Применение деревянных кессонов может в некоторых случаях обуславливаться экономическими соображениями, вытекающими из наличия на месте работ требуемых материалов и рабочей силы; именно этими соображениями объясняется широкое применение деревянных кессонов в США вплоть до настоящего времени.

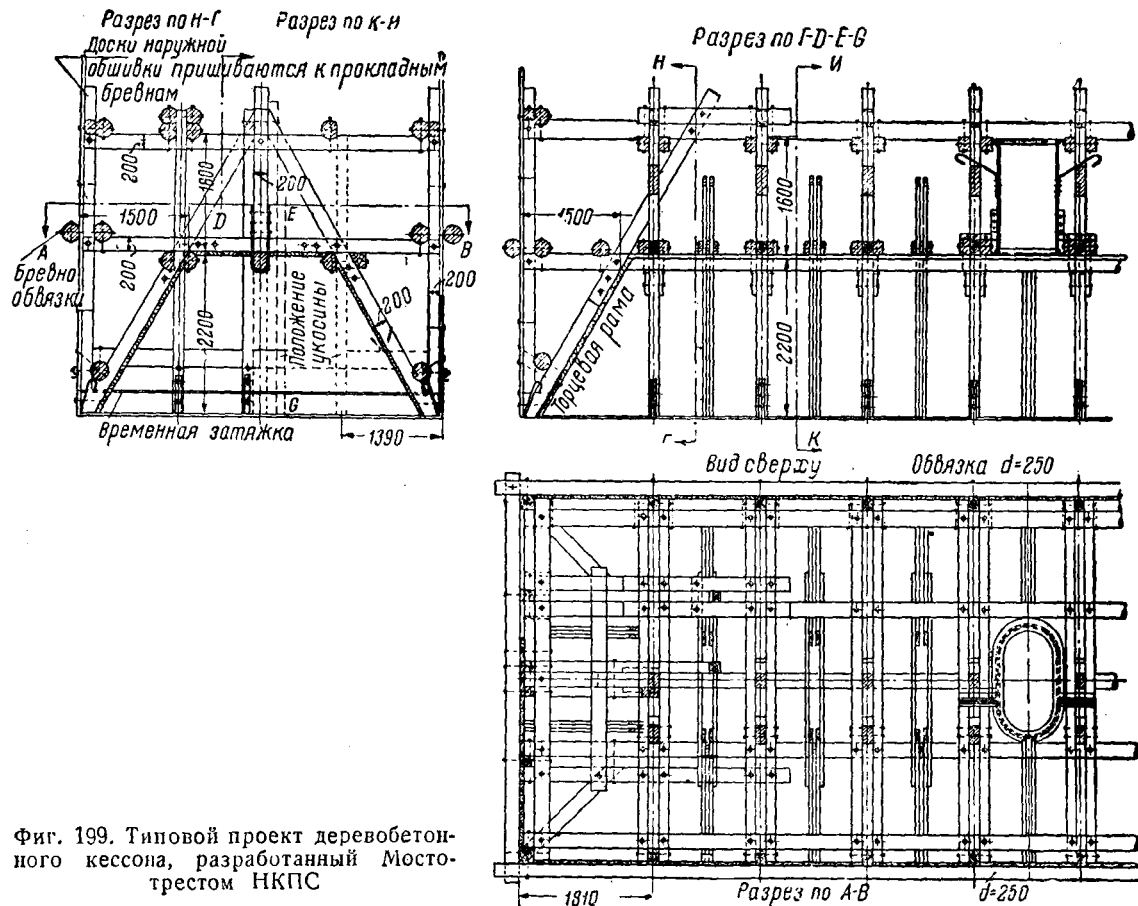
Однако деревянные кессоны обладают такими крупными недостатками, как, например, недостаточная воздухопроницаемость и опасность возгорания. Вследствие указанных недостатков у нас в Союзе чисто деревянные конструкции кессонов теперь не находят применения. Взамен деревянных кессонов у нас с успехом применяются деревобетонные. Необходимо оговориться, что многими авторами деревобетонные кессоны с жестким деревянным каркасом именуется деревянными кессонами. Следует иметь в виду, что в деревянных кессонах кладка заполнения не принимает никакого участия в работе, тогда как в деревобетонных кессонах кладка работает не только на скалывающие, но и на сжимающие напряжения.

3. Деревобетонные кессоны с жестким деревянным каркасом применяются у нас в Союзе довольно часто, как береговые и пойменные, опускаемые в грунт, так и речные, опускаемые наплаву. Во время бетонирования кессона жесткий каркас выполняет назначение подмостей, поддерживая опалубку, которую пришивают к нему гвоздями. После достаточного отвердения бетона заключенные в нем элементы каркаса выполняют роль рабочей арматуры.

К преимуществам деревобетонных кессонов относятся: удобство бетонирования без особых внутренних подмостей и легкость деревянного каркаса, позволяющего с успехом опускать кессон наплаву в глубокой воде. Условия опускания кессона отражаются на конструкции каркаса и его обшивки. Поэтому деревобетонные кессоны изготовляют двух типов: для опор береговых и пойменных кессоны, опускаемые с грунта, и наплавные для опускания при большой глубине воды. Наплавные кессоны должны обладать повышенной жесткостью и полной водонепроницаемостью.



Фиг. 198. Конструкция ножей железобетонных кессонов



Фиг. 199. Типовой проект деревобетонного кессона, разработанный Мостотрестом НКПС

На фиг. 199 представлен типовой проект деревобетонного кессона с жестким деревянным каркасом, разработанный Мостотрестом НКПС для опускания с грунта. В основу этого проекта было положено требование преимущественного применения пиленого леса с устройством всех соединений исключительно на болтах без каких-либо врубок. Устранение врубок облегчает и ускоряет изготовление кессона. Наружная обвязка кессона ставится только на время бетонирования кессона.

Особенность конструкции деревобетонного кессона, опускаемого наплаву, при большой глубине, заключается в повышенной жесткости, необходимой в условиях опускания наплаву, и повышенной водонепроницаемости, обусловленной необходимостью поддержания в процессе опускания до дна определенной, установленной расчетной разности горизонтов окружающей воды и кладки, возводимой под защитой водонепроницаемой обшивки. В частности, нож кессона, обычно наиболее уязвимое место в смысле течи, также сконструирован с должной водонепроницаемостью.

4. Металлические кессоны требуют значительного количества металла (от 200 кг и более на 1 м² кессона), а потому применяются сравнительно редко. Наиболее целесообразно применение металла для съемных кессонов (см. § 66), которые могут быть использованы для постройки ряда опор. В настоящее время конструируют сварные кессоны, как более экономичные в сравнении с клепаными и более воздухонепроницаемые. Металлические кессоны устраивают в виде каркаса, состоящего из продольных и поперечных балок, к которым прикрепляется обшивка потолка, и боковых стенок из листового железа толщиной 5—8 мм. По конструкции металлические кессоны разделяются на кессоны со сплошными балками и кессоны со сквозными балками и консолями.

64. ИЗГОТОВЛЕНИЕ КЕССОННЫХ КАМЕР

Существуют, как уже отмечалось, четыре типичных способа изготовления кессонных камер: 1) в котловане у берега, 2) на искусственном островке, 3) у берега с последующей отбуксировкой наплаву, 4) на постоянных подмостях в реке на месте опускания кессона.

Выбор одного из них определяется: а) способом опускания кессона и б) родом материала кессонной камеры.

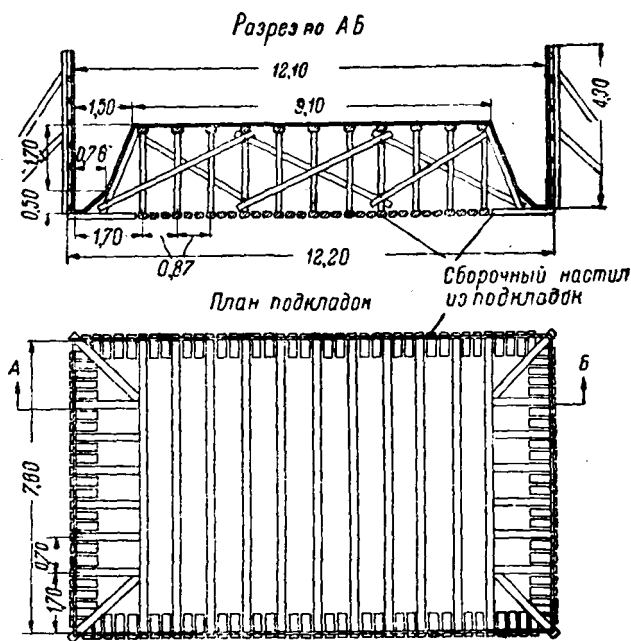
Например, свободно-опускаемые с поверхности земли массивные кессоны (бетонные, деревобетонные или железобетонные) изготавливают в котловане на месте опускания или на искусственном островке. Подвесные кессоны, опускаемые на цепях с постоянных подмостей, устроенных в реке, изготавливают там же на деревянном настиле на подмостях. Пловучие пустотелые из железобетона или деревобетона (реже — из металла) кессоны изготавливают у берега, а затем на буксире доставляют к месту опускания.

1. Изготовление кессона непосредственно на грунте производится в котловане, вырытом до отметки горизонта грунтовых вод. Дно котлована должно быть достаточно прочно и устойчиво, чтобы конструкция кессона не подвергалась дефор-

мациям в период твердения бетона. Перед началом работ на грунте устраивают сборочный настил, распределяющий давление веса кессона равномерно на основание (фиг. 200).

Изготовление железобетонного кессона начинается с установки банкетки и ножа на сборочном настиле. Затем ставят внутренние рамы опалубки и зашивают внутреннюю опалубку. После этого устанавливают заготовленную арматуру, предварительно очистив все внутренние части кессона от мусора, щепы и грунта.

После установки нижней потолочной и консольной арматуры устраивают наружную опалубку (см. фиг. 200). После установки всей арматуры и воздухопроводных труб производят бетонирование кессона. Снятие кессона с подкладок может производиться



Фиг. 200. Опалубка для бетонирования кессона

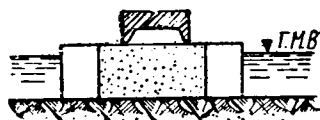
по достижении бетоном прочности, требуемой расчетом кессона. Перед опусканием кессона внутреннюю поверхность камеры затирают цементом или торкретируют для уменьшения воздухопроводности.

Изготовление деревобетонного кессона с гибкой арматурой производится примерно в таком же порядке, как железобетонного. Лесные материалы должны быть хорошего качества. Все врубки деревянных частей должны быть сделаны тщательно, сопряжения должны быть плотно и аккуратно пригнаны и щели проконопачены. Перед началом опускания удаляют внутреннюю обшивку и поверхность бетона покрывают слоем торкрета толщиной

не менее 3 см для уменьшения воздухопроводности кессонной камеры.

2. Изготовление кессона на искусственном островке (фиг. 201) немногим отличается от описанного выше. На островках изготавливают массивные железобетонные и деревобетонные кессоны. Процессы сборки, бетонирования и подготовки к опусканию остаются те же, которые описаны для случая изготовления кессонов в котловане.

3. Изготовление кессона у берега с последующей отбуксировкой его к месту опускания в реке имеет место в случаях применения пловучих кессонов, предназначенных для опускания в глубокой воде.



Фиг. 201. Схема островка

Порядок изготовления наплавных железобетонных кессонов аналогичен описанному выше для массивных железобетонных кессонов. Дополнительные работы состоят в устройстве надпотолочной водонепроницаемой перемычки (см. фиг. 197), необходимой для пловучести кессона. Деревянную обшивку устраивают из двух слоев досок толщиной не менее 40 мм в каждом слое. Швы досок внутреннего слоя должны быть полностью перекрыты досками наружного слоя. Доски обшивки тщательно прифуговывают и припазовывают под конопатку просмоленной прядью. Конопатка производится с внешней стороны (со стороны воды). Паза, по внешней поверхности обшивки, после конопатки осмаливают горячей смолой.

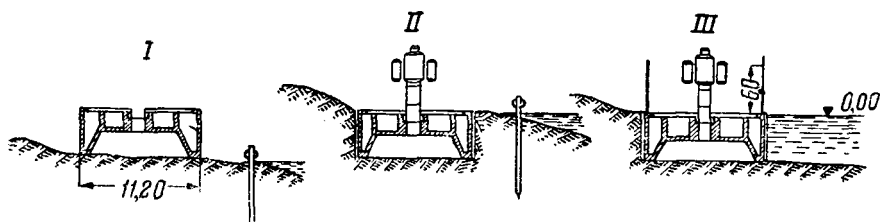
Если наплавной кессон изготавливают из железа, то порядок работ должен быть примерно следующий. На сборочном настиле устанавливают клетки высотой 0,3 м под банкетку точно по разбитым осям кессона. После этого устанавливают внутреннюю конструкцию: поперечные балки, обшивку, накладки, потолочную обшивку и т. д. Внутреннюю конструкцию используют как подмости. Во избежание выгибов потолочных листов и для плотности швов подмости надпотолочной конструкции нужно делать из брусьев. К сплошной клепке внутренней конструкции приступают только после окончания всей ее сборки вместе с потолком и консолями, причем одновременно можно собирать всю наружную обшивку. В процессе сборки и клепки кессона устанавливают мертвый полутрубок, а также первые звенья воздуходувных труб. По окончании клепки кессон тщательно очищают от мусора, масла и промывают водой. Одновременно тщательно промазывают суриковой замазкой все щели и пазухи внутри кессона. Во всех швах прокладывают холщевые ленты, пропитанные суриком.

Существует несколько способов изготовления пловучего кессона и его отбуксировки к месту опускания в реке. Наиболее характерные из этих способов следующие:

а) Изготовление наплавного кессона на подмостях у берега. Подмости устраивают на сваях, и кессон собирают на нижнем ярусе подмостей. Затем после изготовления кессон опускают на

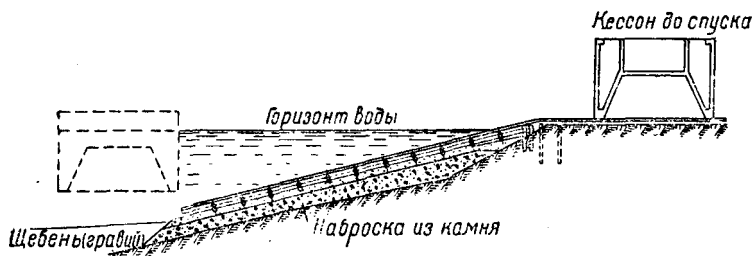
цепях в воду, цепи освобождают, кессон наплаву выводят из пределов подмостей и буксируют к месту погружения. Необходимую для кессона глубину воды в месте возведения вспомогательных подмостей определяют расчетом, в зависимости от степени пловучести кессона.

б) Последовательность изготовления наплавного кессона в шпунтовом ограждении, устроенном у берега, показана на фиг. 202.



Фиг. 202. Пловучий кессон, изготовленный на берегу в шпунтовом ограждении

На берегу реки, вблизи уреза воды, изготавливается кессон (схема I) и опускается до глубины (схема II), позволяющей кессону всплыть после устранения перемычки (схема III). Этот же способ может быть несколько изменен в следующем виде. Устраивается котлован, также отделенный от воды перемычкой. Кессон изготовляют в котловане, дно которого располагают на таком уровне, чтобы кессон после затвердения бетона мог при допуске воды в котлован всплыть. В процессе изготовления кессона котлован



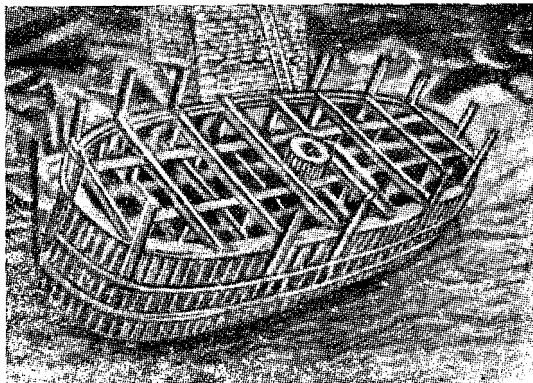
Фиг. 203. Стпель для спуска пловучего кессона на воду

поддерживают в сухом состоянии при помощи соответствующих водоотливных средств. После изготовления кессона водоотлив прекращают, перемычку устраняют, и котлован затопляется водой. Всплывший кессон отводят к месту его опускания к реке.

в) Изготовление наплавного кессона в затоне зимой, на реках с высокими весенними водами. При весеннем подъеме воды кессон всплывает, и его отводят на буксире к месту опускания в реку.

г) Изготовление наплавного кессона на берегу, на спланированной площадке примерно на 0,50—1,0 м выше уреза воды. После изготовления кессон снимают мощным краном (удобнее — плувучим) и спускают на воду; затем его отводят к месту опускания.

д) Изготовление наплавного кессона на берегу на стапели (фиг. 203). Стапель представляет собой наклонную плоскость, постепенно уходящую под воду, с пришитыми сверху рельсами или деревянными лежнями, отесанными на два канта. После изготовления кессона из-под него удаляют подкладки, и он спускается в воду по рельсам или лежням, смазанным салом. Для сдвига кессона с места и для возможности его торможения устанавливают лебедки; одни — с боков у уреза воды (тянущие кессон к воде), другие — с верхней стороны (для торможения). Всплывший кессон (фиг. 204) отводят к месту опускания в реке.



Фиг. 204. Спуск кессона со стапеля в воду

е) Изготовление кессона в плувучем деревянном доке, стоящем у берега. Этот способ весьма удобен. Плувучий док представляет собой специальной конструкции судно, могущее в известных пределах изменять свою осадку. Кессон изготовляют на палубе дока, после чего док погружается в воду на такую глубину, при которой кессон всплывает и может быть отведен на плаву к месту его опускания.

4. Изготовление кессона на постоянных подмостях, на месте его погружения под бык, производится в случаях глубины воды в реке до 5—6 м и возможности забивки свай для подмостей. Кессон изготовляют на нижнем ярусе настила в подвешенном состоянии на цепях, прикрепленных к верхнему ярусу настила. После того как кессон готов, его приподнимают на домкратах, нижний временный настил удаляют, и кессон погружается в воду. Кессон может быть наплавной, т. е. с водонепроницаемой обшивкой, позволяющей производить дальнейшее его погружение на дно реки без цепей, или без обшивки, когда предполагается все время держать кессон на весу. В последнем случае уровень возводимой надпотолочной кладки, в виду отсутствия водонепроницаемой обшивки, в процессе опускания кессона поддерживают выше горизонта воды.

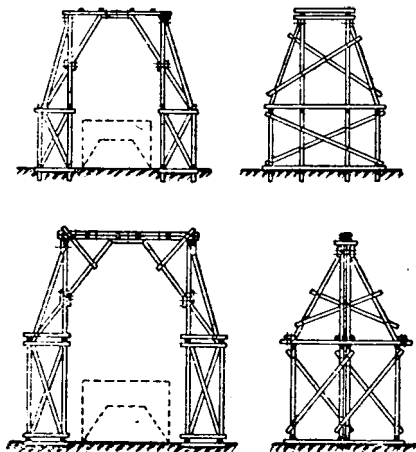
Метод опускания кессона на цепях в последнее время не находит применения из-за сложности работ.

65. ОПУСКАНИЕ КЕССОНОВ И ПОДМОСТИ ДЛЯ НИХ

Опускание кессонов представляет собой основной и наиболее сложный процесс кессонных работ. Для всех случаев опускания кессона необходимо устройство подмостей, конструкция которых определяется типом кессона и способом его опускания.

Ниже приведены примерные схемы опускания кессонов для каждого из перечисленных ранее (в § 62) типичных случаев, а также подмости и вспомогательные устройства, необходимые для опускания. Следует отметить,

что, в то время как подмости для свободно-опускаемых кессонов служат для подвешивания и подъема шлюзовых аппаратов во время наращивания шахтных труб, подмости для подвесных кессонов служат не только для подвешивания шлюзов, но и для подвешивания самих кессонов. Кроме того, подмости для подвесных и наплавных кессонов необходимы для устройства вокруг кессона рабочей площадки для материалов и оборудования.



Фиг. 205. Объемлющие подмости для подъема шлюзовых аппаратов

ных быков, когда глубина воды металлические ограждения, позволяющие опускать кессоны при значительной глубине воды (до 7—8 м), расширяют область применения свободно-опускаемых массивных кессонов, которые более экономичны, чем прочие типы кессонов.

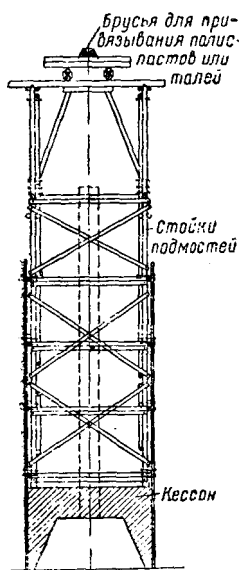
Подмости для свободно-опускаемых кессонов (фиг. 205) служат для подвешивания и подъема шлюзовых аппаратов во время наращивания шахтных труб. Подмости строят из круглого леса. В летнее время стойки второго яруса обтягивают брезентовым полотнищем для защиты от дождя и солнца, а в зимнее время весь каркас подмостей служит остовом для тепляка. Пролет подмостей или расстояние между осями стоек, ближайших к кессону, принимают на 1,50 м более ширины кессона. Прочность верхнего бруса проверяют расчетом по весу шлюза, шахтных труб, талей, тросов и прочей нагрузки. Описанная конструкция подмостей носит название объемлющей в отличие от подмостей, изображенных на фиг. 206 и 207, называемых надпотолочными, которые устраивают над потолком кессона.

Подмости надпотолочной конструкции удобнее объемлющих, так как требуют для своего изготовления меньше лесоматериалов и рабочей силы и не боятся просадок грунта у кессона. Кроме

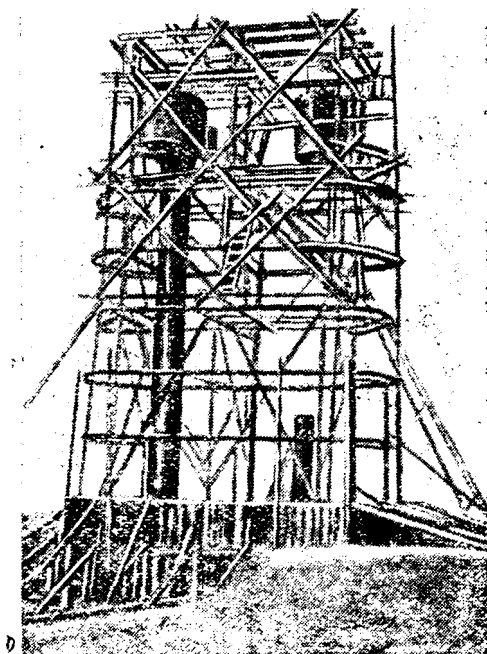
того, стойки надпотолочных подмостей одновременно используют и для поддержания горизонтальных ребер, к которым пришивают доски опалубки.

Иногда по местным условиям, вместо подмостей, более удобны порталные краны или деррик-краны.

Портальные краны, металлические или деревянные, могут передвигаться по рельсам от одного кессона к другому (например, зимой, когда рельсы уложены на лежнях по льду).



Фиг. 206. Надпотолочные подмости для подъема шлюзового аппарата

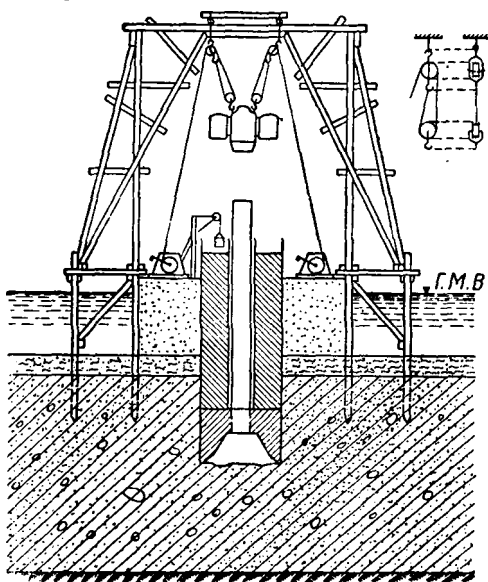


Фиг. 207. Общий вид надпотолочных подмостей

Можно также применять передвижные краны, установленные на гусеницах или на железнодорожном ходу. Так как передвижные краны и деррики могут выполнять также ряд других работ, связанных с опусканием кессона и возведением кладки фундамента, их следует считать наиболее удобным приспособлением для установки шлюзовых аппаратов.

Кессоны, опускаемые с островков, также должны быть снабжены подмостями или кранами для подъема шлюзовых аппаратов. Для островных кессонов удобны подмости надпотолочной конструкции, так как они не боятся просадок грунта у кессона. Для зимних работ со льда с успехом могут применяться краны-деррики или передвижные (в том числе и порталные).

Кладку (в большинстве случаев буто-бетонную) ведут в опалубке простейшей конструкции, состоящей из досок, вертикально установленных стыками вразбежку. Возводимую кладку все время поддерживают на уровне выше отметки земли.



Фиг. 208. Схема работ при опускании массивного железобетонного кессона с острова

На чертеже дано примерное расположение грузоподъемных механизмов (полисласты, лебедки, краны), используемых как для подъема оборудования (шахтные трубы, шлюзовой аппарат), так и для подъема материалов (бетон, камень). Подача бетона рационализируется при помощи так называемых контейнеров, представляющих собой ящики, приспособленные к удобной погрузке на тачки.

2. Подвесные кессоны, опускаемые с постоянных подмостей, изготавливаются

легкого типа на постоянных подмостях, устроенных на месте опускания кессонов.

Способ опускания кессона с постоянных подмостей может быть применен для речных быков при глубине воды до 5—6 м и возможности забивки свай для подмостей. К этому способу прибегают в реке с сильным течением, когда нежелательно стеснение живого сечения островком.

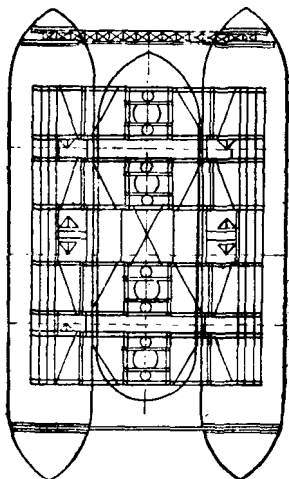
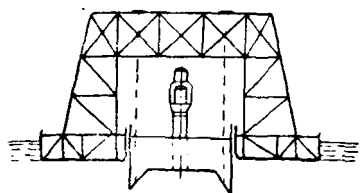
С верхней, по течению, стороны подмостей обыкновенно забивают отбойные сваи для восприятия возможных ударов судов и прочих плавающих предметов.

Кессон подвешивают на железных штангах. Количество штанг и их поперечное сечение рассчитывают на наибольшую нагрузку в процессе погружения кессона. Подвесные штанги укрепляют в верхнем ярусе подмостей посредством винтовых домкратов. Количество штанг берут на несколько штук более расчетного, что позволяет по очереди выключать их и наращивать.

3. Подвесные кессоны, опускаемые с пловучих подмостей в условиях глубокой воды, изготавливают легкого типа на берегу и потом одним из описанных выше способов доставляют к месту опускания к подмостям, устроенным на баржах (фиг. 209). Конструкция таких подмостей мало чем отличается от постоянных и они экономичны при опускании в воду нескольких кессонов. В подобных случаях подмости можно перемещать от одного кессона к дру-

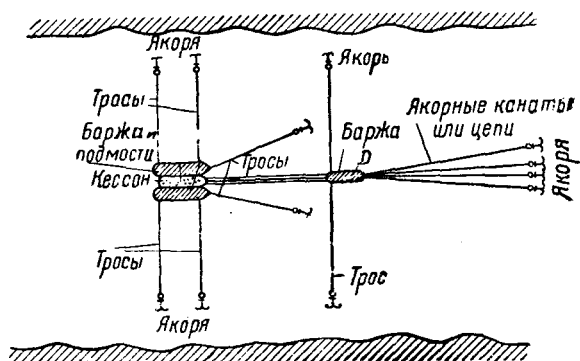
гому. С другой стороны, опускание подвешенного кессона при глубокой воде довольно медленно и опасно, так как при неравномерности натяжения цепей может произойти их обрыв и затопление кессона. Поэтому в последнее время способ опускания кессонов при глубокой воде на цепях почти вытеснен способом опускания наплаву.

4. Наплавные кессоны, изготавливаемые на берегу одним из рассмотренных выше способом, буксируются к месту опускания в условиях глубокой воды. Как уже отмечалось выше, пловучесть кессона достигается не только облегченной конструкцией (ребристые кессоны), но и тем, что надпотолочная кладка в ней ведется ниже горизонта воды за водонепроницаемой надпотолочной обшивкой. Кроме того, в отдельных случаях для уменьшения осадки кессона в воде в камеру подается сжатый воздух, чем уменьшается вес кессона. Для этой цели на баржах, спаренных с плавающим кессоном и служащих как бы строительной площадкой, устанавливаю



Фиг. 209. Пловучие подмости на баржах для опускания кессона на цепях

тельной площадкой, устанавливаю

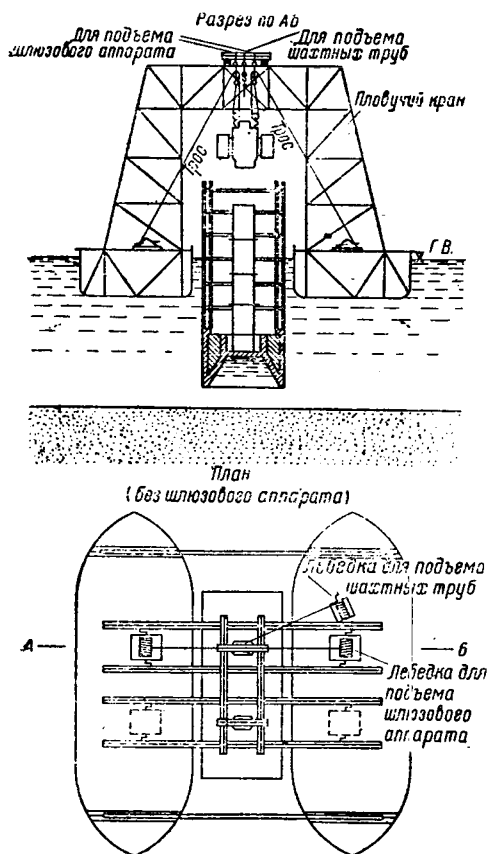


Фиг. 210. Закрепление наплавного кессона и обслуживающего каравана

компрессоры для подачи сжатого воздуха посредством гибких шлангов. На тех же баржах устанавливают механизмы для производства кессонных работ (как, например, краны), оборудование и материалы:

Доставленный на место опускания наплавной кессон надежно закрепляют. Если работы ведут летом, то закрепление осуществляется примерно по схеме, показанной на фиг. 210. Кессон крепят на якорях отдельно от системы закрепления баржей, обслуживающих кессон. Для возможности выравнивания положения кессона

последний ставят в первоначальный период опускания не в створе мостового перехода, а выше по течению, в расстоянии 5—6 м. Здесь производится опускание кессона до тех пор, пока нож его окажется в расстоянии 0,5—1,0 м до дна реки. После этого кессон перемещают наплаву на проектное положение путем весьма медленного, с перерывами травления держащих кессон тросов и устанавливают выше проектного места на 0,30 м.



Фиг. 211. Схема опускания наплавного кессона при установке крана на баржах

а потом — только у стен, оставляя свободное пространство для шахтных труб. В процессе погружения кессона производят наращивание водонепроницаемой обшивки и шахтных труб. На фиг. 211 показана примерная схема опускания наплавного кессона, обслуживаемого пловучим краном на баржах.

Перед посадкой кессона на дно устанавливают шлюзовые аппараты, и посадка осуществляется при наличии сжатого воздуха. За некоторое время перед тем, как кессон дойдет до дна, в рабочую камеру вдувают воздух, — кессон получает дополнительную пловучесть. При посадке кессона, когда нож касается дна, проверяют

перерывами травления держащих кессон тросов и устанавливают выше проектного места на 0,30 м.

В этом положении кессон погружается на дно, так как практикой установлено, что на глубине первых двух метров погружения в грунт кессон нередко спускается вниз по течению реки на величину 0,30 м.

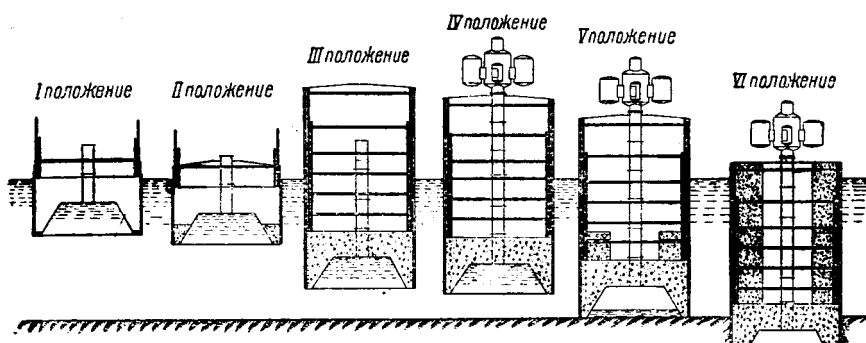
Если работы ведутся зимой, то буксировка кессона к месту опускания производится по пробитой во льду полынье.

Крепление кессона осуществляется посредством чалок и тросов.

Тип подмостей и приспособлений для подъема шлюзового аппарата (при наращивании шахтных труб) также подбирают с учетом времени года, сообразуясь с наличием баржей, спаренных с кессоном, в летних условиях или ледового покрытия, если работы ведутся зимой.

По мере опускания наплавного кессона возводится кладка над потолком кессона. Кладку ведут сначала по всей площади кессона,

проектное положение кессона и выправляют его. Когда после маневрирования будет найдено правильное положение кессона, дутье воздуха в камеру прекращают. Воздух уходит через неплотности шахтных труб, и кессон постепенно садится на дно, теряя плавучесть. Обычно при посадке полностью спускают воздух. Если при новой проверке окажется, что кессон сел неправильно, то камеру снова наполняют воздухом, кессон приподнимается, и положение его выправляют. Последовательные положения наплавного кессона при его опускании показаны на фиг. 212.



Фиг. 212. Последовательность опускания наплавного кессона

Опускание наплавного кессона во взвешенном состоянии производится до тех пор, пока он не войдет в грунт на глубину t , достаточную для его устойчивости.

Минимальное значение глубины t определяется расчетом в соответствии с характером грунта на дне реки. Если дно реки сложено из ила или других слабых грунтов, не гарантирующих устойчивости кессона, то опускание во взвешенном состоянии нужно продолжать до тех пор, пока кессон не углубится в достаточно надежные грунты.

При обычных песчаных грунтах выведение надкессонной кладки до уровня воды в реке можно производить только после того, как нож кессона войдет в грунт дна реки на глубину t , определенную расчетом и, во всяком случае, не меньшую, чем

$$t = 2,4 \frac{H}{b},$$

где:

- t — глубина врезания ножа кессона в грунт,
- H — глубина воды в месте опускания,
- b — ширина кессона понизу.

График надкессонной кладки для всех случаев проходки неустойчивых, илистых и разжиженных грунтов дна реки должен быть составлен так, чтобы давление под банкетками равнялось нулю.

При назначении порядка сооружения опор рекомендуется начинать опускание кессонов с речных опор. Закрепление кессона

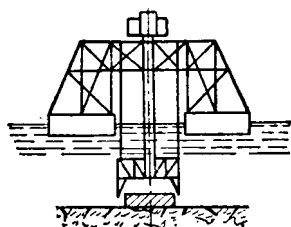
при опускании наплаву без колебания из стороны в сторону невозможно, а это отражается на точности опускания кессона на дно и на величине обреза фундамента. Поэтому может встретиться необходимость в некотором смещении оси моста после сооружения кессонных фундаментав.

Указанное смещение кессона вызывает необходимость в установлении соответствующего запаса в обрезах фундамента, что несколько увеличивает размеры кессона в плане. Для определений обреза кессонного фундамента исходят из того, что точность опускания кессона равна примерно 0,01 полной глубины опускания от горизонта воды; размер обреза берут не менее двойной величины точности.

66. ОСОБЫЕ ВИДЫ КЕССОНОВ И ОСОБЫЕ СЛУЧАИ ПРИМЕНЕНИЯ КЕССОННЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Разнообразие местных условий и неодинаковость назначений надземных сооружений внесли известное разнообразие в системы кессонов.

1. Съемные кессоны. На фиг. 213 представлена схема съемного кессона. Различие между обыкновенными кессонами (рассмотренными ранее) и съемными заключается в следующем:



Фиг. 213. Схема опускания съемного кессона

в обыкновенном кессоне кладку ведут на потолке рабочей камеры, и потому кессон оказывается погребенным в грунте, — в съемном кессоне кладку ведут под потолком рабочей камеры, т. е. в самой камере. По мере возведения кладки съемный кессон поднимается вверх при помощи джек-колонн, установленных на самой кладке или на цепях, подвешенных к подмостям (постоянным или пловучим). Когда кессон окажется выше воды, его удаляют, и он может быть использован таким же порядком на постройке других опор.

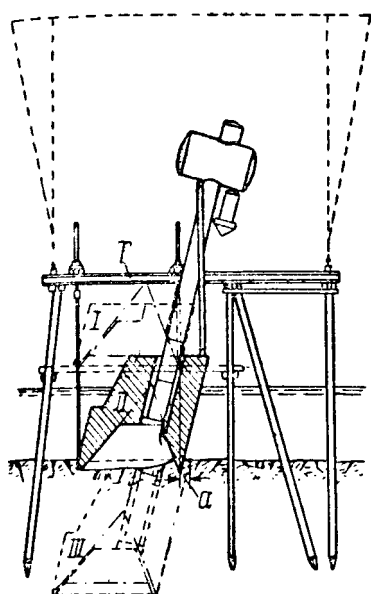
Однако сфера применения съемных кессонов ограничивается следующим условием: глубина погружения кессона в грунт водоема не должна превышать высоты кессона (по наружному очертанию), чтобы можно было извлечь съемный кессон: при большой глубине погружения вертикальные стенки котлована могут обрушиться, завалить потолок кессона и не дать возможности извлечь его на поверхность.

Съемные кессоны делают обычно из металла, чтобы получить более легкую конструкцию и иметь возможность многократного их использования.

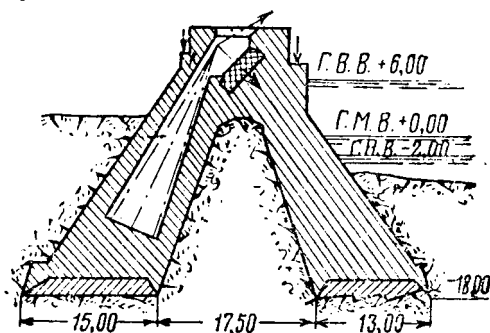
Иногда для подъема кессона на его потолке устраивают балластные камеры с баллонами, которые действием насоса сверху могут быть заполнены попеременно: то водой (при погружении кессона), то воздухом (при его подъеме).

2. Косые кессоны. В ряде сооружений, как например, подпорные стены, устои мостов и др., равнодействующая всех сил

имеет наклонное направление. В таких случаях более рациональны наклонные очертания не только надземных частей сооружения, но и подземных (фиг. 214).



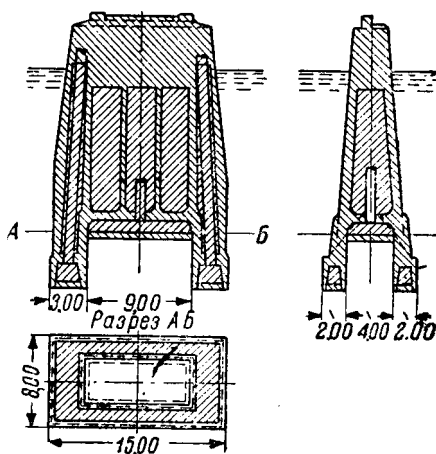
Косой кессон первое время начинает опускаться вертикально, пока сопротивление грунта под его наклонной стенкой еще незначительно. Но по мере погружения сопротивление грунта возрастает и начинает поддерживать кессон, который в дальнейшем опускается уже параллельно своей наклонной боковой грани.



Фиг. 214. Косые кессоны

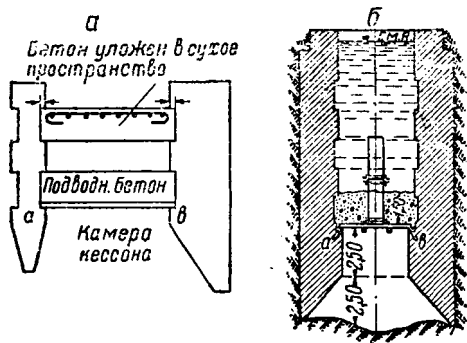
3. Кольцевые кессоны. В тех случаях, когда, благодаря высокой несущей способности грунта, можно ограничиться загрузкой кессонным фундаментом только части площади основания и сэкономить, таким образом, в кладке, возможно применение кольцевого кессона (фиг. 215). Такие кессоны имеют кольцеобразную в плане рабочую камеру. При опускании кольцевых кессонов грунт внутри кольца оставляют нетронутым.

4. Кессоны, переделанные из колодцев. Иногда, как уже отмечалось, в процессе опускания кольца приходится переделывать его на кессон, для чего в колодце устраивают потолок, закрывающий землечерпательные шахты. Бетон потолка должен входить в проемы стен шахты. Потолок устраивают сверху колодца (весь колодец



Фиг. 215. Кольцевой кессон

превращается в рабочую камеру, что увеличивает расход и утечку воздуха) или в нижней его части, — ограниченных размеров (фиг. 216). Во втором случае работы производят в следующем порядке (схема *а*): сначала при помощи водолазов (если работы производятся без водоотлива) устанавливают опалубку *ab*, затем производят подводное бетонирование; после выдержки



Фиг. 216. Переустройство опускаемого колодца в кессон

примерно 7 дней (для бетона высокой марки, применяемого для таких случаев) удаляют воду из колодца и в сухом пространстве устраивают постоянный железобетонный потолок с мертвым полутрубком и с необходимым оборудованием для кессонных работ. Прочность конструкции железобетонного потолка должна быть проверена расчетом. После 7-дневной выдержки нагнетают в камеру сжатый воздух, пробивают временную бетонную подушку и в дальнейшем колодец опускают, как кессон.

При малых сечениях шахт, когда расчетом устанавливается возможность устройства только бетонного потолка без армирования, ограничиваются устройством одного бетонного перекрытия, как показано на схеме *б* (фиг. 216).

5. Кессон на свайном основании. Максимальная глубина опускания кессона в 40 м, как указывалось, определяется допустимым добавочным давлением в рабочей камере кессона, установленным нашим законодательством в 4 ати. Поэтому, если при опускании кессона на максимальную глубину встретившийся там грунт окажется ненадежным, то можно прибегнуть к усилению слабого основания внедрением в грунт свай.

Опускание свай из рабочей камеры кессона производят под давлением домкратов, упирающихся в потолок кессона.

67. МЕХАНИЧЕСКОЕ ОБОРУДОВАНИЕ КЕССОНОВ

Кессонные работы как наиболее сложные при устройстве фундамента требуют сложного оборудования.

Для кессонных работ в основном необходимы: оборудование и механизмы для изготовления, подачи и регулирования сжатого воздуха, грузоподъемные механизмы, инструменты для разработки грунтов и оборудование для закрепления наплавных кессонов.

Изготовление, подача и регулирование сжатого воздуха производятся при помощи компрессорной станции, воздухохранилища, воздухопровода, манометров и других приборов.

Компрессорные станции бывают двух типов: стационарные, сооружаемые на берегу или на острове, вблизи от места опускания

кессонов, и передвижные, устанавливаемые на баржах, в вагонах и автомобилях. Компрессоры, изготовляющие сжатый воздух, применяются различных типов; наиболее часто встречающиеся на кессонных работах — компрессоры поршневого типа.

Сжатый воздух, выйдя из компрессора, попадает в воздухо-сборник, который служит отчасти для смягчения толчков воздуха в воздухопроводных трубах, а также для очистки воздуха от примеси масла, увлекаемого воздухом, при проходе через компрессор,

От воздухосборника к кессону сжатый воздух подается по железным воздухопроводным трубам, соединенным друг с другом фланцами или муфтами. В зимнее время трубы утепляют во избежание замерзания воды, образующейся от влаги, содержащейся в воздухе. При подходе к кессону воздухопроводные трубы снабжаются разветвлениями: одна линия идет в камеру кессона, другая — в шлюзовый аппарат. Во избежание повреждения воздухопроводных труб при опускании кессона присоединение их к шлюзовому аппарату и к стояку, подающему воздух в рабочую камеру, производится при помощи гибкого шланга.

В пределах самого кессона воздухопроводные трубы носят название воздушных труб, идущих от гибких шлангов в рабочую камеру кессона. Диаметры трубы — от 75 до 100 мм; количество их зависит от размера (площади) кессона, но во всяком случае должно быть не менее двух, чтобы при прекращении подачи воздуха по одной трубе (например, при ее наращивании) вторая находилась в действии. Воздушные трубы внизу снабжаются обратными клапанами, захлопывающимися при прекращении подачи воздуха, что необходимо для безопасности в случае внезапной порчи воздухопроводной линии.

Помимо воздушных труб, в потолок кессона заделываются сифонные трубы, выходящие через кладку фундамента наружу. Сифонные трубы устраиваются для удаления из камеры испорченного воздуха при прохождении кессона через плотные грунты, затрудняющие естественную вентиляцию камеры. Сифонными трубами также пользуются при форсированных посадках кессона (мгновенное погружение кессона на некоторую глубину, примерно 0,5 м, при быстром выпуске воздуха через сифонные трубки). Кроме того, при помощи сифонных труб удаляется из камеры случайно поступившая в нее вода, которая в водонепроницаемых грунтах не поддается отжатию в грунт силою давления сжатого воздуха. Для указанной цели к концу сифонной трубы присоединяют гибкий резиновый шланг, свободный его конец погружают в воду, и открывают кран на сифонной трубе. Под давлением сжатого воздуха вода выбрасывается по сифонной трубе на поверхность.

Оборудование для входа людей в кессон и выдачи из него грунта состоит из металлического шлюзового аппарата и металлических шахтных труб.

Наибольшее распространение в СССР имеют шлюзовые аппараты смешанного типа, предназначенные для приема и людей и материалов. Поэтому такие шлюзовые аппараты снабжаются несколь-

кими камерами, одни из которых предназначены для шлюзования людей, другие — для приема и выдачи материала.

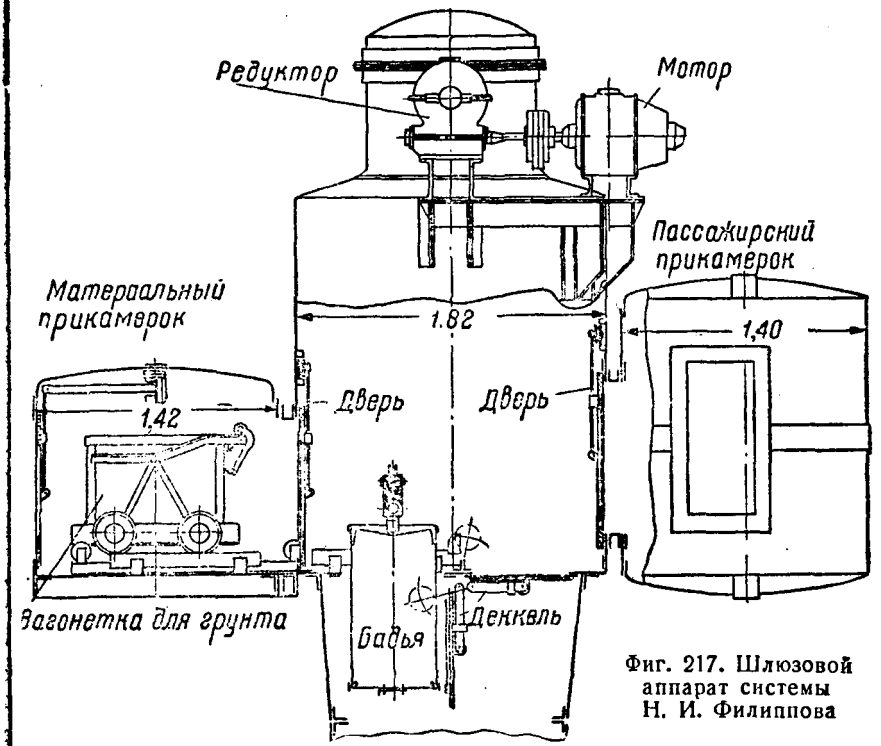
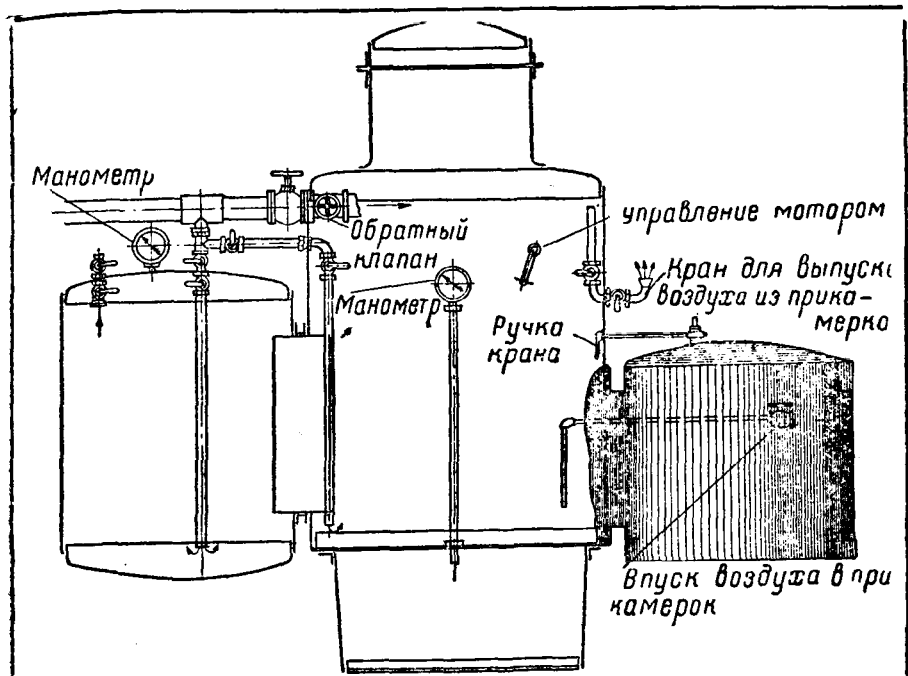
Пассажирским прикамерком пользуются для шлюзования (при входе в кессон) и вышлюзовывания (при выходе). Шлюзование и вышлюзовывание характеризуется тем, что переход от нормального атмосферного давления к повышенному и наоборот производится не мгновенно, а постепенно, чтобы не вызвать болезненных явлений в организме человека. Этого не требуется при выдаче грунта и приеме материала через материальный прикамерок. Поэтому устройство пассажирского и материального прикамерка и порядок пользования ими различны.

Шлюзовые аппараты смешанного типа изготавливаются нескольких систем (Тюленева, Филиппова и др.). Аппарат системы Филиппова (фиг. 217) состоит из центральной шлюзовой камеры и двух прикамерков: пассажирского и материального. Ширина центральной камеры шлюза — 4,82 м, пассажирского прикамерка — 1,40 м. Шлюзовой аппарат соединяется с воздухопроводной трубой при помощи гибких шлангов. Шахтная труба, соединяющаяся с центральной камерой шлюзового аппарата, подразделена на две части (фиг. 218); в одной части — устроен пассажирский лаз, а в другой — ходит бадья для подъема грунта.

Проход людей в рабочую камеру (фиг. 217) происходит через пассажирский прикамерок, затем — центральную камеру и через дверь (дегель), устроенную внизу центральной камеры, по шахтной трубе вниз в рабочую камеру кессона.

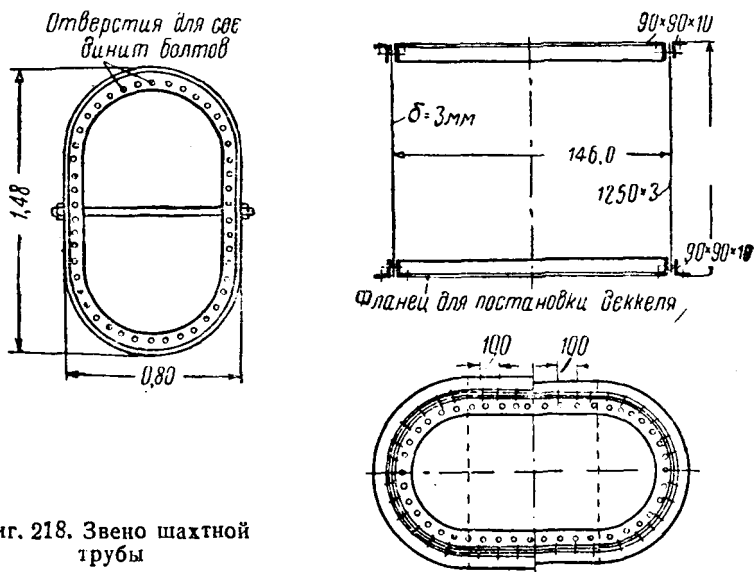
Чтобы попасть снаружи в пассажирский прикамерок, давление воздуха в прикамерке снижают до нормального атмосферного; при этом дверь, соединяющая прикамерок с центральной камерой, закрыта и плотно прижата повышенным давлением воздуха в центральной камере. После входа рабочих в пассажирский прикамерок наружные двери закрывают, и начинается впуск сжатого воздуха в прикамерок. Когда давление в пассажирском прикамерке сравняется с давлением в центральной камере, открывают дверь в центральную камеру, и люди проходят через нее в шахтную трубу и в рабочую камеру кессона.

При шлюзовании и вышлюзовывании не отдельных лиц, а смены рабочих, для ускорения процесса прохождения порядок входа и выхода несколько меняется. Например: после того как смена поднимется из рабочей камеры и расположится в центральной шлюзовой камере и пассажирском прикамерке (давление воздуха в котором предварительно выравнено с давлением воздуха в центральной камере), закрывают дегель (дверь внизу центральной камеры) и постепенно выпускают воздух из обеих камер. Когда давление будет снижено до атмосферного, смена выходит и дает место новой смене рабочих, шлюзование которых производится тем же методом, но в обратном порядке. Таким образом, при шлюзовании и вышлюзовывании смены рабочих подъем грунта временно прекращается (так как закрывается дегель), чего не происходит при шлюзовании и вышлюзовывании отдельных лиц.



Фиг. 217. Шлюзовой аппарат системы Н. И. Филиппова

Подъем грунта производится в круглых бадьях, носящих название кубел, диаметром 0,50—0,56 м и высотой 0,85—1,10 м. Дно бадьи состоит из двух открывающихся вниз половинок. Бадья поднимается при помощи двойного троса, навиваемого на барабан, помещенный в верхней части центральной шлюзовой камеры. Один трос навивается на одну половину барабана, другой трос — на вторую половину. Бадья подвешена к тросам через блок. Подъемный барабан приводится во вращение электромотором, установленным на особой площадке снаружи шлюза. Управление мотором производится из центральной шлюзовой камеры. После того как кубло



Фиг. 218. Звено шахтной трубы

с грунтом поднято в центральную камеру, дежурный подводит под него вагонетку, открывает у кубло дно и высыпает грунт в вагонетку. После этого вагонетку быстро вкатывают в прикамерок, закрывают внутреннюю дверь, и дежурный особым краном выпускает из прикамерка сжатый воздух. После выпуска воздуха из прикамерка двое рабочих (отгребщиков), стоящих у прикамерка снаружи, открывают наружную дверь прикамерка, выкатывают вагонетку и подводят ее по устроенному на подмостях рельсовому пути к жолобу. Высыпание грунта производится открыванием дна вагонетки, состоящего из двух створок. Опорожненную вагонетку вкатывают в прикамерок, закрывают наружную дверь и через специальный наружный кран впускают в прикамерок сжатый воздух. После того как давление в прикамерке и центральной камере сравняется, дежурный отодвигает внутреннюю дверь и подводит вагонетку под подающее из рабочей камеры кубло с грунтом.

Шахтные трубы (фиг. 218) составляют из отдельных звеньев по 2,0—2,15 м, соединяемых между собой на болтах, проходящих через отверстия в горизонтальных полках уголков фланцев. Флан-

цы могут быть внутренние или наружные. К недостаткам труб с наружными фланцами следует отнести затруднительность подтяжки соединительных болтов. Наружные фланцевые соединения могут оказаться недоступными вследствие скопления воды в пространстве между трубами и надкессонной кладкой в шахтном проеме. Шахтные трубы прочно закрепляют в потолке кессона, чтобы они не могли быть вырваны давлением сжатого воздуха.

Для сохранения устойчивости и вертикального положения шахтных труб, поддерживающих шлюзовую аппарат, всю эту систему расчаливают тросами. Не разрешается подпирать шахтные трубы и шлюзовую площадку подкосами во избежание разрыва шахтных труб и шлюзового аппарата.

Рабочая камера кессона оборудуется необходимыми принадлежностями. Для наблюдения за правильным опусканием кессона на стенках рабочей камеры укрепляют отвесы и угольники, позволяющие выявлять перекосы кессона в процессе его опускания. Для тех же наблюдений могут быть применены и ватерпасы, прикладываемые к потолку кессона в двух взаимно-перпендикулярных направлениях. Рабочая камера кессона освещается электрическими лампами и оборудуется герметически закрывающимися телефонами шахтного типа. Под каждым лазом в рабочей камере кессона устанавливают лестницу для влезания в шахтную трубу.

Для разработки грунта в камере кессона применяют инструменты, соответствующие крепости проходимых грунтов (лопаты, кирки, клинья, кувалды, пневматические лопаты, отбойные молотки).

Для контрольного бурения, производимого в рабочей камере кессона после его опускания до проектной отметки, применяют ручной, ударно-вращательный буровой инструмент.

Кроме указанных инструментов и механизмов, необходимых для кессонных работ, требуется еще оборудование для подъема шлюзовых аппаратов и шахтных труб при их наращивании.

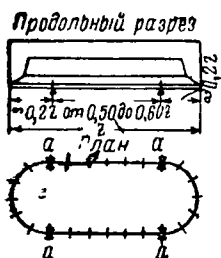
В том случае, когда установка аппарата производится при помощи подмостей или передвижного порталного крана, для подъема применяют тали или полиспасты, работающие от ручных или приводных лебедок. Если же установка аппаратов производится при помощи деррик-крана, то для подъема применяют только полиспасты и приводные лебедки.

При опускании кессона наплаву требуются еще дополнительно специальные приспособления для расчалки и закрепления анкерами плавающего кессона. Принятая система закрепления рассчитывается на действие всех сил, возникающих при опускании кессона, как статических (давление воды, ветра и т. д.), так и динамических (инерционных), возникающих во время маневров при опускании кессона наплаву. Данные для расчета закрепления кессона берут для момента подхода кессона ко дну, учитывая при этом размыв в момент подхода ко дну в расстоянии не менее 1 м. Становые, держащие кессон, тросы прикрепляют к специальному судну—якорнице. Судно устанавливают на достаточном расстоянии от кессона (100—150 м), определенном в зависимости от условий опускания. Зимой для малых кессонов иногда пользуются специаль-

ными расчалочными устройствами на льду, связанными с якорями. При недостаточном весе имеющихся якорей изготовляют специальные железобетонные якоря, которые могут быть дополнительно снабжены подмывными трубками для заглубления их в грунт.

68. КЕССОННЫЕ РАБОТЫ

Арматуру для железобетонных кессонов обычно изгибают в холодном состоянии. После бетонирования кессон выдерживают на подмостях в течение 10—14 суток, после чего приступают к снятию его с подкладок (фиг. 219). Это — весьма ответственная работа, требующая осторожности, чтобы не сломать кессон, особенно при большой его длине.



Фиг. 219. Положение фиксированных подкладок

подкладках. Порядок снятия кессона с подкладок следующий (фиг. 219):

- а) осторожно подкапывают и удаляют подкладки, через одну, под короткими сторонами кессона;
- б) удаляют, через одну, подкладки под длинными сторонами кессона;
- в) по мере удаления подкладок под консоли тщательно набивают грунт;
- г) в последнюю очередь осторожно и одновременно подкапывают и освобождают фиксированные подкладки.

После снятия кессона с подкладок и уборки лесоматериала заделывают в торцевых стенах люки, служившие для уборки лесоматериалов, и производят обработку внутренней поверхности кессона для получения максимальной воздухопроницаемости. Для полного закрытия пор в бетоне окрашивают стены и потолок цементным молоком не менее трех раз, как только будет подан в камеру сжатый воздух.

Вслед за этим, если кессон не наплавной, приступают к первоначальной установке шахтных труб и шлюзовых аппаратов, что в большинстве случаев производят при помощи двух полиспастов и ручных лебедок.

Центральную шлюзовую камеру, поднятую на кессон, временно устанавливают на мертвый полутрубок, а вслед за ней поднимают и прикрепляют к ней прикамерки. После этого устраивают рабочую площадку у шлюзового аппарата. Следующая операция — это подъем и установка шахтных труб, но прежде, чем приступить

к ней, требуется временно установленный на мертвом полутрубке шлюзовой аппарат поднять на высоту, равную полной длине устанавливаемых шахт плюс 0,5 м. После того как установлена последняя труба, на прокладку, разложенную по ее верхнему фланцу, опускают шлюзовой аппарат и ставят болты, соединяющие его с верхней трубой.

Погружение наплавного кессона ведется в строгом соответствии с заранее разработанным графиком опускания кессона на дно и очередностью, показанной на фиг. 212.

Грунт в кессоне разрабатывают с соблюдением общего правила: сначала выбирают грунт в средней части камеры, не трогая участков, расположенных под стенами кессона, и только после этого, удалив грунт из-под стен, опускают кессон. Разрыхленный грунт нужно своевременно извлечь через шахтное отверстие; накопление грунта в камере не допускается. В любой момент, для безопасности пребывания рабочих, свободная высота в камере должна быть не менее 1,8 м.

Разработку грунта под ножом ведут от середины продольных стен кессона по направлению к фиксированным точкам, а также от углов кессона в направлении к этим же точкам.

При проходе плотных грунтов, во избежание заклинивания кессона, выборку грунта производят с запасом на 5—10 см из пространства, за периметром кессона.

При небольшой величине бокового трения кессон опускается от подбора грунта под банкеткой; в противном случае для погружения кессона приходится прибегать к форсированной посадке (понижению давления в камере) путем открытия кранов на сифонных трубках после удаления рабочих из камеры кессона.

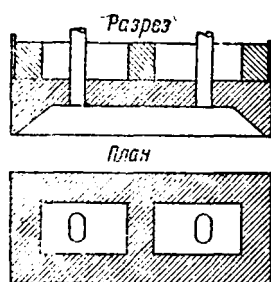
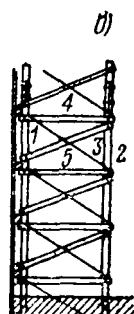
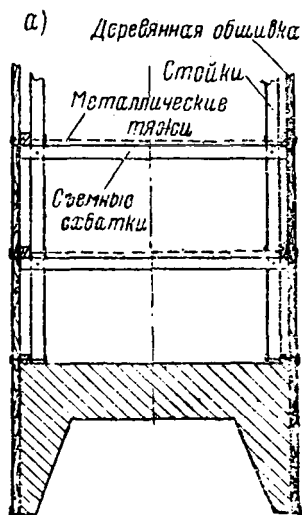
В случае необходимости производства взрывных работ в камере кессона пользуются бездымными взрывчатыми веществами. Обычно паление шпуров производят в то время, когда меняется смена и в камере остается один запальщик, который укрывается в шахтной трубе. После взрыва камеру вентилируют при помощи сифонных труб.

Большие, крепкие камни, встречающиеся при опускании кессона, разрешается опускать вместе с кессоном, а в конце опускания бетонировать в камере.

Если по каким-либо причинам приходится останавливать работы в кессоне, то его подпирают равномерно распределенными бревенчатыми (или брусчатыми) клетками, упирающимися в потолок, и лишь после этого спускают воздух. Такие же клетки устраивают в качестве предохранительных мер, если кессон чрезмерно врежется в грунт при разработке слабых пород.

Одновременно с разработкой и извлечением грунта из камеры кессона на потолке его возводят кладку, в большинстве случаев бутобетонную. Надпотолочную кладку ведут с наружной обшивкой досками 4—5 см. Обшивка предохраняет неокрепшую кладку от разрывающих усилий, возникающих вследствие трения о грунт (фиг. 220).

Обшивка, показанная на фиг. 220-а, пришивается к внутренним закладным горизонтальным рамам, уложенным по наружному краю кладки. Расстояние между смежными рамами по высоте принимается от 1 до 1,6 м. С внутренней стороны рам устанавливаются стойки, поддерживающие рамы по высоте и связанные с рамами болтами. Между стойками, расположенными на противоположных сторонах фундамента, ставятся горизонтальные деревянные схватки и железные тяжи. Схватки снимаются по мере бетонирования, а тяжи оставляются в бетоне, предохраняя обшивку от выпучивания при давлении на нее свежего бетона.



Фиг. 220. Способы закрепления досчатой обшивки, ограждающей надпотолочную кладку

Фиг. 221. Надпотолочная кольцевая кладка на пловучем кессоне

В том случае, когда обшивка устанавливается сразу на большую высоту (схема б), она укрепляется при помощи вертикальных ферм жесткости, образованных основной стойкой 1, дополнительной стойкой 2, металлическими тяжами 5, воспринимающими давление бетона, и деревянными схватками 3—4, удаляемыми по мере повышения уровня бетона.

В кессонах не наплавных надпотолочную кладку не доводят на 20—30 см до шахтных труб, оставляя шахтный колодец, для которого требуется соответствующая опалубка. Такой зазор необходим для возможности извлечения шахтных труб по окончании работ.

В наплавных кессонах надпотолочную кладку ведут кольцами (фиг. 221), которые работают в составе кольцевой перемычки кессона, создающей пловучесть кессону. В таких случаях применяют быстротвердеющие цементы, ускоряющие безвредное восприятие расчетной боковой нагрузки от давления воды.

Когда кессон опустится настолько, что шлюзовой аппарат подойдет близко к надпотолочной кладке, производится наращивание шахтных труб. Чтобы камера не заплыла грунтом и водой, наращивание производят, не прекращая подачи в камеру воздуха, за-

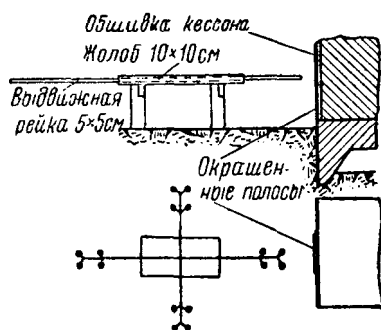
крыв выход из нее в шахтную трубу декелем. Если на кессоне имеется только один шлюзовой аппарат, то перед постановкой декеля все рабочие из камеры должны выйти наружу. При наличии нескольких шлюзовых аппаратов их наращивают поочередно, чтобы не останавливать работы в камере кессона и выдачи грунта. Закрыв декель с резиновой прокладкой, выпускают сжатый воздух из шлюзового аппарата. Воздух сильно прижимает декель к нижнему фланцу шахтного отверстия. После этого приступают к удалению болтов фланцевого соединения. Дальнейший подъем аппарата с шлюзовой площадкой, а также подъем и установка шахтных труб производятся так же, как и при первоначальной установке. Во время подъема шлюзовой площадки до момента установки и закрепления ее после наращивания шахтных труб производство каких-либо работ под шлюзовой площадкой не разрешается.

Одновременно с наращиванием шлюзового аппарата наращивают также воздушные и сифонные трубы, а также трубу для пропуска в рабочую камеру осветительных проводов.

При опускании кессона производят наблюдение за положением его относительно продольной и поперечной осей, а также за горизонтальностью потолка кессона.

Если кессон начинает заметно крениваться, немедленно подводят под банкетку кренившейся стороны бревенчатые клетки и стойки под потолок, а также интенсивно подбирают противоположную сторону. Для наблюдения за правильным погружением кессона, помимо точных приемов, описанных в предыдущем параграфе, применяют также и следующие способы (фиг. 222). На наружной поверхности обшивки по четырем сторонам кессона наносят краской вертикальные полосы, против которых устанавливают выдвижные указатели, покоящиеся на особых подставках, не связанных с кессоном. Отклонения кессона выявляются отклонением соответствующих полос от выдвижных указателей. Последние ежедневно выверяются и увязываются с реперами.

После достижения кессоном проектной глубины производят контрольное бурение в рабочей камере на глубину до 3—4 м. Если обнаруживается значительное расхождение между действительными грунтами, залегающими под кессоном, и грунтами, показанными на проекте, то бурение продолжают, чтобы окончательно решить вопрос об отметке заложения фундамента. Если же указанные расхождения не выявляются и грунт на проектной глубине будет признан надежным, то приступают к планировке основания и уплотнению втрамбовыванием щебня или гравия.



Фиг. 222. Приспособление для выверки положения кессона

Освидетельствование основания и признание годности грунта на данной отметке заложения производит специальная комиссия. Заключение комиссии оформляется актом, куда заносят следующие данные: дата начала и конца опускания кессона, род грунта основания и допускаемое напряжение для него, максимальное расчетное напряжение в подошве фундамента, результаты бурения и заключение о возможности заложения фундамента на данной отметке.

После подготовки основания камеру кессона заполняют бетоном бетонной кладкой. Подачу бетона в камеру производят в кублах (при глубоком заложении) или сбрасыванием в рештак (при неглубоком заложении). Рештак представляет собой сколоченную из досок трубу, установленную в материальном лазе. Камень при этом подают через пассажирские прикамерки и сбрасывают также в рештак. Под рештаком устраивают дощатый настил, огражденный с четырех сторон досками. Бетон при падении по рештаку может распадаться на составные части; поэтому перед употреблением в дело его необходимо перелопачивать. Кладку ведут от стен к середине камеры штрабами с тщательной подбивкой кладки у потолка кессона.

При приближении кладки к воздушным трубам снимают обратные клапаны, закрыв вентили у шлангов, подводящих воздух к трубам. После выключения воздушных труб подача воздуха в кессон производится исключительно через шлюзовой аппарат. Декель, состоящий из двух половинок, разбирают и выносят из камеры через шахтную трубу. Когда уровень кладки достигнет низа шахтного отверстия, производят впрессовку цементного раствора 1 : 2 для плотности сопряжения кладки с потолком кессона. После каждой подачи раствора (в количестве около 0,5 м³) давление в шахте повышают. Вспрессовка продолжается до тех пор, пока уровень раствора в шахте не перестанет понижаться при увеличении давления.

Последняя операция, входящая в состав кессонных работ, заключается в разборке шлюзовых аппаратов и шахтных труб. Разъединение нижней шахтной трубы с мертвым полутрубком называется «срывкой». Эта операция требует большой осмотрительности, так как давление сжатого воздуха обыкновенно превышает вес шахтных труб и шлюза и стремится поднять трубы и шлюзовой аппарат вверх; между тем, понизить давление воздуха нельзя, так как вода зальет низ шахты.

Бывают случаи, когда вынуть все шахтные трубы не удастся, например: если в зазор между трубами и кладкой шахтного проема попадает цементный раствор или камни, то нижняя труба крепко прихватывается, и ее обычно оставляют. Поэтому перед началом срывки шахтной трубы обследуют пространство между шахтной трубой и стенами шахтного колодца и определяют, какой стык разбалчивать: стык ли между первой трубой и мертвым полутрубком или стык между первой и второй трубой. Вслед за этим снимают соединительные болты, через один, до тех пор, пока во фланцах разъединяемого стыка останется 10 пар болтов. Для безопас-

ности предварительно загружают шлюзовую площадку балластом (камень, железо). Одновременно с этим шахтные трубы подпирают снаружи подкосами. Как только во фланцах останется 10 пар болтов, подачу воздуха прекращают, давление воздуха начнет падать. В этот период работу продолжают с таким расчетом, чтобы к моменту, когда давление воздуха приблизится к нормальному атмосферному, все оставшиеся болты были сняты.

После снятия и разборки шлюзового аппарата, грузоподъемным механизмом поднимают колонну шахтных труб на высоту одного звена и закрепляют особыми сжимами, опирающимися на кладку. Затем снимают болты верхнего звена и удаляют его. Колонну шахтных труб опять поднимают на одно звено, и операция по разборке следующего звена повторяется. Таким порядком извлекают все намеченные шахтные трубы. Шахтное отверстие может быть заполнено подводным бетоном или оставлено наполненным водой ниже глубины промерзания в данном районе.

69. ПРИМЕНЕНИЕ ГИДРОМЕХАНИЧЕСКОГО СПОСОБА РАЗРАБОТКИ ГРУНТОВ ПРИ ОПУСКАНИИ КЕССОНА

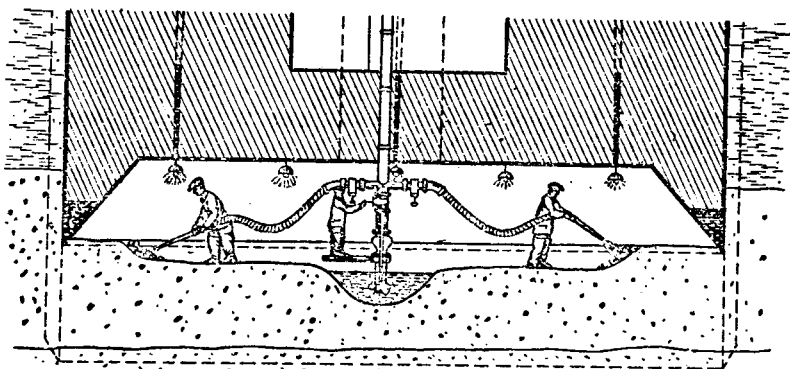
Обычные способы разработки грунтов в камере кессона все же весьма примитивны. Более эффективен метод гидромеханический, освоенный советской практикой и давший высокую производительность при опускании кессонов в песчаных и супесчаных грунтах. Так, например, при опускании Днепровских кессонов в 1940 г. скорость погружения кессона достигла 5,0 м в сутки, а производительность работ на 1 кессонщика возросла до 2 000% сравнительно с производительностью при обычном методе работ.

Существуют три основных способа гидромеханизации:

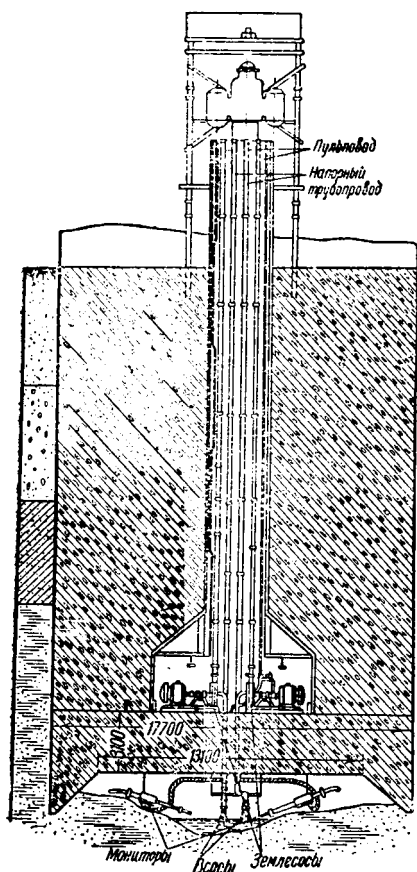
- 1) удаление грунта из рабочей камеры кессона при помощи гидравлического эжектора (гидроэлеватора),
- 2) удаление грунта при помощи пневматического эжектора (эрлифта),
- 3) удаление грунта землесосом, представляющим собой специальный центробежный насос со всасывающей трубой диаметром 250—300 мм.

При всех этих способах грунт в рабочей камере кессона разрабатывается и разжижается в пульпу при помощи гидромониторов (фиг. 223). Труд кессонщика в рабочей камере ограничивается управлением гидромонитором и землесосом (или эжектором), выкачивающим пульпу из приямка, устроенного посреди рабочей камеры кессона.

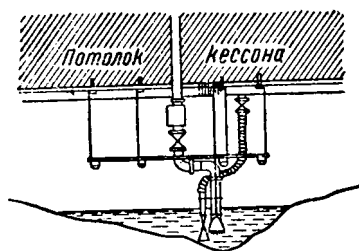
Схема расположения агрегатов при постройке Краснохолмского моста в Москве показана на фиг. 224. Напорная линия подает воду в гидромониторы под давлением 6—12 ати. Гидромониторы подвешены к потолку кессона на гибких шлангах, позволяющих гидромонитору принимать любое направление. Землесос с хrapком на конце опущен в приямок, куда стекает пульпа. Решетка в хrapке землесоса позволяет проходить комьям и камням до 10 см в диаметре. Для лучшего взмучивания пульпы у хrapка



Фиг. 223. Размыв грунта гидромониторами и удаление пульпы пневматическим эжектором



Фиг. 224. Гидромеханизация кессонных работ при постройке Краснохолмского моста в Москве



к нему подводится подмывная трубка местного значения с насадкой диаметром 35 мм.

Напорная труба и пульповод проходят через потолок кессона и шахтный колодец и таким образом сообщаются с внешним пространством над кессоном. Над потолком кессона, в шахтном колодце (рядом с шахтной трубой) находится аппаратная камера, где установлены землесосы и насосы местного значения. Последние нужны для удаления наружу воды, поступающей через бетонную кладку.

Опыт постройки кессонных фундаментов спор Днепровского моста в 1939—40 гг. показал, что удаление грунта рациональнее производить эжектором, чем землесосами. В связи с применением эжек-

торов (гидравлических) на кессонах Днепровского моста отпала необходимость в устройстве аппаратной камеры над потолком кессона.

Наряду с описанным способом гидромеханизации известны и попытки опускания кессона «вслепую», без участия кессонщиков в рабочей камере. Работа людей в таком случае ограничивается только управлением гидроустановками на расстоянии при помощи особого перископа из аппаратной камеры, т. е. вне рабочей камеры кессона и вне повышенного давления воздуха, вредно влияющего на организм человека.

Опыты применения такого способа кессонных работ при опускании кессона Каменного моста в Москве показали, что при дальнейшем совершенствовании этого метода его можно будет рекомендовать и для широкой практики.

70. ПРЕДУПРЕЖДЕНИЕ КЕССОННЫХ ЗАБОЛЕВАНИЙ

Физиологическое действие сжатого воздуха на человеческий организм рассматривается в двух стадиях: в период насыщения крови и органических жидкостей, газами и в период освобождения организма от сжатого воздуха.

В первый период, когда происходит насыщение крови и органических жидкостей газами атмосферы, не возникает болезненных явлений. Постепенным повышением давления, т. е. шлюзованием, исключается быстрое повышение давления на барабанную перепонку (ушную), могущее вызвать заболевание ушной полости.

Второй период, когда происходит освобождение тканей от растворенного в них сжатого воздуха, главным образом азота, так как кислород поглощается кровяными шариками, является более опасным, вызывающим серьезные кессонные заболевания, если не соблюдать соответствующих норм продолжительности вышлюзовывания. Медленное вышлюзовывание обеспечивает постепенное выравнивание давлений газов в организме и в наружном воздухе. В противном случае газы в виде мельчайших пузырьков, не имея выхода наружу, давят на нервные волокна, на стенки волосных кровеносных сосудов, на клетки мозга и вызывают различные болезненные явления, из которых обычными являются ломота, ревматические боли с тяжелым нарушением функции спинного и головного мозга, болезни слуховых органов, легочные и сердечные заболевания.

В большинстве случаев заболевания возникают при давлении 1,5 ати и выше. Большинство из числа заболевающих — лица, впервые приступающие к кессонным работам.

Предупреждение и лечение кессонных болезней сводятся к созданию условий, при которых устраняется образование пузырьков газа в тканях и сосудах и ликвидируются уже образовавшиеся.

Нормы продолжительности шлюзования по действующим в СССР правилам безопасности при кессонных работах предусматривают повышение давления от нормального до одного добавочного в течение 5 мин.; от нормального до максимально допустимого добавочного в 4 ати в течение 12 мин.; для промежуточных

давлений соответственно от 6 до 11 мин. Продолжительность вышлюзовывания ограничена следующими нормами: от 4 добавочных до нормального атмосферного—в течение 1 часа; от одного добавочного до нормального—5 мин.; для промежуточных интервалов—соответственно от 50 мин. (для 3,5 ати) до 13 мин. (для 1,3 ати).

В действующих в СССР правилах техники безопасности при кессонных работах, даны подробные указания по шлюзованию и вышлюзовыванию, а также условия допустимости лиц к кессонным работам по физическому состоянию и возрасту.

71. ОБЩИЕ УСЛОВИЯ РАСЧЕТА ПРЯМЫХ КЕССОННЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Полный расчет фундамента, устраиваемого при помощи кессона, в общем состоит из двух частей:

I. Расчет массивного фундамента с кессоном, заполненным кладкой и составляющим одно целое с надкессонной частью фундамента, производится по общим правилам расчета массивных фундаментов.

II. Расчет камеры кессона, представляющей собой пространственное сооружение, на потолке которого во время погружения кессона возводится кладка. В этой части расчета предусматривается состояние и работа кессона только в процессе его погружения, т. е. кратковременный характер работы сооружения.

Первая часть расчета, рассмотренная выше, не представляет затруднений; что же касается второй части, то задача осложняется недостаточной изученностью работы кессона при его опускании.

Точный статический расчет камеры кессона как пространственной системы представляет собой слишком сложную задачу, для того чтобы всегда прибегать к подобному расчету. Это обстоятельство, а также соображение кратковременности работы кессонов как самостоятельных сооружений обуславливают применение на практике упрощенных методов расчета.

Первое упрощение заключается в том, что камеру кессона не рассчитывают как пространственную систему, а, выделяя отдельный плоскостной поперечный элемент (секцию, имеющую ширину при массивных кессонах — 1 м, а при ребристых — ширину, равную расстоянию между смежными поперечными ребрами), решают задачу как плоскую.

Второе упрощение — это расчленение плоской системы, представляющей раму, на элементы: потолок и консоли.

Приняв такие упрощения и задавшись предварительно размерами элементов кессона по данным практики, производят поверочный расчет.

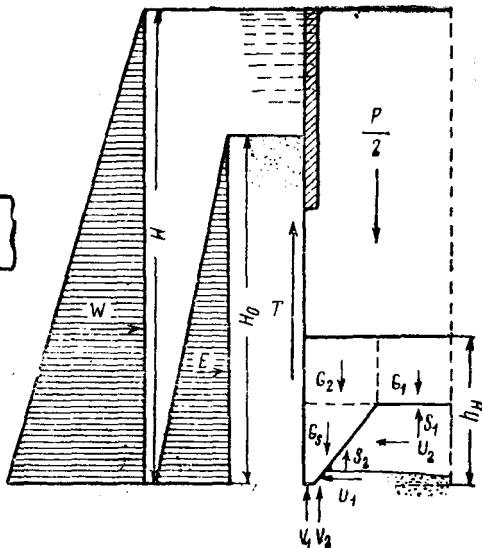
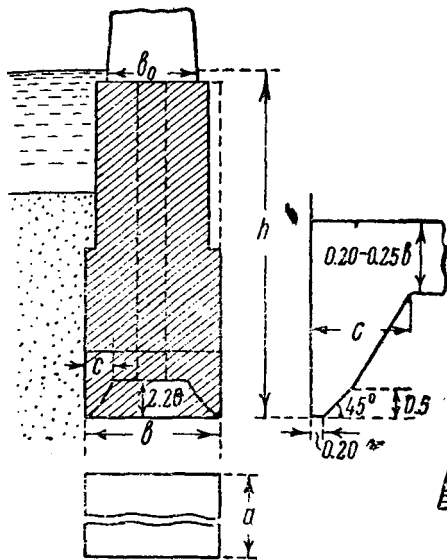
Таким образом, поверочному расчету должно предшествовать установление геометрических размеров кессона. Допустим (фиг. 225), что установлена глубина заложения фундамента h . Размеры кессона в плане назначают в соответствии с размерами сооружения и глубиной опускания h . Например, ширину b и длину a принимают:

$$b = b_0 + 2m + 0,5 \text{ м,}$$

$$a = a_0 + 2m + 0,5 \text{ м,}$$

где a_0 и b_0 — размеры сооружения, а m — величина обреза, назначаемых в соответствии с глубиной опускания, например, на каждый метр опускания 2—3 см.

Толщину потолка массивного кессона берут равной $0,25 b$. Такой же величине назначают толщину консоли c в плоскости заделки (в корне). Длину консоли, т. е. высоту рабочей камеры кессона, принимают обычно 2,20 м. В нижней части консоль переходит в нож с банкеткой, примерно, 0,20—0,25 м со скошенной плоскостью, наклоненной под углом около 45° к горизонту.



Фиг. 225. Основные геометрические размеры кессона

Фиг. 226. Силы, действующие на кессон

Установив, таким образом, предварительные размеры кессона, переходят к поверочному расчету, определяющему достаточность принятых сечений и необходимое количество арматуры.

При этом учитывают следующие силы, действующие на кессон в процессе его опускания (фиг. 226).

1. Собственный вес камеры кессона, который складывается из веса его элементов G_1, G_2, G_3 . Вес элементов подсчитывают для выделенной секции кессона толщиной, равной: при массивных кессонах 1 м, а при ребристых — расстоянию между ребрами. Объемный вес кладки берут: для железобетонных кессонов $2,4 \text{ т/м}^3$, для деревобетонных — $2,2 \text{ т/м}^3$.

2. Вес надкессонной кладки P вместе с весом грунта и воды на уступах надкессонной кладки. Вес надкессонной кладки, необходимый для определения реакции грунта под ножом кессона, берут равным $2,2 \text{ т/м}^3$. Взвешенность в воде учитывается тем, что в расчет будет введено давление сжатого воздуха снизу вверх (на потолок кессона), равное полному гидростатическому давлению воды и эквивалентное силе взвешивания.

3. Сила трения грунта по наружной поверхности опускаемого массива, приходящаяся на вертикальную полосу шириной в 1 м и высотой H_0

$$T = fE_c,$$

где E_c — давление грунтовой массы, т. е. суммарное давление грунта E и воды W на глубине H_0 .

Объемный вес грунта Δ ниже горизонта воды берут с учетом потери веса в воде.

Вводимая в расчет величина силы трения T (при определении реакции грунта) не должна превосходить $T_0 = tH_0$, где t — единичная сила трения, наблюдаемая при опускании кессонов в условиях, сходных с рассматриваемыми.

4. Вертикальное давление сжатого воздуха снизу вверх: на потолок, кессона S_1 и на консоль S_2 . Это давление по величине равно расчетному добавочному давлению сжатого воздуха p , умноженному на соответствующую площадь рассматриваемого элемента. Давление воздуха снизу вверх равно полному гидростатическому давлению, и поскольку оно вводится в расчет, то вес кладки берут без потери от взвешенности в воде.

В расчетах иногда приходится оперировать с величиной давления воздуха, отнесенной к 1 пог. м ножа кессона. Величина этого давления S_3 исчисляется различно в зависимости от величины отношения сторон кессона.

При

$$\frac{a}{b} > 2 \quad S_3 = \frac{b}{2} p,$$

при

$$\frac{a}{b} < 2 \quad S_3 = p \frac{F}{w},$$

где:

p — расчетное добавочное давление сжатого воздуха, т/м^2 ,

F — площадь кессона по наружной кромке ножа, м^2 ,

w — периметр кессона, м.

5. Горизонтальное давление сжатого воздуха на консоли кессона. Полное боковое давление сжатого воздуха в тоннах

$$U_2 = Hh_k,$$

где:

H — напор воды, м,

h_k — высота камеры кессона.

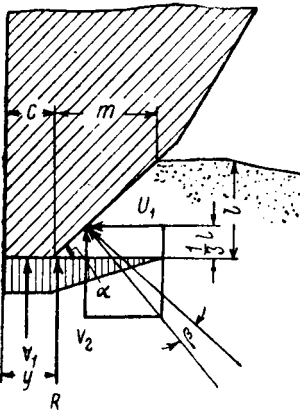
При сниженном давлении воздуха, соответствующем моменту форсированной посадки, горизонтальное давление будет равно $0,5 U_2$.

6. Реакция грунта под ножом кессона (фиг. 227). Если обозначить через G отнесенную к 1 пог. м ножа нагрузку от собственного веса кессона, веса надкессонной кладки, а также веса грунта и воды, находящихся над уступами фундамента, то вертикальная составляющая реакция грунта под консолью

$$R = G - S_1 - T.$$

Величина G зависит от отношения $\frac{a}{b}$, где a — длина кессона и b — его ширина.

При $\frac{a}{b} > 2$ вес G принимают равным половине веса поперечной секции длиной 1 м; при $\frac{a}{b} < 2$ вес G принимают равным частному от деления полного веса кессона на его периметр. В соответствии с эпюрой давления грунта под ножом кессона (фиг. 227) реакции грунта V_1 и V_2 могут быть найдены так же, как и при расчете ножа колодца (см. § 60):



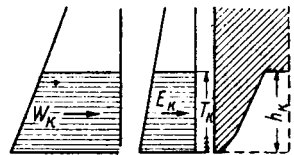
Фиг. 227. Реакция грунта под ножом кессона

$$V_2 = \frac{Rm}{m + 2c}.$$

Расстояние точки приложения R от наружной кромки ножа

$$y = \frac{V_1 \frac{c}{2} + V_2 \left(c + \frac{m}{3}\right)}{R}$$

$$U_1 = V_2 \operatorname{tg}(\alpha - \beta).$$



Фиг. 228. Давление воды и грунта на консоль кессона

Расстояние точки приложения U_1 от банкетки равно $\frac{1}{3}l$, где l — глубина погружения ножа в грунт, принимаемая равной 0,40 м.

7. Горизонтальное давление воды и грунта на консоль кессона (фиг. 228).

Давление воды равно

$$W_k = h_k \frac{\omega_1 + \omega_2}{2};$$

давление грунта

$$E_k = h_k \frac{e_1 + e_2}{2},$$

где:

ω_1 и ω_2 — стороны трапеции эпюры W_k
 e_1 и e_2 — " " " " " E_k

Установив, таким образом, наличие сил, действующих на кессон, переходят к поверочному расчету принятых сечений элементов кессона.

Поверочный расчет производят по нескольким схемам, отражающим наиболее невыгодные случаи для кессона в процессе его погружения.

Так, например, по техническим требованиям на кессонные работы НКПС¹ для поверочного расчета кессонной камеры достаточно рассмотреть следующие четыре схемы (фиг. 229).

I схема. Кессон опущен до проектной отметки. В камере действует полное воздушное давление, соответствующее гидростатическому давлению воды. Нож кессона врезался в грунт на глубину 0,40 м. Возможны деформации в форме выгиба консоли наружу.

II схема. Кессон опущен до проектной отметки. Грунт под банкетками подобран, и давление воздуха в камере понижено на 50%, что соответствует случаю форсированной посадки кессона. Возможны деформации в форме выгиба консоли внутрь камеры.

III схема. Кессон до начала опускания находится на поверхности грунта. Перед началом опускания на потолке кессона выведен слой кладки (не окрепшей) высотой 1,5 м. Возможны деформации в форме прогиба потолка.

IV схема. Кессон после изготовления и выстойки распалублен и опускается с подкладки на землю. Рассматривают заключительный момент этой операции, когда кессон, опираясь на последние четыре подкладки, расположенные в заранее фиксированных расчетом точках, находится в положении двухконсольной балки. Расчет устанавливается расстояние между фиксированными подкладками, отвечающее оптимальному условию работы кессона, т. е. условию равенства растягивающих напряжений в опорных и пролетном сечениях.

По каждой из перечисленных расчетных схем определяют значения изгибающих моментов и поперечных сил в опасных сечениях. По найденным наибольшим значениям моментов и поперечных сил производят: проверку достаточности принятых размеров элементов в опасных сечениях и определение необходимых сечений арматуры.

72. РАСЧЕТНЫЕ СХЕМЫ ДЛЯ ПРЯМОГО МАССИВНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ИЛИ ДЕРЕВОБЕТОННОГО КЕССОНА

Для массивного кессона, свободно опускаемого с поверхности земли или с островка, значение изгибающих моментов, нормальных и поперечных сил в опасных сечениях определяется из расчетных схем, показанных на фиг. 229.

I. Для схемы I, когда производится расчет консоли на выгиб наружу, момент в опасном сечении $c-c$ будет равен

$$M_{cc} = -G_3 l_3 - (E_k + W_k) l_2 + T_k l_1 + R l_4 + U_1 l_5 + U_2 l_6,$$

где

$$T_k = f(E_k + W_k).$$

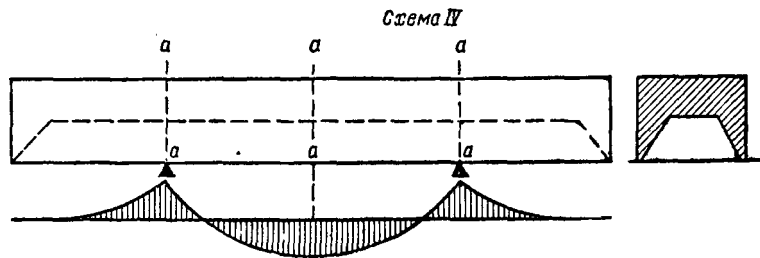
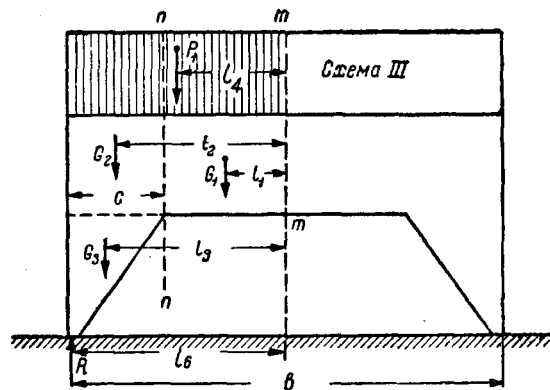
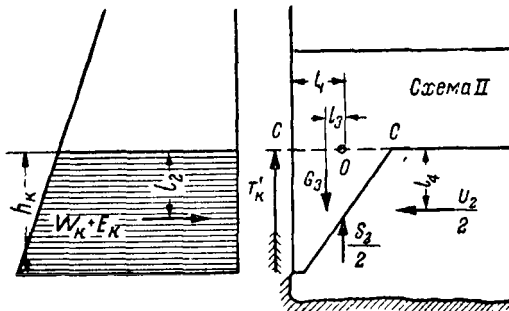
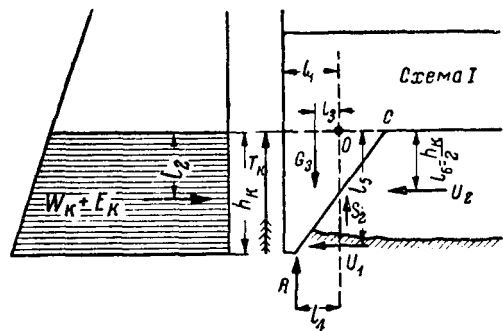
Нормальная сила в сечении $c-c$

$$N_{cc} = -G_3 + T_k + S_2 + R.$$

Поперечная сила в сечении $c-c$

$$Q_{cc} = -(E_k + W_k) + U_1 + U_2.$$

¹ НКПС, Технические требования к производству работ по искусственным сооружениям, Трансжелдориздат, 1938 г.



Фиг. 229. Расчетные схемы для прямого кессона

II. Для схемы II, когда консоль рассчитывают на изгиб внутри камеры, момент в опасном сечении $c-c$:

$$M_{cc} = -G_3 l_3 - (W_k + E_k) l_2 + T_k' l_1 + 0,5 U_2 l_4.$$

В этом случае

$$T_k' = \frac{T}{H_0},$$

$$T = G - 0,5 S_3,$$

где:

H_0 — полная глубина погружения кессонного фундамента в грунт,

G — полный вес кессона с надпотолочной кладкой на 1 пог. м в плане (без потери в воде),

$0,5 S_3$ — вертикальное давление сжатого воздуха, эквивалентное потери веса кладки в воде (при форсированной посадке с выпуском воздуха на 50%).

Нормальная сила

$$N_{cc} = -G_3 + T_k' + 0,5 S_3.$$

Поперечная сила

$$Q_{cc} = -(W_k + E_k) + 0,5 U_2.$$

III. Для схемы III, когда рассчитывают потолок кессона, момент в опасном сечении $m-m$ равен:

$$M_{mm} = R l_6 - P_1 l_4 - G_1 l_1 - G_2 l_2 - G_3 l_3,$$

$$N_{mm} = 0,$$

$$Q_{mm} = 0.$$

Поперечная сила в опасном сечении $n-n$

$$Q_{nn} = R - G_3 - G_2 - \frac{P_1 2c}{b}.$$

IV. Для схемы IV кессон рассчитывают как двухконсольную балку, опирающуюся на фиксированные подкладки. Опасные сечения $a-a$: два сечения на опорах (у фиксированных подкладок) и одно в пролете.

В этом случае требуется: во-первых, найти наиболее рациональное расстояние между фиксированными подкладками, определяемое равенством растягивающих напряжений в опорных и пролетном сечениях, и, во-вторых, достаточность принятого сечения потолка кессона.

По общим правилам строительной механики определяют значения моментов в пролете и на опорах и по моменту инерции поперечного сечения кессона, рассматриваемого в данном случае, как П-образная балка, проверяют максимальные растягивающие напряжения в бетоне.

73. СХЕМА РАСЧЕТА КЕССОНА, ОПУСКАЕМОГО НАПЛАВУ

При проектировании наплавных кессонов, помимо указанных схем расчета, требуются еще дополнительные расчеты, обусловленные способом опускания кессонов.

Расчет наплавного кессона производится в следующей последовательности.

I. Определяют собственный вес кессона (в момент спуска на воду) и вес водонепроницаемой надкессонной обшивки.

II. Для всех положений, занимаемых наплавным кессоном в процессе его опускания наплав (см. фиг. 212), производят расчет пловучести, заключающийся в определении максимального возможного объема надпотолочной кладки за водонепроницаемой обшивкой, чтобы не вызвать преждевременного и аварийного затопления кессона.

Для всех указанных на фиг. 212 положений устанавливают:

а) глубину погружения кессона в воду (разность отметок горизонтов воды и банкетки),

б) возвышение верха обшивки над горизонтом воды,

в) действующие максимальные напоры воды на участки поверхности кессона и надкессонной обшивки, еще не покрытые в данный момент бетоном.

III. По максимальным величинам напора воды, полученным из предыдущих вычислений, производят расчет обшивки кессона по всем его граням (наружная боковая обшивка, обшивка по внутренним граням консолей и обшивка нижней грани потолка). В железобетонных кессонах рассчитывают плиты, расположенные по указанным граням.

IV. Производят расчет поперечной конструкции кессона (поперечных балок или рам).

1. При железобетонных консолях рассматривают следующие расчетные положения:

а) Положение, соответствующее возникновению в поперечных балках максимального отрицательного момента: кессон находится в пловучем состоянии, пазухи консолей полностью заполнены бетоном. На поперечную балку в этом положении действуют расчетные нагрузки: равномерно распределенная нагрузка, равная разности давлений воды и суммы весов потолка кессона и креплений надкессонной обшивки; сосредоточенные нагрузки от веса консолей (облегченных вследствие погружения их в воду) и веса надкессонной обшивки (за вычетом креплений).

б) Положение, соответствующее расчету на положительный момент, устанавливается всякий раз особо, в зависимости от условий опускания, а именно: толщины слоя кладки, укладываемой под потолком, к моменту подхода кессона ко дну и интенсивности бетонирования, определяющей возраст надкессонной кладки и кладки заполнения пазух потолка.

2. При деревобетонных кессонах с жестким деревянным каркасом усилия в элементах поперечных рам определяют при их нагружении давлением воды и весом сырого, еще не окрепшего бетона. Высота слоев бетона, а также количество расчетных положений назначаются в зависимости от обстоятельств опускания (интенсивности бетонирования). При производстве указанных расчетов все нагрузки, действующие на кессон, приводят к сосредоточенным силам, приложенным в узлах рам.

V. Производят проверку прочности кессона в продольном направлении. Рассматривают его положение на дне в момент, предшествующий отжатию воды из рабочей камеры перед впуском в нее людей. Кессон в этом положении обладает весом, равным весу воды в объеме камеры плюс некоторый запас в надкессонной кладке (0,5—1,0 м), необходимый для предотвращения случайных смещений кессона после отжатия воды и впуска людей. Предполагаемые условия опирания кессона зависят от характера дна реки и возможности его размыва. При наличии неблагоприятных условий (скальный грунт) учитывают возможность опирания по середине или по концам.

В качестве несущей конструкции принимают или одни продольные боковые деревянные стенки — фермы (а в случае железобетонных кессонов — один железобетонный скелет) или, при большой глубине опускания, учитывают участие в работе уже окрепшего бетона заполнения.

VI. Производят проверку консольных сечений $c-c$ при обычных расчетных положениях, описанных в предыдущем параграфе. При этом считают, что бетон заполнения пазух консолей полностью принимает участие в работе. В деревобетонных кессонах с жестким деревянным каркасом исчисленные напряжения в элементах поперечных рам, рассматриваемых в качестве арматуры, суммируют с уже имеющимися в этих элементах остаточными напряжениями.

VII. Строят эпюру давлений воды на надкессонную обшивку и производят расчет обшивки.

VIII. Производят расчет остойчивости плавающего кессона при действии сил: давления ветра на выступающую над водой боковую поверхность, натяжения буксирного троса и прочих боковых давлений.

Расчет остойчивости производят по правилам расчета судов для двух положений: 1) камера плавающего кессона наполнена водой, 2) камера кессона на некоторую часть высоты наполнена сжатым воздухом (фиг. 230).

Обозначим:

b — ширина кессона, м,

M — кренящий момент относительно точки c_2 ,

c_2 — центр тяжести вытесненного кессоном объема воды, так называемый центр водоизмещения,

c_1 — центр тяжести плавающего тела,

γ — объемный вес воды, равный 1 т/м^3 ,

a — расстояние между центром тяжести и центром водоизмещения,

V — объем вытесненной кессоном воды, м^3 ,

φ — угол крена кессона под действием момента M ,

F — площадь ватерлинии кессона (т. е. смоченная площадь), м^2 ,

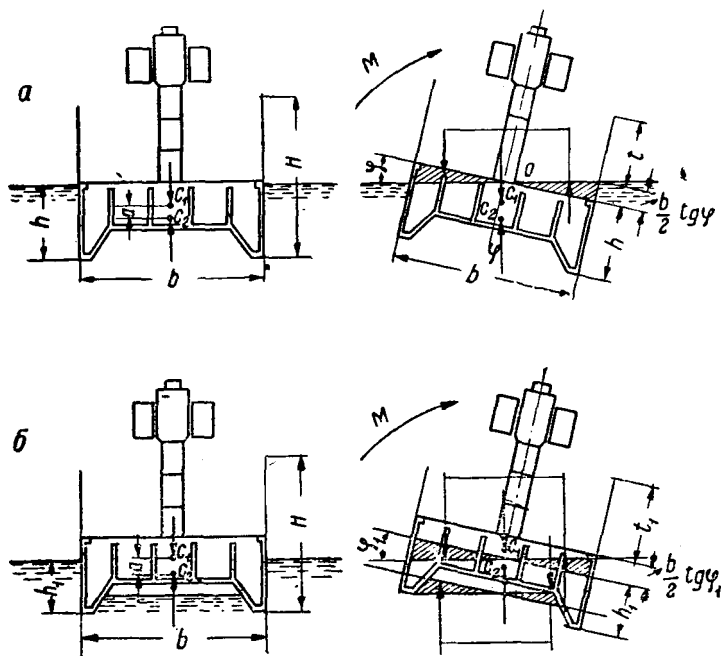
I — момент инерции площади ватерлинии относительно оси наклона кессона.

Первое положение — камера кессона наполнена водой (фиг. 230-а).

Под действием кренящего момента M кессон наклонится на угол φ , который связан с моментом M следующей зависимостью (из теории устойчивости плавающего тела в воде).

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{M}{V \left(\frac{I}{V} - a \right)},$$

где отношение $\frac{I}{V}$ называется метацентрическим радиусом. Точка, лежащая выше центра водоизмещения на величину метацентри-



Фиг. 230. Расчет устойчивости кессона

ческого радиуса, носит название метацентра, а разность $\left(\frac{I}{V} - a \right)$ называется метацентрической высотой.

Необходимое условие устойчивости:

$$\frac{I}{V} - a > 0;$$

при $\frac{I}{V} - a = 0$ наступит состояние временного равновесия.

Необходимая высота надводного борта равна

$$t = H - h - \frac{b}{2} \operatorname{tg} \varphi,$$

где:

H — полная высота борта и обшивки,

h — глубина погружения кессона в воду.

Предполагая при динамическом действии кренящих сил возможность удвоенного погружения борта в воду, получим высоту надводного борта:

$$t = H - h - b \operatorname{tg} \varphi.$$

Второе положение — камера кессона на некоторую часть высоты наполнена сжатым воздухом (фиг. 230-б). Если обозначить через I_1 момент инерции площади зеркала воды в кессоне, то

$$\operatorname{tg} \varphi_1 = \frac{M}{V \left(\frac{I - I_1}{V} - a_1 \right)}$$

и необходимая высота надводного борта, по аналогии с предыдущим:

$$t = H - h - b \operatorname{tg} \varphi_1.$$

РАЗДЕЛ VII

ФУНДАМЕНТЫ В ОСОБЫХ УСЛОВИЯХ

ГЛАВА I

ФУНДАМЕНТЫ В УСЛОВИЯХ ГЛУБОКОГО ПРОМЕРЗАНИЯ И ВЕЧНОЙ МЕРЗЛОТЫ

74. ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ УСТРОЙСТВА ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ В УСЛОВИЯХ ВЕЧНОЙ МЕРЗЛОТЫ

При проектировании фундаментов следует учитывать изменения в грунтовых условиях и в режиме вечной мерзлоты, которые происходят в процессе эксплуатации участка и вызывают обычно понижение верхней границы вечной мерзлоты.

При этом учитывают влияние на температуру грунтов не только самих сооружений, но и других подземных и надземных устройств (водопровод, канализация), уничтожения растительности, таяния снежного покрова и т. п.

В связи с этим все сооружения, возводимые в условиях вечной мерзлоты, в зависимости от их влияния на температурный режим грунта делят на две основные группы:

- а) холодные, не выделяющие тепла, например, опоры мостов;
- б) теплые, выделяющие тепло, например, стены жилых зданий, горячих цехов и т. п.

Учитывая эти обстоятельства, можно применить один из следующих четырех методов устройства оснований и фундаментов в зависимости от гидрогеологических и климатических условий участка, а также от характера, площади и температурного режима сооружения:

1) метод, предусматривающий проходку сплошь всей мерзлоты небольшой мощности и заложения фундамента на обыкновенном талом грунте, залегающем под слоем вечной мерзлоты;

2) метод, предусматривающий устройство фундамента в мерзлоте с сохранением мерзлого состояния грунтов основания;

3) метод, допускающий нарушение мерзлого состояния грунтов основания с приспособлением конструкций сооружений к осадкам при оттаивании;

4) метод, предусматривающий устройство фундамента обычным способом при достаточной мощности обыкновенного талого грунта между деятельным слоем и мерзлотой.

Каждый из этих методов имеет свою сферу рационального применения, и выбор того или иного из них должен быть обоснован технико-экономическими показателями. Так, например, первый метод, повидимому, окажется нерациональным для сооружения, менее ответственного (допустим, небольшое жилое здание), и, наоборот, для такого сооружения, как опора большого моста, может оказаться вполне рациональным пройти толщу 5—10 м вечной мерзлоты и заложить фундамент на талом грунте.

Что касается второго метода, предусматривающего сохранение вечно мерзлого состояния грунтов под фундаментом, то сфера его применения определяется: а) значительной мощностью вечно мерзлого слоя, б) низкой температурой его и в) отсутствием выделения тепла от проектируемого сооружения.

Третий метод применяется: а) при незначительной мощности вечной мерзлоты; б) при незначительной температуре мерзлоты, близкой к нулю, и в) в том случае, если проектируемое сооружение по своей конструкции может безболезненно переносить неравномерности осадков, могущих иметь место в силу неодинакового оттаивания грунтов под различными частями сооружений.

Четвертый способ чаще встречается при устройстве холодных сооружений и менее — при теплых, требующих большего значения толщины талого грунта, изолирующего теплое сооружение от вечной мерзлоты.

75. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ В УСЛОВИЯХ ГЛУБОКОГО СЕЗОННОГО ПРОМЕРЗАНИЯ

В условиях глубокого промерзания подъемная сила пучения способна вызвать: выпучивание фундамента или разрыв фундамента по какой-либо плоскости, если фундамент будет небольшого сечения, а заглубление — достаточное, чтобы противодействовать выпучиванию.

Поэтому требуется проверить расчетом прочность и устойчивость фундамента.

Помимо обычного расчета, требуется дополнительно произвести две проверки: а) на выпучивание и б) на разрыв.

Условие недопущения выпучивания выразится зависимостью

$$cUh_0k = \Sigma P,$$

где:

левая часть уравнения выражает подъемную силу выпучивания,

помноженную на коэффициент запаса k , а правая часть — удерживающую силу:

ΣP — полный вес сооружения с фундаментом и вес грунта на его уступах,

c — единичная сила временного сопротивления на срез сдвигающегося грунта с кладкой, принимаемая по табл. 26,

U — периметр фундамента в пределах промерзания,

h_0 — глубина зимнего промерзания.

Условие недопущения разрыва выразится зависимостью:

$$cUh_0k = P + F\sigma,$$

где:

в правой части, выражающей силу сопротивления разрыву, P обозначает уменьшенный вес суммарной нагрузки ΣP на величину веса непромерзающей нижней части фундамента и веса грунта на уступах этой части фундамента,

F — площадь сечения в плоскости ожидаемого разрыва (например, на нижней границе промерзания),

σ — временное сопротивление кладки на растяжение.

Если площадь сечения фундамента не удовлетворяет условию прочности на разрыв, то рациональнее установка вертикальной арматуры ближе к периметру фундамента, чем увеличение сечения, которое повлечет за собой и увеличение площади сдвига, а следовательно, и подъемной силы пучения.

Таблица 26

| Грунт и материал | Температура — 1° | | | | Температура — 10° | | | |
|---|--------------------------|------|------|-------|-------------------|------|------|-------|
| | Степень льдонасыщенности | | | | | | | |
| | 0,25 | 0,50 | 0,75 | 1—1,4 | 0,25 | 0,50 | 0,75 | 1—1,4 |
| Мелкозернистые грунты, глины и илстые — с бетоном | 1 | 2 | 4 | 5 | 7 | 10 | 13 | 13 |
| То же с деревом . . . | 2 | 3 | 4 | 6 | 8 | 7 | 13 | 16 |

Степень льдонасыщенности определяется по формуле:

$$I = \frac{W}{W_n},$$

где:

W — весовое содержание льда в грунте;

W_n — полная влагоемкость того же грунта после оттаивания.

Для фундаментов на сваях, помимо указанных расчетов на пучение и на разрыв, требуется еще проверка на сцепление головок свай с ростверком, так как он может не заглубляться ниже глубины промерзания.

76. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ В УСЛОВИЯХ ВЕЧНОЙ МЕРЗЛОТЫ

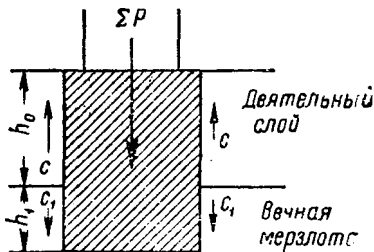
В соответствии с ранее рассмотренными четырьмя принципиальными схемами и методами устройства фундаментов в условиях вечной мерзлоты здесь приведены соответствующие четыре расчетные схемы.

1. Расчетная схема для первого способа устройства фундамента, предусматривающего проходку сплошь всей мерзлоты небольшой мощности. Дополнительные проверки против обычного расчета производятся на выпучивание и на разрыв методом, аналогичным описанному в предыдущем параграфе.

Однако если теплотехнический расчет (кстати сказать, весьма сложный и недостаточно точный) покажет, что нельзя ожидать оттаивания мерзлоты, то в расчетную формулу нужно ввести еще удерживающую против выпирания силу заклинивания, возникающую в зоне окружения фундамента вечной мерзлотой (фиг. 231). Формула для поверочного расчета имеет следующий вид:

$$\text{где: } cUh_0k = \Sigma P + U_1h_1c_1,$$

U_1 и h_1 — соответственно периметр и глубина части фундамента в зоне вечной мерзлоты,
 c_1 — временное сопротивление срезу для вечной мерзлоты.



Фиг. 231. Расчет фундамента в условиях вечной мерзлоты

2. Расчетная схема для второго способа (предусматривающего устройство фундамента в мерзлоте с сохранением последней) аналогична предыдущей схеме для случая не оттаивания мерзлоты.

В данном случае производят теплотехнический расчет, на основе которого допускают, что мерзлота не будет оттаивать и принимают соответствующие нагрузки для основания из мерзлых грунтов. Однако, не ограничиваясь проверкой при помощи теплотехнического расчета, применяют еще конструктивные меры (см. § 77), дающие гарантию сохранности мерзлоты.

3. Расчетная схема третьего способа, предусматривающего исчезновение мерзлоты, аналогична расчетной схеме для случая фундамента в условиях глубокого промерзания без вечной мерзлоты. Давление на основание из растаявших слабых грунтов не должно превышать допускаемых давлений, соответствующих разжиженным грунтам. Это обстоятельство также вызывает применение специальных конструкций, разгружающих слабое основание.

4. Расчетная схема для четвертого способа, применяемого в условиях наличия талого грунта между фундаментом и вечной мерзлотой, отличается тем, что, помимо проверок, общих для обычных фундаментов, дополнительно производят следующие расчеты: а) на выпучивание; б) на разрыв; в) теплотехнический расчет устойчивости мерзлоты, г) проверка напряжения в слабом растаявшем грунте мерзлоты от нагрузки, распространяющейся под углом 45° через слой талого грунта (если ожидается оттаивание мерзлоты).

В случае применения свай, которые могут бы погружены в слой вечной мерзлоты при помощи паровой иглы, расчет фундамента производится по принципам, рассмотренным выше.

Характерны следующие случаи:

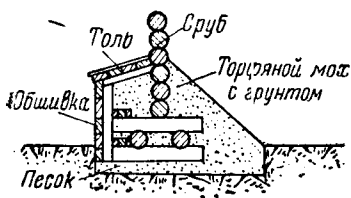
а) сваи прорезают слой вечной мерзлоты небольшой мощности и опираются на талый грунт,

б) сваи врезаются концами в твердый слой вечно мерзлых грунтов.

Расчеты фундаментов в условиях вечной мерзлоты далеко неточны вследствие недостаточной изученности физической стороны явлений. Приведенные расчетные схемы лишь весьма приближенно отражают физические явления, действительно происходящие в вечно мерзлых грунтах после возведения на них фундаментов сооружений.

77. КОНСТРУКЦИИ ФУНДАМЕНТОВ В УСЛОВИЯХ ВЕЧНОЙ МЕРЗЛОТЫ

Фундаментам в условиях вечной мерзлоты придают особую конструкцию, снижающую вредные воздействия температурных условий на их работу. Как правило, фундаменты не на сваях закладывают ниже деятельного слоя. Под малоответственные и временные сооружения допускается устройство облегченных фундаментов в виде городков (фиг. 232), леек и т. п., укладываемых с удалением лишь почвенного слоя.



Фиг. 232. Фундамент в виде городка

Особое внимание обращают на предохранение фундаментов и сооружений в целом от деформаций под влиянием сил пучения и наледных явлений, для чего применяют:

а) осушение местности, если позволяют местные условия;

б) устройство поверхностных теплоизоляционных слоев (из шлака, торфа и т. п.) для уменьшения мощности деятельного слоя.

Для снижения сил смерзания деятельного слоя с телом фундамента применяют:

а) засыпку котлована вокруг фундамента крупнозернистыми и непучинистыми грунтами и материалами: галькой, щебенкой, крупным песком; засыпка должна быть защищена от заиливания и снабжена водоотводом;

б) устройство столбовых фундаментов с гладкой поверхностью и с наклонными (не более 70° к горизонту) гранями; затирку и железнение поверхности фундамента, острожку деревянных свай и стоек.

Для противодействия выдергиванию фундаментов силами пучения применяют:

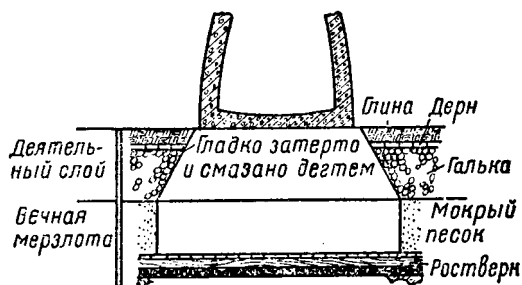
а) уменьшенное число фундаментных столбов за счет увеличения нагрузки на каждый столб и по возможности уменьшение их сечений в пределах деятельного слоя для уменьшения поверхности смерзания,

б) закрепление фундаментов анкерами в слоях грунта ниже деятельного слоя, заглубление их (по расчету) в толщу вечной мерзлоты или талого слоя,

в) укладку арматуры для сопротивления фундамента разрывающим усилиям, возникающим при выпучивании грунта.

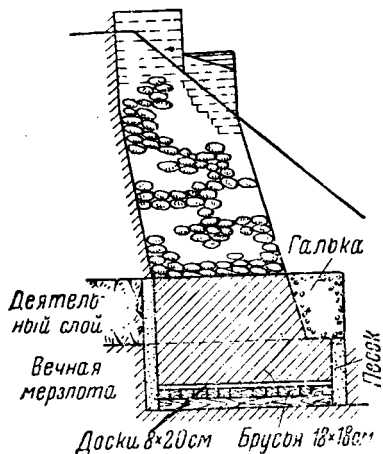
Для предотвращения разрушений мостовых опор от наледей прибегают к устройству мерзлотного пояса. На расстоянии 50—60 м от моста, поперек судохода, производят регулярную расчистку снега на полосе шириной 3—5 м. Вследствие быстрого промерзания грунта на очищенном от снега участке стесняется путь грунтовой воды, которая оказывается вынужденной выйти наружу перед мерзлотным поясом. Таким образом, искусственно создается наледь вдали от моста.

При большом притоке воды устраивают более мощный мерзлотный пояс. На расстоянии 50—100 м от моста в начале зимы роют канавы глубиной 0,5—1,0 м и шириной по дну 5—10 м. Грунт в районе пояса промерзает быстрее и глубже; в результате сильно стесняется или совершенно прерывается сечение грунтового потока, и вода оказывается вынужденной выйти

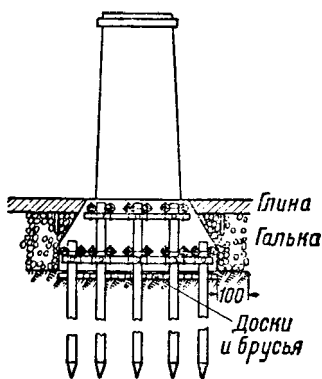


Фиг. 233. Фундамент трубы в условиях вечной мерзлоты

наружу перед мерзлотным поясом, в котором образуется наледь. Воду, вышедшую наружу, отводят за мост с помощью водоотводных канав.



Фиг. 234. Устой моста в условиях вечной мерзлоты



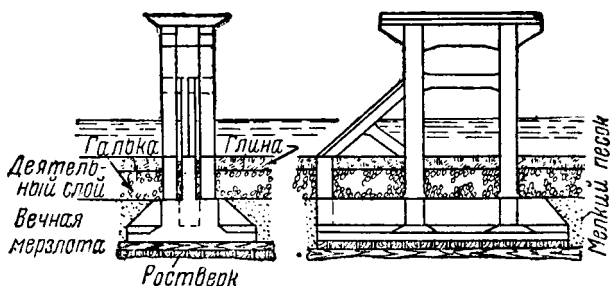
Фиг. 235. Свайный фундамент быка в условиях вечной мерзлоты

Приводим несколько характерных конструкций, предлагаемых различными авторами.

17 Основания и фундаменты

На фиг. 233 изображен проект фундамента трубы. При высоте насыпи менее 5 м трубы рекомендуется устраивать из отдельных железобетонных звеньев при звеньевых прямоугольных фундаментах, уширяющихся книзу. При высоте насыпи меньше 5 м фундаменты с наклонными гранями устраивают лишь для крайних звеньев и оголовков труб.

На фиг. 234 изображен фундамент обсыпного устоя. Из различных типов устоев обсыпные без обратных стенок менее всего подвержены деформациям в условиях вечной мерзлоты. Фундамент в зоне деятельного слоя обсыпан галькой, а в основании по-



Фиг. 236. Железобетонный бык в условиях вечной мерзлоты

κειται на ростверке (из двух рядов брусев 20×20 см), служащем термоизоляционным слоем, сохраняющим мерзлоту от оттаивания.

На фиг. 235 показана конструкция свайного фундамента быка, расположенного в пойме реки. Облицовку опор рекомендуется делать из кладки светлых тонов для уменьшения прогревания опоры.

На фиг. 236 показана конструкция железобетонного речного быка с сильно уменьшенными сечениями элементов опоры, снижающими передачу тепла мерзлотной толще, на которой основан бык.

78. УСТРОЙСТВО КОТЛОВАНОВ В УСЛОВИЯХ ГЛУБОКОГО СЕЗОННОГО ПРОМЕРЗАНИЯ

Длительная зима и низкие температуры в зимний период в северных и северо-восточных районах Сибири, сопровождаются глубоким промерзанием воды в реках. В некоторых местах Сибири, в том числе и в Якутии, встречаются реки, замерзающие до дна.

Указанные обстоятельства могут быть использованы для облегчения устройства котлованов на местности, покрытой водой и замерзающей в зимний период на длительное время.

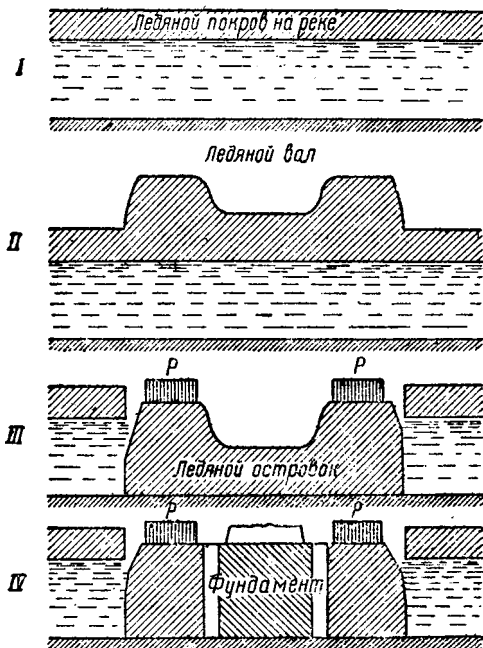
Из опыта работ на Дальстрое известны следующие два рациональных способа устройства котлованов в зимний период.

1. Если предполагается устроить котлован на реке, покрытой льдом, но не до дна, то предварительно устраивают искусственный ледяной островок путем погружения на дно реки ледяного

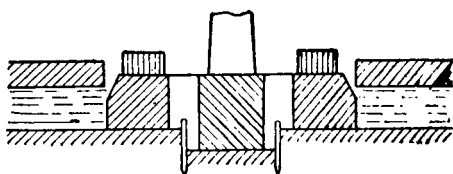
массива, как показано на фиг. 237. Вначале на месте будущего котлована образуют снежный вал, насыщенный водой, поливаемой из шлангов. Кроме снега, укладывают и ледяные блоки, если их нетрудно добыть. С течением времени образуется ледяной вал (схема II), который и погружается на дно реки путем оковки льда по периметру этого массива и загрузки грузом *P* (схема III). Устроенный таким образом ледяной островок позволяет выполнить котлован с вертикальными стенками, ограждающими котлован от воды (схема IV).

Если при этом требуется заглубить котлован в дно реки (фиг. 238), то возможно рытье грунта либо с обычным креплением грунтовых стен котлована, если нет опасения выдавливания слабых грунтов из дна реки, либо, в противном случае, с применением промораживания, описанного в § 30.

2. Другой случай имеет в виду промерзание реки до дна. В таких условиях устройство котлована облегчается тем, что отпадает необходимость в устройстве искусственного островка. В остальном работы аналогичны работам, описанным выше.



Фиг. 237. Искусственный ледяной островок



Фиг. 238. Заглубление котлована в дно реки

ГЛАВА II

ФУНДАМЕНТЫ В БОЛОТИСТЫХ МЕСТНОСТЯХ

79. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О БОЛОТАХ

При проектировании сооружений в болотистых местностях обычно стремятся осушить болото или хотя бы понизить горизонт грунтовых вод соответствующим дренажем и прочими водоотводными устройствами. Однако не всегда удается технически осуществить это; кроме того, осушение может оказаться чрезвычайно дорогим и потому экономически не оправданным. В таких случаях

приходится проектировать фундаменты сооружений с учетом неблагоприятных условий, присущих болотам, применяя особые конструкции и особые приемы работ.

Особенно неблагоприятны условия устройства фундаментов опор мостов и труб в связи с наличием водотоков (подземных или поверхностных) в месте устройства указанных сооружений.

Искусственные сооружения на болотах рекомендуется выносить как можно ближе к берегу болота, где болота мельче, что облегчает условия сооружения фундаментов.

Главнейшие виды деформации фундаментов опор искусственных сооружений на болотах следующие:

а) разрушение бетона потоком агрессивных грунтовых вод, почти всегда содержащих в себе гуминовую кислоту, вредно влияющую на цементный раствор;

б) нарушение устойчивости опоры вследствие значительного распора и выпирания слабого болотного грунта, способного к подвижкам под нагрузкой от собственного веса насыпи, граничащей с опорой искусственного сооружения; вследствие малого угла трения в слабых болотных грунтах возникает значительное боковое давление на стенки опоры, способное сдвинуть и даже опрокинуть опору.

Эти деформации заставляют в местах, где это допустимо по техническим условиям, проектировать деревянные мосты и плавающие трубы с соблюдением следующих требований:

1) насыпи и конусы должны быть отсыпаны до устройства искусственного сооружения, и сваи должны пройти всю толщу грунта конусов, в противном случае оседающая насыпь будет деформировать искусственное сооружение;

2) в случае применения плавающих труб под ними устраивают многорядный накатник, разгружающий торф в основании таких сооружений.

Однако деревянные мосты и в особенности плавающие трубы представляют собой сооружения временные. Для капитальных сооружений требуется устройство каменных, бетонных или железобетонных опор на стабильном основании.

Проектирование фундаментов для таких опор должно производиться в строгом соответствии с типом болота, определяющим условие работы будущего фундамента.

Болота классифицируются по нескольким признакам: генетическим, ботаническим, промышленным и другим.

По строительной классификации¹ для дорожных целей, предложенной инж. К. С. Ордуянц, болота различают трех типов:

I тип болот характеризуется наличием плотного торфа, сплошь заполняющего болота до дна (называемого минеральным дном болота); глубина таких болот редко превышает 6—10 м.

II тип болота характеризуется наличием слабого расплывающегося торфа, покрытого сверху растительно-корневой системой;

¹ Классификация болот, предложенная инж. К. С. Ордуянц, утверждена Научно-техническим советом НКПС и принята для пользования на железнодорожном транспорте с 1940 г.

в таких болотах, кроме слабых торфов, часто встречается сапрпель, залегающий на дне болота; болота II типа также до дна сплошь заполнены торфом (с сапрпелем или без него), и глубина их редко превышает 6—10 м.

III тип болота характеризуется наличием болотной корки (называемой торфяным ковром или сплавиной) различной мощности, плавающей в болотной воде или в разжиженном болотном субстрате; глубина таких болот доходит до 20—30 м, причем мощность сплавины бывает от 0,5 до 5—6 м, ниже которого имеется вода или субстрат; иногда дно таких болот бывает покрыто илом или сапрпелем различной мощности.

Строительные свойства перечисленных типов болот характеризуются следующими особенностями, во многом определяющимися условиями сооружения земляного полотна, резко влияющего на поведение фундаментов искусственных сооружений на болотах.

а) Болота I типа заполнены плотным торфом с углом трения, близким к значениям углов трений обычных грунтов. Поэтому в этих болотах отпадает возможность возникновения деформаций второго вида (нарушение устойчивости), остается лишь вредное влияние болотной воды, вымывающей цементный раствор (первый вид деформации). Невысокие насыпи на болотах I типа возводят с частичным выторфовыванием, оставляя под насыпью в глубоких болотах слой торфа, достаточно плотного для стабильности земляного полотна.

б) В болотах II типа, которые заполнены слабым (расплывающимся) торфом, могут быть оба вида деформаций. Земляное полотно возводят с погружением его до минерального дна болота, для чего прибегают к подземным взрывам, если вес насыпи оказывается недостаточным для вытеснения торфа.

в) В болотах III типа, в которых также возможны деформации обоих видов, земляное полотно возводят на торфяном ковре с топлением последнего вместе с насыпью на дно болота.

80. ФУНДАМЕНТЫ НА БОЛОТАХ, СПЛОШЬ ЗАПОЛНЕННЫХ ПЛОТНЫМ ТОРФОМ

Глубина заложения фундамента на болотах I типа определяется глубиной болота. Болота этого типа обычно имеют глубину 2—6 м и в редких случаях — 6—10 м. Устройство открытого котлована при наличии грунтовых вод не представляет особых затруднений до глубины, примерно, в 4 м.

В связи с этим при глубине болота I типа до 4 м фундамент будет иметь обычную конструкцию. Его закладывают непосредственно на минеральном грунте (фиг. 239), если его несущая способность удовлетворяет требованиям прочности и устойчивости. В противном случае в минеральный грунт забивают сваи и на них возводят фундамент. Необходимо только оградить фундамент от химического воздействия грунтовых вод. Для этого достаточно изолировать фундамент опалубкой из шпунтованных и проконопаченных досок. Дерево в воде долговечно, и если фундамент будет изолирован от потока грунтовых вод, то стоячая вода, проникаю-

свайное основание (фиг. 240). Глубина котлована определится горизонтом грунтовых вод, ниже которого на полметра должны быть срезаны головы деревянных свай. Дощатую изоляцию ростверка устраивают не только с боков, но и в основании под ростверком между сваями.

Порядок работ для рассмотренного случая следующий:

1) возводят насыпь (с выторфовыванием или без такового) на всем протяжении с оставлением прогала для искусственного сооружения;

2) после возведения насыпи роют котлован на глубину в соответствии с ранее приведенными соображениями и устраивают свайное основание;

3) производят кладку фундамента, с изоляцией смоченной части кладки и засыпку котлована в отверстии моста.

81. ФУНДАМЕНТЫ НА БОЛОТАХ, СПЛОШЬ ЗАПОЛНЕННЫХ СЛАБЫМ ТОРФОМ

Принципиальные положения, указанные в предыдущем параграфе, остаются справедливыми и при устройстве фундаментов на болотах II типа. Однако порядок работ меняется в связи с иным способом возведения насыпи на болотах со слабым торфом.

На таких болотах насыпь возводят без предварительного выторфовывания, так как слабый торф не держится в откосах траншей и ее невозможно подготовить заранее для засыпки. Насыпь отсыпают непосредственно на торф (предварительно убрав только верхний растительно-корневой покров). Под действием насыпи слабый торф раздается в стороны от оси полотна, и насыпь садится на минеральное дно болота. Однако не всегда удается погрузить насыпь на минеральное дно болота. В таких случаях в последние годы с успехом стали применять взрывание под насыпью. В глубоких болотах (глубже 6—8 м) под подошвой насыпи все же остается слой слабого торфа, перемешанного с насыпным грунтом. Однако для свайного основания это обстоятельство не имеет существенного значения, если сваи будут погружены на достаточную глубину в минеральное дно болота.

Учитывая эти условия возведения насыпей, можно рекомендовать следующий порядок устройства фундаментов на болотах II типа:

1) производят отсыпку насыпи с погружением ее до дна болота, прибегая в случае необходимости к взрывным работам на всем протяжении, включая и отверстие моста;

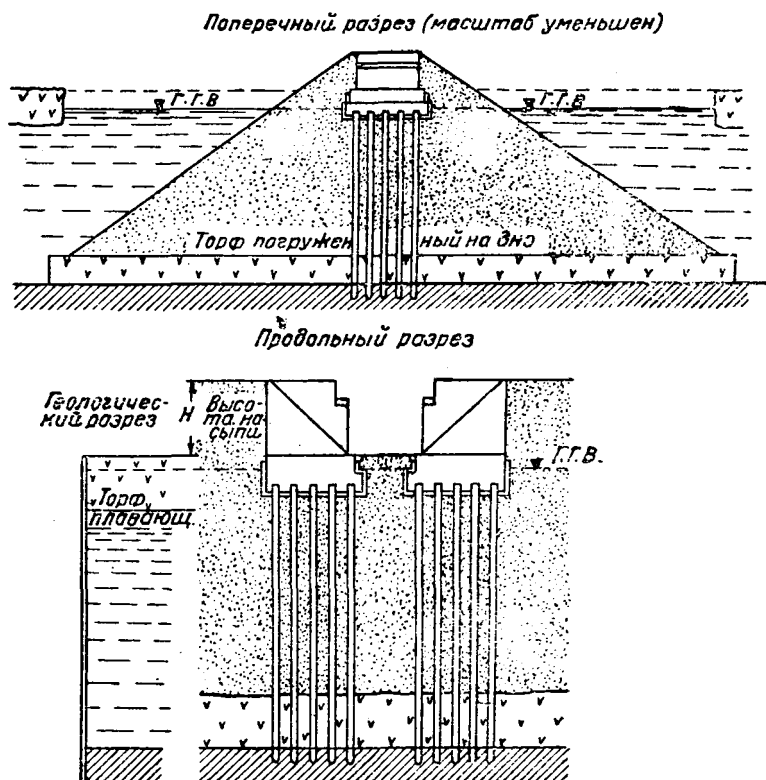
2) после возведения насыпи расширяют отверстие моста и устраивают котлован, укрепленный надлежащим образом; глубину котлована и тип фундамента определяют по соображениям, указанным для фундаментов на болотах I типа;

3) устраивают фундамент на сваях или без таковых на растворе из пуццоланового цемента, с надлежащей изоляцией смоченной части фундамента.

Для случая применения бетонных свай сначала забивают металлические трубы диаметром 35—40 см с башмаками; затем в металлические трубы опускают деревянные трубы по типу Метростроя, но не перфорированные. Диаметр деревянных труб на 4—8 см менее диаметра металлических труб. После извлечения металлических труб (башмаки остаются в грунте) в деревянные трубы набивают бетон, изготовленный на пуццолановом цементе. Назначение деревянных труб двоякое: они изолируют бетон от химической суффозии и служат формой в процессе их набивки в зоне слабых, расплывающихся болотных грунтов.

82. ФУНДАМЕНТЫ НА БОЛОТАХ СО СПЛАВИНОЙ

На болотах III типа земляное полотно возводят на торфяном ковре и вместе с ним погружают на минеральное дно болота. Для



Фиг. 241. Свайный фундамент в насыпном грунте, на глубоком болоте со сплавной

облегчения погружения торфяной ковер прорезают вдоль насыпи по обеим ее сторонам. Таким образом, после посадки насыпи

с торфяным ковром на дно болота создаются условия, приближающиеся к обычным, встречающимся не на болотах (фиг. 241).

В соответствии с этим может быть принят следующий порядок работ.

1. После посадки насыпи вместе с торфяным ковром на дно болота устраивают котлован в насыпном грунте; глубина котлована определяется типом фундамента; тип фундамента выбирают в соответствии с общими правилами проектирования фундаментов.

2. Если часть фундамента будет смачиваться болотной водой, то кладку (возведенную на растворе из пуццоланового цемента) изолируют указанным выше способом.

ГЛАВА III

ФУНДАМЕНТЫ В ЛЕССОВЫХ ОТЛОЖЕНИЯХ

83. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ЛЕССАХ

Лессовидный грунт может быть опознан при рассмотрении образца с ненарушенной структурой даже невооруженным глазом по следующим особенностям: а) отсутствие слоистости; б) большая пористость и наличие ноздреватой структуры в виде отдельных трубочек, канальцев и т. д.; в) известковистость; г) водопроницаемость. Образец лесса в естественном состоянии, опущенный в стакан воды, быстро распадается, выделяя пузырьки воздуха, но не обнаруживая характерного для глинистых грунтов предварительного разбухания.

Не все лессовидные грунты обладают одинаковыми строительными свойствами. Одни из них достаточно благоприятны для оснований фундаментов, другие же для этого непригодны.

Различаются два класса лессовидных грунтов со строительной точки зрения:

I — лессовидные грунты I класса обладают большой сжимаемостью при замачивании их водой;

II — лессовидные грунты II класса свободны от этого недостатка; эти грунты отличаются коричневой и темносерой окраской; условия проектирования фундаментов на этих грунтах ничем не отличаются от обычных условий.

Отнесение лесса к тому или иному классу производится пробным замачиванием в опытном шурфе под нагрузкой.

Лессовидный грунт I класса способен под нагрузкой давать дополнительные, резкие и значительного размера осадки при проходе воды сквозь нагруженную зону грунта. Это явление объясняется макропористой структурой этих грунтов (макроструктурой). Сохранность пор обуславливается тем, что внутренняя их поверхность состоит из карбонатов и глинистых частиц, находящихся в состоянии капиллярного натяжения. При проходе воды через поры капиллярное натяжение исчезает, связность значительно уменьшается, и под действием нагрузки нарушается структура грунта в сторону резкого уплотнения. Это явление служит причиной резких осадок возведенного на таких грунтах сооружения.

34. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ НА ЛЕССОВИДНЫХ ГРУНТАХ

Основные условия для проектирования фундаментов на лессах I класса заключаются в следующем:

а) исключить доступ воды в напряженную зону грунта под фундаментом во все время существования сооружения;

б) стремиться к конструкциям разрезным и гибким неразрезным или такой жесткости, которая дает полную гарантию восприятия усилий, возникающих вследствие неравномерной осадки и выравнивания их;

в) назначить осадочные швы.

Для сооружений больших и ответственных, например, мостов больших и средних, допускаемое давление на лессовидные грунты устанавливается по данным исследования строительных свойств грунтов на месте постройки. Для сооружений менее ответственных, а также для проектного задания на любые сооружения величина допускаемого давления принимается:

для сухих лессовидных грунтов — $2,5 \text{ кг/см}^2$,

для влажных лессовидных грунтов — $1,5 \text{ кг/см}^2$,

для насыщенных водой (т. е. в зоне грунтовых вод) — $1,0 \text{ кг/см}^2$.

Для сухих и влажных грунтов повышение допускаемого давления по глубине не производится; последнее допустимо только для грунтов насыщенных.

Глубина заложения фундаментов в лессовидных грунтах, в основном, определяется:

а) глубиной распространения ходов землероев, встречающихся в различных районах Союза,

б) глубиной заложения расположенной близ сооружения водоводной сети,

в) глубиной промерзания.

(За глубину распространения ходов землероев принимают ту отметку, на которой рыхло заполненных ходов землероев имеется не более одного на 1 м^2 площади фундамента).

Фундаменты сооружений, не имеющих мокрых технологических процессов (например, опоры мостов), закладываются на $0,2—0,5 \text{ м}$ ниже глубины распространения ходов землероев.

В местах заложения водоводов фундаменты ответственных сооружений заглубляют на $1,5—2 \text{ м}$ ниже водоводов.

При проектировании фундамента нужно стремиться к тому, чтобы равнодействующая всех сил прошла через центр тяжести площади фундамента. Во всяком случае эксцентриситет не должен быть более $\frac{1}{3}$ ширины фундамента.

К рытью котлована следует приступать лишь после надлежащего водоотвода поверхностных вод от стройплощадки во избежание затопления котлована.

В отличие от обычных случаев котлован в лессовидных грунтах разбивают точно по размерам фундамента без запаса на зазоры, чтобы кладку возводить вплотную со стенками котлована. При механизации земляных работ котлован несколько недоби-

рают; потом вручную убирают недобор и тщательно выравнивают дно котлована. Дно котлована в неуплотненном грунте рекомендуется промочить на 20—25 см до пластического состояния и потом утрамбовать щебнем или шлаком. Кладку нужно возводить немедленно после готовности котлована. Если имеются уступы в профиле фундамента, то их плотно заполняют лессом в процессе работ.

ГЛАВА IV

ПЕРЕУСТРОЙСТВО И УСИЛЕНИЕ ФУНДАМЕНТОВ

§5. ОБЩИЕ ЗАМЕЧАНИЯ

Необходимость в переустройстве и усилении фундаментов возникает вследствие следующих трех основных причин:

а) уменьшение сопротивляемости основания, что связано в большинстве случаев с изменением режима грунтовых или поверхностных вод, б) увеличение нагрузки на опоры сооружений, в) разрушение тела фундамента. Эти причины часто вызывают коренное переустройство фундамента.

Менее крупные работы производятся в случаях ремонта фундамента, вызванного повреждением его под влиянием атмосферных и других случайных факторов. Восстановление выветрившейся кладки опор может быть достигнуто сменой поврежденных камней, расшивкой швов, нагнетанием цемента и т. д.

Для коренного переустройства, связанного с усилением основания или самого фундамента, прибегают к следующим мерам:

1) повышение несущей способности грунта осушением, силикатизацией, цементацией и ограждением перемычками,

2) усиление фундамента путем его уширения, заглубления иногда с подведением свай, кессонов, устройства разгружающих подпорных стен.

§6. УСИЛЕНИЕ ФУНДАМЕНТОВ МОСТОВЫХ ОПОР

Методы переустройства и усиления фундаментов мостовых опор часто обуславливаются сохранением движения по полотну, покоящемуся на перестраиваемом искусственном сооружении.

Рассмотрим несколько характерных случаев усиления фундаментов из советской и зарубежной практики.

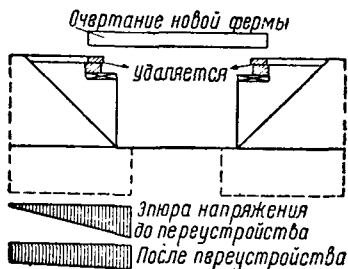
1. Разгрузка переднего ребра подошвы фундамента устоя от значительного внецентренного давления путем отодвижки подферменной подушки к центру устоя.

При переустройстве пролетных строений, в связи с увеличением нагрузки, можно посредством увеличения пролета отодвинуть опорные части от передней грани опоры и этим уменьшить внецентренность давления в подошве фундамента (фиг. 242).

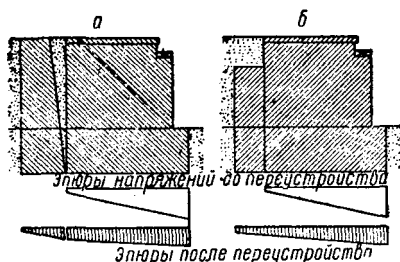
Таким образом, усиление фундамента в данном случае ограничивается переустройством только верхней части устоя.

2. Разгрузка фундамента от давления насыпи при помощи разгружающей подпорной стены, поставленной сзади устоя. Стена может быть устроена по одному из вариантов, изображенных на

фиг. 243. В одном случае (фиг. 243-а) дополнительная подпорная стена воспринимает полностью весь распор земли; во втором случае (фиг. 243-б) — только часть распора, а остальная часть передается устью.



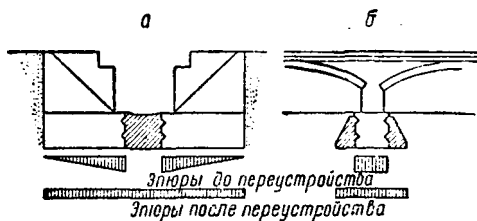
Фиг. 242. Улучшение условий работы основания при помощи перемещения опорной площадки к середине устоя



Фиг. 243. Улучшение условий работы основания при помощи разгружающих подпорных стен

Следовательно, разгрузка от давления насыпи в рассмотренных случаях осуществляется без переустройства существующих устоев и фундаментов.

3. Усиление фундаментов на естественном основании путем уширения фундамента (фиг. 244). Новую кладку присоединяют к существующей кладке фундамента, увеличивая площадь основания и снижая, таким образом, давление на грунт. При этом при усилении фундаментов устоев уширение в большинстве случаев производят в передней части фундамента, что в мостах малых отверстий приводит к устройству обратных сводов и распорных лотков (фиг. 244-а).



Фиг. 244. Уширение фундаментов опор мостов

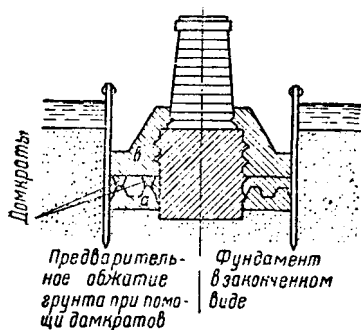
При усилении промежуточных опор — быков — производят уширение всех четырех сторон или, по крайней мере, двух сторон в направлении отверстий моста (фиг. 244-б) или в направлении, нормальном оси моста.

Для создания одинаковых условий работы существующей и пристраиваемой кладки фундаментов производят предварительное уплотнение и обжатие грунта под уширяемой частью фундамента, чтобы устранить нежелательные осадки после включения уширенной части в работу всего фундамента.

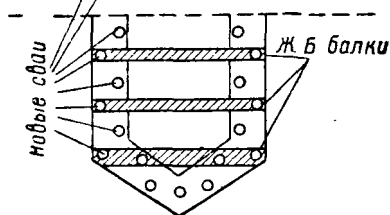
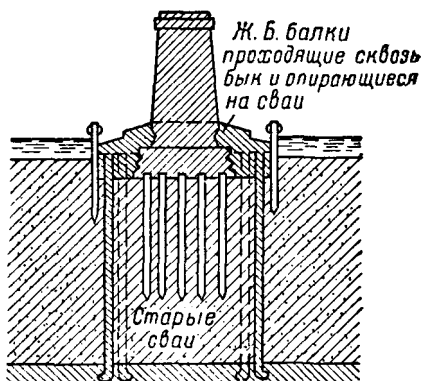
На переустройстве фундаментов моста через реку Рейн в Майнце предварительное обжатие было достигнуто при помощи домкратов. Работы производились следующим образом (фиг. 245).

Была устроена шпунтовая перемычка, а затем произведена выемка грунта до необходимой глубины. Для предварительного обжатия грунта были заложены железобетонные плиты *a*, не связанные с фундаментом. Уширение фундамента было выполнено из бетонной кладки *b*, связанной с существующим фундаментом анкерами. Затем между железобетонной плитой и бетонной кладкой уширенной части фундамента помещали гидравлические домкраты, посредством которых создавалось повышенное давление на грунт. После этого железобетонную плиту соединяли с уширенной частью опоры и в зазоры, в плоскости контакта верхней и нижней кладки, под давлением нагнетали цементный раствор.

4. Усиление фундамента на свайном основании путем его уширения. Характерным случаем такого усиления может



Фиг. 245. Уширение фундамента с обжатием грунта под уширяемой частью



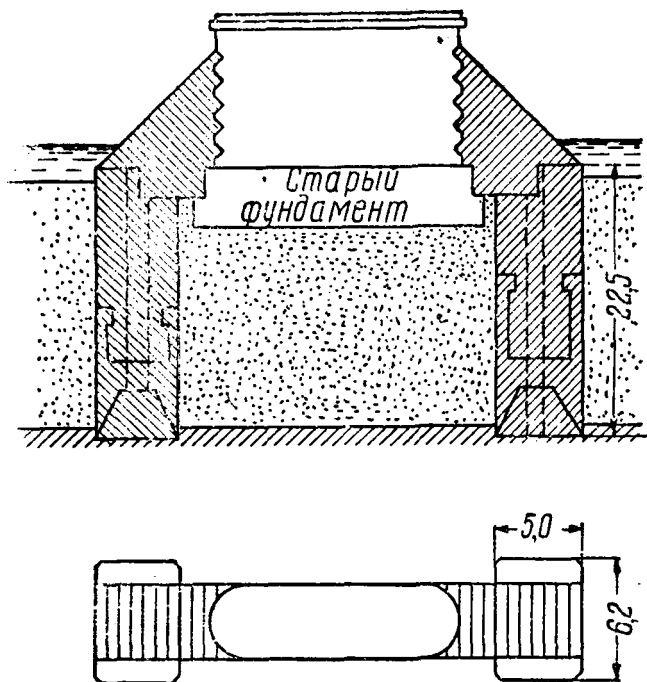
Фиг. 246. Усиление свайного основания с применением новых свай и уширением фундамента

служить переустройство моста через реку Изар в Нижней Баварии. Старый мостовой бык был основан на свайном ростверке, пришедшем в ветхость. Усиление заключалось в пристройке к фундаменту кольцевой железобетонной оболочки (кругом фундамента), опирающейся на новые железобетонные сваи (фиг. 246). Старый свайный ростверк был выведен из работы.

Усилие от опорных частей пролетных строений передавалось на железобетонную оболочку, а от оболочки через выступающую, обходящую кругом, консольную подошву и проходящие сквозь бык шесть железобетонных поперечных балок — на новое свайное основание. Последнее состояло из 36 армированных свай системы Вольфсгольц, рассмотренных в § 40.

5. Усиление фундамента путем уширения его с передачей давления на вновь опущенные кессоны. Такие работы были проведены при переустройстве моста через канал в Амстердаме. Кон-

структивно задача усиления опоры разрешалась при помощи двух быков (фиг. 247), покоящихся на новых кессонах, опущенных выше и ниже (по течению) реконструируемого фундамента. Давление опоры передавалось на эти быки, и старое основание освобождалось от нагрузки. Железобетонные кессоны имели размеры $5 \times 6,2$ м и были опущены на глубину 22,5 м. В старом фундаменте было сделано пять отверстий, через которые была пропущена арма-



Фиг. 247. Усиление фундамента быка с применением кессонов

тура; нижняя часть была удалена, и весь бык стал работать, как балка на двух новых опорах, устроенных на кессонах.

6. Усиление фундамента при помощи окружения его кольцевым кессоном. Прежде всего опускают кольцевой кессон и выводят новую окружающую стенку выше горизонта воды; на нее ставят временные опоры для полотна, затем разбирают верхнюю часть старого быка и возводят общую железобетонную опорную подушку, на которую снова укладывают опорные части полотна.

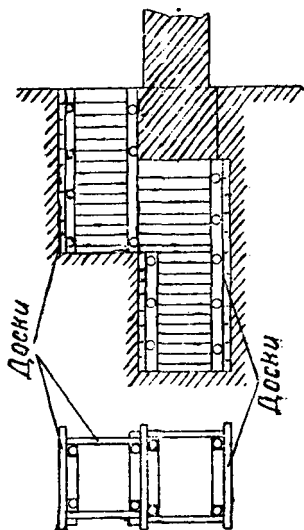
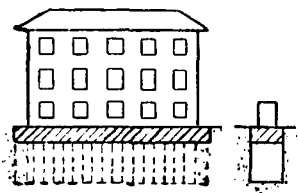
87. УСИЛЕНИЕ ФУНДАМЕНТОВ ПОД СТЕНАМИ ЗДАНИЙ

Для усиления фундаментов зданий применяют рассмотренные выше методы, т. е. уширение на естественном основании, уширение на искусственном основании, заглубление фундамента.

При заглублении фундамента своеобразный характер имеет порядок работ при подводке нового фундамента под старый. Фун-

дамент, который предполагают заглубить путем подводки под него нового фундамента, разбивают по длине на ряд участков (фиг. 248) длиной 1,5—2,0 м и под каждый такой участок подводят фундамент в виде столба. Последовательно, один за другим, подводят столбы под всю стену, в итоге столбы сливаются и образуют сплошной фундамент.

Сбоку фундамента выкапывают вспомогательный котлован и укрепляют его досками: затем выкапывают основной котлован под



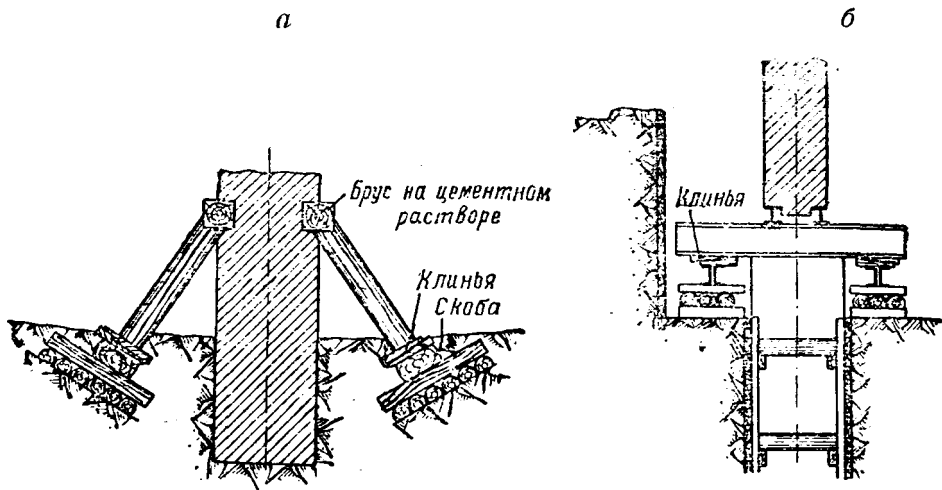
фундаментом на проектную глубину. После этого котлован под фундаментом заполняют кладкой, причем оставляют зазор в 0,6 м между верхом нового фундамента и подошвой старого для загонки в зазор клиньев или установки домкратов, при помощи которых производится обжатие основания под новым фундаментом.

Фиг. 248. Последовательность подводки нового фундамента отдельными секциями под старый фундамент здания

Клиньями можно создать усилие в 6—8 т, домкратами — до 100 т и более в зависимости от типа домкрата.

Перед тем, как извлечь клинья или домкраты после обжатия основания, предварительно в зазоры загоняют (навсегда) железобетонные клинья, монолиты, стойки. После уборки домкратов пространство между железобетонными клиньями заполняют бетоном.

Если фундамент, подлежащий усилению, имеет длинное очертание в плане, то для ускорения работ приходится устраивать несколько столбов, с соблюдением условия, чтобы общая длина одновременно отрываемых котлованов под фундаментом не превышала $\frac{1}{5}$ — $\frac{1}{6}$ его полной длины. Для безопасности работ существующую стену подвешивают на временных опорах (фиг. 249). При небольших нагрузках и малой податливости грунта применима схема по фиг. 249-а. Схема б изображает временную опору, усиленную металлическими балками, проходящими сквозь пробитые в кладке отверстия; балки опираются на специальные подкладки. Для очень тяжелых стен временные опоры приобретают более сложную конструкцию.



Фиг. 249. Простейшие способы подвешивания стен при подводке под них новых фундаментов

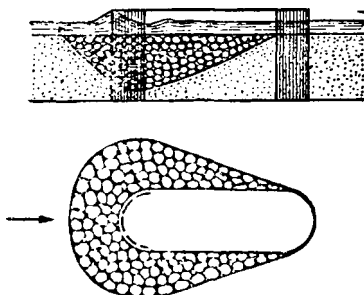
88. ЗАЩИТА МОСТОВЫХ ОПОР ОТ ПОДМЫВА И РАЗРУШЕНИЯ

При проходе катастрофических паводков возможны значительные размывы грунта у фундаментов опор моста и даже под самым фундаментом. Такие случаи возможны, если при составлении проекта опор моста не была учтена способность грунтов к вымыванию водой при данных скоростях течения и если при этом фундаменты были заложены неглубоко.

В качестве мер защиты таких фундаментов от подмыва могут быть применены:

- 1) каменные отсыпи и габионы,
- 2) искусственные донные пороги, замедляющие скорости течения воды,
- 3) шпунтовые ограждения,
- 4) защитные ряжевые клетки, заполненные камнем,
- 5) укрепления русла малых рек.

1. Отсыпь устраивают из камней (фиг. 250), размеры которых должны



Фиг. 250. Каменная отсыпь, защищающая фундамент быка от подмыва

быть достаточны, чтобы не быть унесенными водой при данной скорости течения. Кроме того, толщина слоя отсыпи должна быть в три-четыре раза больше размера камня.

При скоростях течения воды более 3 м/сек каменная отсыпь не рациональна; предпочтительнее применять габионы (плетеные из оцинкованной проволоки ящики, заполненные камнем).

2. Искусственные донные пороги (каменные, бетонные, деревянные), подпирая уровень воды вверх по течению, ослабляют воздействие течения на дно русла по близости опоры моста.

3. Шпунтовые ограждения вокруг опоры особенно эффективны при применении металлических шпунтин, так как деревянные шпунтины при сильных течениях, несущих с собой льдины, камни и другие предметы, быстро разрушаются. Промежутки между шпунтовой стенкой и опорой рекомендуется заполнять сверху бетоном.

4. Защитные ряжевые клетки устанавливают выше по течению перед подмываемым быком по его оси. Размеры ряжевых клеток: ширина 3—4 м, длина не менее 6 м. Ряжи заполняют камнем. На реках с ледоходом или бурными паводками, несущими карчи, заостренную часть ряжа обшивают листовым железом.

5. Укрепление русла применяют как меру защиты от подмыва опор и русла потока. Укрепление русла возможно в виде каменной наброски. Такое укрепление дна делают при защите небольших сооружений, в пределах которых русло часто замащивают.

РАЗДЕЛ VIII

МЕТОДИКА ВЫБОРА ТИПА ФУНДАМЕНТА

89. СФЕРЫ РАЦИОНАЛЬНОГО ПРИМЕНЕНИЯ ГЛАВНЕЙШИХ ТИПОВ ФУНДАМЕНТОВ

Условия рационального применения различных типов фундаментов были указаны при их описании. Кратко эти условия могут быть изложены в следующем виде.

1. Простые фундаменты в открытых котлованах наиболее желательны. При незначительном притоке грунтовых вод глубина открытого котлована для простого фундамента без особых осложнений может быть доведена до 4—6 м, а в лессовых грунтах и сухих глинистых — и до 10—12 м. Простые фундаменты, уширенные книзу, позволяют применять их и под весьма тяжелые сооружения.

2. Железобетонные плиты экономичны в условиях, позволяющих закладывать фундамент неглубоко. Экономия в стоимости устройства котлована и легкость работ в неглубоком котловане покрывают расходы на дорогой материал. Таким образом, удается при помощи плит основывать тяжелые сооружения на слабых грунтах. Однако в условиях дорожного строительства при постройке опор искусственных сооружений сфера применения железобетонных плит весьма ограничена, так как гидрологический режим водотоков требует достаточного заглубления фундаментов мостовых опор. Это обстоятельство при устройстве котлована влечет за собой осложнение с водоотливом. Имея в виду, что приток воды, кроме того, возрастает и пропорционально площади котлована, для обширных котлованов под плиты водоотлив может весьма затруднить работу.

3. Свайные основания, к которым прибегают при устройстве фундамента в слабых грунтах, представляют собой распространенный тип основания в дорожном строительстве. Наиболее эконо-

мичны деревянные сваи, сфера применения которых ограничивается глубокоим залеганием грунтовых вод. Далее идут железобетонные забивные сваи. Набивные бетонные сваи вообще менее экономичны, чем железобетонные, но более удобны в производстве.

4. Перемычки, устраиваемые в местности, покрытой водой, еще более расширяют сферу применения простых фундаментов в открытом котловане, а также фундаментов на сваях; те и другие наиболее желательны с точки зрения экономичности и простоты работ.

5. Понтоны и бездонные ящики, хотя также не сложны в изготовлении, но применение их ограничивается условием наличия твердого дна водоема. Более распространенным следует считать комбинирование этих типов фундаментов со свайными основаниями, значительно расширяющими сферу выгодного применения и понтонов и бездонных ящиков.

6. Фундаменты с опускными колодцами оправдывают свое применение при залегании несущего слоя породы на глубине более 8 м. Опускные колодцы с успехом вытесняют кессоны, если нет таких препятствий, как крупные валуны, карчи, или когда не требуется убирать слой слабой скальной породы для основания весьма тяжелых опор. Широкое внедрение наплавных колодцев еще более сократит случаи применения сложных кессонных фундаментов.

7. К кессонам прибегают в случаях, когда все прочие типы фундаментов оказываются почему-либо неприменимыми.

Таким образом, помимо характера сооружения, решающими факторами, определяющими применимость того или иного типа фундамента, оказываются грунтовые и гидрогеологические условия и водоотлив. Помимо этих факторов, имеет влияние и ряд других: сроки работ, местонахождение материалов, условия их доставки и пр.

90. ВЫБОР ТИПА ФУНДАМЕНТА И ЕГО ОБОСНОВАНИЕ

Выбор типа фундамента для заданного сооружения вытекает из сравнения некоторых из них, приемлемых при данных местных условиях. Для намеченных вариантов производят сравнение технических и экономических показателей.

Стоимость фундамента зависит от его типа, глубины заложения, стоимости материала, близости карьера и условий транспортирования, степени механизации работ и других, менее решающих моментов.

Пользуясь укрупненными единичными расценками, имеющимися в соответствующих ценниках, можно подвергнуть подробному анализу и сравнению намеченные варианты.

Возможен следующий подход к решению задачи.

1. Определяют приближенно интенсивность давления, возникающего в подошве фундамента при минимальной глубине его и нормальных размерах обреза.

2. Зная характер сооружения и интенсивность нагрузки, намечают на геологическом разрезе приемлемые слои для основания

фундамента. Находят допускаемые напряжения для этих грунтов, пользуясь нормами технических условий проектирования оснований и фундаментов.

3. Намечают наиболее простой и приемлемый тип фундамента и его глубину; одновременно выявляют возможность технического осуществления его при данных гидрогеологических условиях.

4. Проверяют, не превышают ли значения напряжений в основании выбранного фундамента допускаемых напряжений для грунтов принятого несущего слоя.

5. Если проверка даст отрицательные результаты, то фундамент заглубляется, или намечают другой вариант и расчет повторяют в той же последовательности.

Выбор фундамента начинают с простых типов, переходя затем к более сложным, если первые оказываются не приемлемыми.

Для ориентировки может служить табл. 27 выбора типов фундамента.

В качестве иллюстрации к методу предварительного назначения вариантов даны примеры решений для ряда частных случаев.

Пример I. Требуется выбрать тип фундамента для трубы под автомобильную дорогу; размеры трубы и геологический разрез указаны на фиг. 251. Полная нагрузка, приходящая на фундамент (без веса самого фундамента), — 1400 т.

Заданный геологический разрез характеризуется глубоким залеганием скалы (на глубине 24,0 м), покрытой мощным слоем слабых грунтов, насыщенных грунтовой водой.

Решение:

1. Определим предварительно интенсивность давления на основание от заданного сооружения. Принимаемая минимальная глубину заложения фундамента 2,0 м и его площадь F кругло 70 м², можно вычислить вес фундамента

$$P_{\phi} = 2,2 \cdot 70 \cdot 2,0 = 308 \text{ т.}$$

Интенсивность давления:

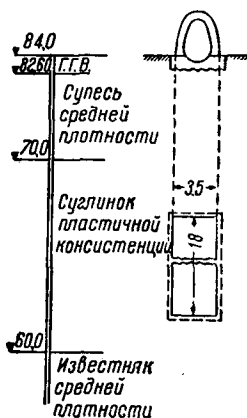
$$\sigma = \frac{P_{\phi} + \Sigma P}{F} = \frac{308 + 1400}{70} = 24,4 \text{ т/м}^2$$

или 2,44 кг/см².

2. Для нахождения приемлемого грунта для основания определим по Т. У. допускаемые давления на грунты, указанные на геологическом разрезе: для супеси средней плотности насыщенной водой $[\sigma] = 1,0 \text{ кг/см}^2$; для суглинка пластичной консистенции в среднем $[\sigma] = 1,75 \text{ кг/см}^2$, а с учетом глубины залегания h и с учетом потери веса грунта ($\Delta_1 = 1,25 \text{ т/м}^3$) в воде $[\sigma]_h = [\sigma] + k\Delta_1(H-2) = 1,75 + 0,2 \cdot 1,25(14-2) = 4,75 \text{ кг/см}^2$; для скалы в среднем $[\sigma]_h = 12,5 \text{ кг/см}^2$ (имея в виду, что в приведенной формуле для суглинка $k=0,20$ согласно Т. У. Гушосдора 1938 г.).

Найденные значения допускаемых напряжений свидетельствуют о том, что супесь не может служить несущим грунтом.

3. Приемлемым типом фундамента для заданного случая, по видимому, будет фундамент на деревянных сваях (висячих), так как устройство фундамента мелкого заложения (на супеси) недопустимо в отношении нагрузок; если же заглубляться в суглинок на 15—20 м, то неизбежно применение опускного колодца, что, безусловно, сложнее и дороже свайного фундамента. Устройство



Фиг. 251. Выбор типа фундамента трубы

| Тип фундамента | Гидрогеологические и гидрологические условия | | | | |
|--|---|--|--|---|--|
| | Местность не покрыта водой | | Местность покрыта водой при глубине: | | |
| | Отсутствуют грунтовые воды | Имеются грунтовые воды | до 4,0 м | до 8,0 м | более 8 м |
| В зависимости от характера сооружения и соотношения между σ_{max} и $[\sigma]$ возможны следующие варианты: | 1. Простой фундамент с уширением или без уширения 2. Железобетонная плита 3. Железобетонные или бетонные сваи | 1. Простой фундамент с уширением или без уширения 2. Железобетонная плита 3. Сваи деревянные при высоком залегании грунтовой воды 4. Сваи железобетонные или бетонные при низком залегании грунтовой воды 5. Опускные колодецы | 1. Простой фундамент в перемычке 2. Сваи деревянные в перемычке 3. Понтон или бездонный ящик 4. Опускной колодец 5. Кессон при необходимости проходки грунтов, где имеются препятствия | 1. Понтон или бездонный ящик на сваях или без них 2. Опускной колодец 3. Кессон | 1. Понтон или бездонный ящик 2. Опускной колодец 3. Кессон |

свайного основания при срезке голов деревянных свай на отметке 82,00 технически легко осуществимо.

4. Проверим возможность передачи всей нагрузки на деревянные сваи. Если принять ориентировочно допустимую нагрузку P на одну сваю 25 т, то потребное количество свай:

$$n = \frac{P_{\phi} + \Sigma P}{P} = \frac{308 + 1400}{25} = 68 \text{ свай.}$$

Полученное количество можно разместить на принятой площади ростверка 70 м²; поэтому фундамент на сваях следует признать наиболее приемлемым вариантом для заданного случая.

Пример II. Требуется выбрать тип фундамента для промышленного сооружения, размеры которого указаны на фиг. 252. Полная нагрузка, приходящаяся на фундамент (без веса фундамента), равна 3200 т.

Заданный геологический разрез (фиг. 252) характеризуется наличием плотного гравия под восьмиметровым слоем лесса. Под гравием залегает гранит. Грунтовые воды находятся очень глубоко.

Решение:

1. Определим предварительно интенсивность давления на основание от заданного сооружения. Принимая минимальную глубину фундамента 1,5 м и его площадь кругло 60 м², можем вычислить вес фундамента

$$P_{\phi} = 2,2 \cdot 60 \cdot 1,5 = 198 \text{ т.}$$

Интенсивность давления:

$$\sigma = \frac{P_{\phi} + \Sigma P}{F_{\Sigma P}} = \frac{198 + 3200}{60} = 56,7 \text{ т/м}^2 = 5,67 \text{ кг/см}^2.$$

2. Для нахождения приемлемого грунта для основания определим допускаемые давления на грунты, указанные на геологическом разрезе:

для лесса $[\sigma] = 2,5 \text{ кг/см}^2$; для плотного гравия $[\sigma] = 5 \text{ кг/см}^2$, а с учетом глубины залегания h (при $\Delta = 1,8$ и $k = 0,25$) по формуле $[\sigma]_h = [\sigma] + k\Delta(h - 2) = 5 + 0,25 \cdot 1,8(8 - 2) = 7,7 \text{ кг/см}^2$; для гранита в среднем $[\sigma]_h = 30 \text{ кг/см}^2$.

Найденные значения допускаемых давлений свидетельствуют о том, что лесс не может служить несущим грунтом. Рассмотрим, приемлем ли плотный гравий в качестве несущего грунта. В этом случае вес фундамента P_{ϕ} возрастает до величины

$$P_{\phi} = 2,2 \cdot 8 \cdot 60 = 1065 \text{ т.}$$

$$\sigma = \frac{P_{\phi} + \Sigma P}{F} = \frac{1065 + 3200}{60} = 71 \text{ т/м}^2 = 7,1 \text{ кг/см}^2,$$

что не превышает допускаемого давления на плотный гравий.

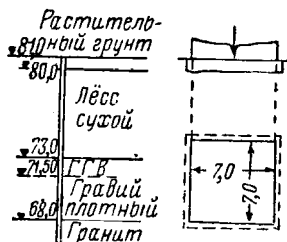
3. Приемлемым типом фундамента для заданного случая будет простой фундамент на плотном гравии в открытом котловане глубиной 8 м. Устройство такого котлована и возведение фундамента легко осуществимо с применением простого крепления стен котлована, имея в виду отсутствие грунтовых вод на указанной глубине и устойчивость лесса в свободных откосах.

Применение фундамента мелкого заложения в виде железобетонной плиты на лессовом основании потребовало бы чрезмерного уширения, примерно до значения

$$F = \frac{3200}{25} = 128 \text{ м}^2 \text{ (без учета веса плиты),}$$

а с учетом веса плиты

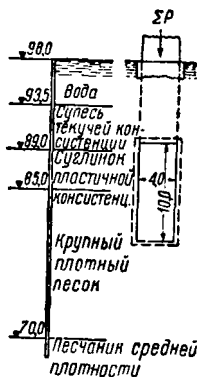
$$F = \frac{3200 + 128 \cdot 1,5 \cdot 2,4}{25} = 146 \text{ м}^2 \sim 150 \text{ м}^2.$$



Фиг. 252. Выбор типа фундамента промышленного сооружения

4. Окончательно выбор типа фундамента для заданного случая определится экономическим сравнением двух рассмотренных выше вариантов: простого фундамента без уширения на плотном гравии и железобетонной плиты размерами, примерно, $12,5 \times 12,50$ м. Прочие типы фундамента в данном случае не рассматриваются в виду явной их нецелесообразности. Например: деревянные сваи недопустимы вследствие глубокого залегания грунтовых вод; железобетонные сваи обойдутся не дешевле железобетонной плиты, так как количество их получится чрезмерно большим и трудно будет разместить их при данных размерах сооружения, не прибегая к дополнительному уширению ростверка. Это вытекает из того, что если приближенно принять нагрузку на 1 сваю 20 т, то потребуется $\frac{198 + 3200}{20} \approx 170$ свай, которые не разместятся под сооружением, имеющим площадь 60 м².

Пример III. Требуется выбрать тип фундамента для речного быка. Ожидаемый размыв в связи с постройкой моста — 2,0 м. Размеры быка и геологический разрез показаны на фиг. 253. Полная нагрузка, приходящаяся на фундамент (без веса фундамента), — 2 600 т.



Фиг. 253. Выбор типа фундамента быка

Заданный геологический разрез характеризуется наличием поверхностной воды глубиной 3,5 м. Дно водоема состоит из суглинка текучей консистенции мощностью 4,5 м, под которым залегает суглинок пластичной консистенции мощностью 4 м. Далее следует крупный песок плотный, а под песком — песчаник средней плотности.

Решение:

1. Определяем предварительно интенсивность давления от заданного сооружения. Принимая минимальную глубину фундамента (с учетом глубины воды и ожидаемого размыва) 8,5 м и его площадь F кругло 60 м², вычислим вес фундамента P_ϕ (с учетом потери веса кладки в воде):

$$P_\phi = 1,2 \cdot 60 \cdot 8,5 = 620 \text{ т.}$$

$$\sigma = \frac{P_\phi + \Sigma P}{F} = \frac{620 + 2600}{60} = 53,75 \text{ т/м}^2 = 5,37 \text{ кг/см}^2.$$

2. Для нахождения приемлемого грунта для основания определим по Т. У. допускаемые давления на грунты, указанные на геологическом разрезе: для суглинка текучей консистенции $[\sigma]$ менее 1,00 кг/см²; для суглинка пластичной консистенции в среднем $[\sigma] = 1,75$ кг/см², а с учетом глубины залегания и с учетом потери веса грунта в воде $[\sigma]_h = 1,75 + 0,2 \cdot 1,25(4,5 - 2) = 2,27$ кг/см²; для крупного плотного песка $[\sigma] = 6$ кг/см², а с учетом глубины залегания и потери веса грунта в воде $[\sigma]_h = 6 + 0,25 \cdot 1,25(8,5 - 2) = 8,03$ кг/см²; для песчаника средней плотности в среднем $[\sigma]_h = 12,5$ кг/см².

Найденные значения допускаемых давлений свидетельствуют о том, что несущим грунтом может быть крупный песок или песчаник.

3. Так как вопрос о простом фундаменте на суглинке отпадает, то проверим, приемлем ли фундамент на сваях, который мог бы заменить глубокий фундамент сложного типа (устройством глубокого котлована для свайного ростверка возможно при помощи металлических шпунтин).

Количество свай

$$n = \frac{P_\phi + \Sigma P}{25} = \frac{620 + 2600}{25} = 129 \sim 130 \text{ свай.}$$

Полученное количество свай нельзя разместить на площади в 60 м².

Проверим возможность применения понтона на сваях. В этом случае количество свай несколько уменьшится, так как не потребуются заглублять котлован на 8,5 м.

Вес фундамента понтона (с учетом потери веса кладки в воде):

$$P_\phi = 1,3 \cdot 4,5 \cdot 60 = 324 \text{ т.}$$

Необходимое количество свай

$$m = \frac{324 + 2600}{25} = 117 \sim 120 \text{ свай,}$$

что также неприемлемо.

Остается перейти к фундаменту глубокого заложения, т. е. опускному колодезю на плотном крупном песке.

4. Проверим возможность передачи веса нагрузки на крупный песок. Вес фундамента в этом случае (с учетом потери веса кладки в воде):

$$P_{\phi} = 1,2 \times 13 \times 60 = 935 \text{ т.}$$

$$[\sigma] = \frac{935 + 2600}{60} = 59 \text{ т/м}^2 = 5,9 \text{ кг/см}^2.$$

Принимаем опускной колодез.

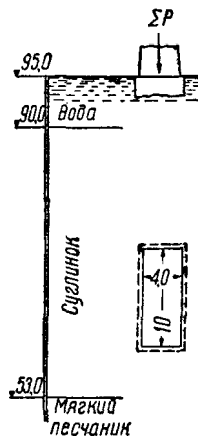
Пример IV. Требуется выбрать тип фундамента для речного быка, размеры которого показаны на фиг. 254. Полная нагрузка, приходящаяся на фундамент (без веса фундамента), — 2000 т.

Заданный геологический разрез (фиг. 254) характеризуется наличием поверхностной воды глубиной 5,0 м. Дно водоема состоит из суглинка мощностью 37,0 м, под которым залегает мягкий песчаник; размыва дна не ожидается (скорость течения воды и после постройки моста остается весьма малой).

Решение:

Заданные условия во многом аналогичны условиям предыдущей задачи. Решая задачу в той же последовательности, находим, что приемлемым типом оказывается понтон на деревянных сваях.

В данном случае опускной колодез нельзя сравнивать с выбранным типом (понтоном на сваях) вследствие явной нерациональности устройства опускного колодеза. Действительно, если заглубиться колодезем даже на 20 м, то и в этом случае давление на суглинок превзойдет допустимое, а добираться до песчаника на глубину 42 м нерационально.



Фиг. 254. Выбор типа фундамента быка

Пример V. Выбрать тип фундамента для промышленного сооружения, размеры которого даны на фиг. 255. Полная нагрузка, приходящаяся на фундамент (без веса фундамента), — 1100 т.

Заданный геологический разрез характеризуется наличием мощного слоя лесса, под которым на глубине 18 м залегают меловые породы. Свободный горизонт грунтовых вод находится на глубине 11,0 м.

Решение:

1. Определим предварительно интенсивность давления на основание от заданного сооружения. Принимая минимальную глубину фундамента в 1,5 м и площадь его кругло 30 м², получим вес фундамента

$$P_{\phi} = 2,2 \cdot 30 \cdot 1,5 = 99 \text{ т.}$$

Интенсивность давления

$$\sigma = \frac{P_{\phi} + \Sigma P}{F} = \frac{99 + 1100}{30} = 40,00 \text{ т/м}^2 = 4,0 \text{ кг/см}^2.$$

Фиг. 255. Выбор типа фундамента для промышленного сооружения

2. Для нахождения приемлемого грунта для основания определим по проекту Т. У. на лессовые грунты допустимые давления:

| | |
|----------------------------|-----------------------------------|
| для сухого лесса | $[\sigma] = 2,5 \text{ кг/см}^2,$ |
| • влажного лесса | $[\sigma] = 1,5 \text{ кг/см}^2,$ |
| • лесса, насыщенного водой | $[\sigma] = 1,0 \text{ кг/см}^2,$ |
| • мела в среднем | $[\sigma] = 5,0 \text{ кг/см}^2.$ |

Найденные значения допускаемых давлений свидетельствуют о том, что лесовые грунты без особых дополнительных мер не способны нести нагрузку от заданного сооружения.

Меловая же порода, допускающая нагрузку в 5 кг/см^2 , залегают очень глубоко и притом под водоносным слоем.

3. Приемлемым типом фундамента для данного случая будет железобетонная плита, которую можно заложить на минимальной глубине, определяемой условием непроемерзаемости основания. Допустим, что глубина заложения будет 1,5 м. Площадь железобетонной плиты по зависимости, приведенной в § 16.

$$P = \frac{\Sigma P}{[\sigma] - h\gamma} = \frac{1100}{25 - 1,5 \cdot 2,4} = 52,5 \text{ м}^2,$$

т. е. примерные размеры плиты в плане должны быть кругло $3,2 \times 16,2 = 51,8 \text{ м}^2$.

Размер консоли плиты получается равный 1,10 м.

4. Можно было бы железобетонную плиту экономически сравнить с вариантом фундамента на сваях (бетонных, так как грунтовые воды залегают глубоко) если бы не особые геологические условия данного случая. Дело в том, что несущая способность грунтов, согласно геологическому разрезу, понижается с углублением (не считая мела, залегающего очень глубоко). Поэтому с устройством свайного основания, область напряженного состояния значительно понизилась бы и захватила бы зону слабых грунтов, насыщенных водой. Такая система фундамента безусловно даст большую осадку, чем железобетонная плита мелкого заложения, под которой область напряженного состояния не дойдет до слабых, глубоко залегающих грунтов.

Поэтому окончательно следует признать железобетонную плиту наиболее рациональным типом фундамента для заданного случая.

91. ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ СООБРАЖЕНИЯ О ВЫБОРЕ ТИПОВ ФУНДАМЕНТОВ НА МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДАХ

Помимо условий, рассмотренных ранее в отношении выбора типа фундаментов, следует отметить несколько дополнительных требований и соображений о выборе типов фундаментов для опор средних и больших мостов.

В этих случаях выбор типа фундамента приобретает особо важное значение и решается комплексно с выбором системы моста и размеров пролета.

При выборе типа фундамента для пойменных опор большое значение имеет величина срезки русла по проекту моста. Срезка русла уменьшает глубину проектируемого котлована и определенно может повлиять на выбор типа фундамента.

Не менее важный момент — это величина ожидаемого размыва, о чем уже отчасти упоминалось ранее. Ожидаемый размыв гребует заглублиения фундамента в соответствии с Т. У., что может заставить отказаться от простых или свайных фундаментов и перейти к сложным, которые при отсутствии размыва могли бы быть нецелесообразными.

Далее, серьезное значение имеет гидрологический режим реки, условия ледохода и паводков. Известно, что некоторые реки отличаются бурным протеканием указанных процессов, иногда с изменением фарватера и даже русла реки. Эти обстоятельства иногда заставляют фундаменты, находящиеся вне русла, т. е. в пойме, также заглублиять; как и речные, если имеются опасения в том, что река «бросится» в новое русло.

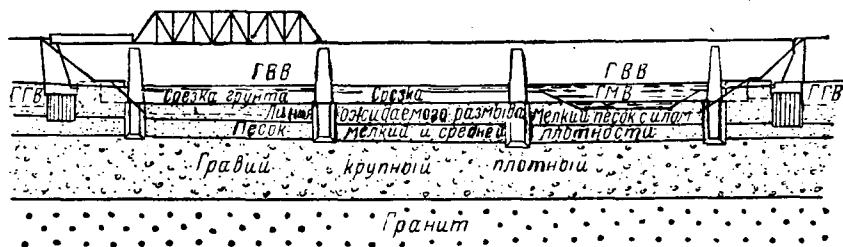
В отдельных случаях, при устройстве фундаментов особо ответственных мостовых сооружений, несущих большие нагрузки, могут быть предъявлены требования особо тщательной подготовки основания под глубоким фундаментом. В таких случаях приходится иногда отказываться от опускного колодца и принимать вариант кессона, позволяющего выполнять работы более тщательно.

Независимо от указанных обстоятельств определенное влияние оказывают и такие производственные моменты, как заданные сроки окончания работ, район работ, условия транспортирования материалов, расположение карьеров строительных материалов и вид транспорта.

Выразить все эти определяющие факторы какой-либо одной общей зависимостью не представляется возможным. В подобных случаях обоснованный выбор типа фундамента получается в итоге определенной творческой работы инженера.

В качестве иллюстрации предварительного выбора типов фундаментов для опор больших и средних мостов приводятся примеры из практики осуществленных мостовых переходов, но с некоторым обобщением геологических условий, облегчающим их чтение и восприятие.

Пример I. Большой мост через реку с широкой заливаемой поймой (фиг. 256). Геологические условия показаны на фиг. 256.



Фиг. 256. Выбор типа фундамента под большой мост через реку с широкой заливаемой поймой

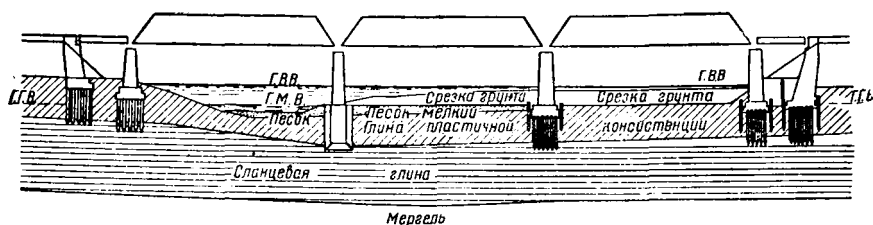
Особенность данного перехода — это значительная срезка русла и большой ожидаемый размыв после постройки моста.

Фундаменты опор устроены разные для устоев и быков. В первом случае при наличии возвышенного берега и в связи с этим большей глубины залегания зеркала грунтовых вод, применены фундаменты на бетонных сваях (без шпунтового ограждения), что позволило значительно сократить объем котлована и кладки.

Фундаменты быков устроены при помощи опускных колодцев в силу необходимости значительного заглубления фундаментов, вызванного ожидаемым размывом.

Для двух левых быков (№ 2 и № 3) можно было бы применить фундаменты на деревянных сваях, если бы не близкое залегание плотного гравия, не позволяющего забивки свай. Если же опереть сваи на этом плотном гравии, то длина свай получилась бы 3,0—3,5 м, что недопустимо по Т. У.

Пример II (фиг. 257). Условия мостового перехода и залегания несущих слоев грунта во многом аналогичны условиям предыдущего примера. Однако в этом случае размыва не ожидается, и мощность потока весенних вод менее значительна; поэтому три быка возведены на свайном основании. Лишь один бык, к кото-

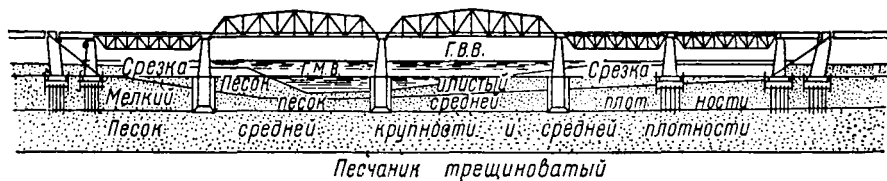


Фиг. 257. Выбор типа фундамента под большой мост

рому обнаруживается тенденция приближения русла реки и подмыва опоры, устроен с глубоким фундаментом при помощи опускаемого колодца.

Сваи под левым устоем и граничащим с ним быком приняты бетонные вследствие высокого берега и, следовательно, значительной глубины до горизонта грунтовых вод. Остальные сваи под опорами — деревянные в шпунтовом ограждении.

Пример III (фиг. 258). Условия этого перехода не сильно отличаются от предыдущего. Однако берега совершенно пологие,



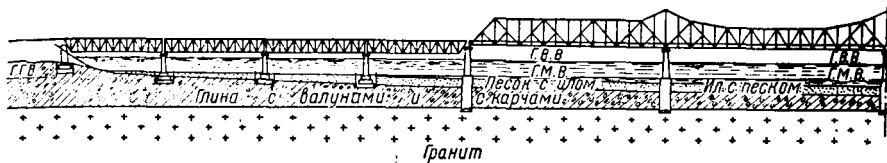
Фиг. 258. Выбор типа фундамента под большой мост через реку с пологими берегами

и до грунтовых вод глубина незначительная. Это обстоятельство побудило к применению деревянных свай в шпунтовых ограждениях.

Кроме того, при помощи опускаемых колодцев устроены глубокие фундаменты под тремя быками. Для опоры № 4 применение глубокого фундамента явно необходимо, для опор же № 3 и № 5 опускаемые колодцы недостаточно обоснованы. Казалось, можно было бы и для этих опор устроить более дешевые фундаменты на деревянных сваях в шпунтовом ограждении.

Пример IV (фиг. 259). Большой многопролетный мост перекрывает большую многоводную реку. Особенность геологического разреза заключается в наличии мощного слоя глины с крупными валунами и карчами. Опоры под большими пролетами не могут

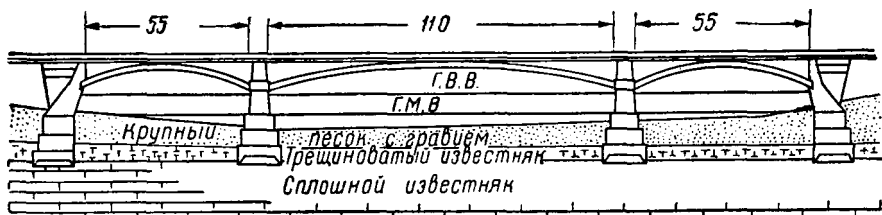
быть основаны на глине в силу большой интенсивности нагрузки, приходящейся на фундаменты. Несущим слоем для фундаментов может быть только скала. Для этих быков приняты кессоны, при помощи которых можно преодолеть имеющиеся в глине препятствия и тщательно подготовить основание под фундаменты.



Фиг. 259. Выбор типа фундамента под большой многопролетный мост

Прочие опоры, менее нагруженные, устроены на мелко заложённых фундаментах в открытых котлованах. Так как забивка свай в данном случае невозможна вследствие тех же препятствий (валуны, карчи), то для снижения интенсивности давления на основание, фундаменты несколько уширены соответственно допускаемому давлению на глину данной консистенции.

Пример V. Трехпролетный арочный мост (фиг. 260) с большими пролетами 55 + 110 + 55 м. Особенность моста заключается в значительной чувствительности его конструкции к осадкам.



Фиг. 260. Выбор типа фундамента под большой арочный мост

Последнее обстоятельство и заставило обосновать фундамент на стабильном сплошном известняке.

В качестве типа фундамента принят кессон, при помощи которого можно пройти слой трещиноватого известняка и тщательно подготовить основание под фундаменты.

РАЗДЕЛ IX

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ ВРЕМЕННЫХ ОПОР ВОССТАНАВЛИВАЕМЫХ СООРУЖЕНИЙ

92. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Различают три вида восстановительных работ:

- а) краткосрочное восстановление;
- б) временное восстановление;
- в) капитальное восстановление.

Краткосрочное восстановление поврежденных или разрушенных опор и фундаментов может иметь место в тех случаях, когда по условиям военной обстановки необходимо как можно скорее возобновить движение транспорта хотя бы с ограниченной скоростью. При этом иногда время, отведенное на восстановление, исчисляется часами. Способы краткосрочного восстановления весьма разнообразны и в основном зависят от заданного срока восстановления. Краткосрочное восстановление обычно производится воинскими частями (в соответствии с утвержденными уставами) и в данной книге не рассматривается, хотя некоторые конструктивные приемы и способы производства работ, приведенные для временного восстановления, имеют применение и при краткосрочном восстановлении.

Временное восстановление поврежденных или разрушенных опор и фундаментов имеет в виду создать условия для нормальной эксплуатации сооружения с установленными скоростями движения транспорта. Однако для ускорения сроков восстановления без трудоемких работ и дефицитных материалов временное восстановление предусматривает применение облегченных конструкций, сроки службы которых уступают срокам службы сооружений, возводимых при капитальном восстановлении.

Капитальное восстановление производится в соответствии с теми условиями и требованиями, которые были описаны в предыдущих разделах для обычных условий возведения новых или переустройства существующих сооружений.

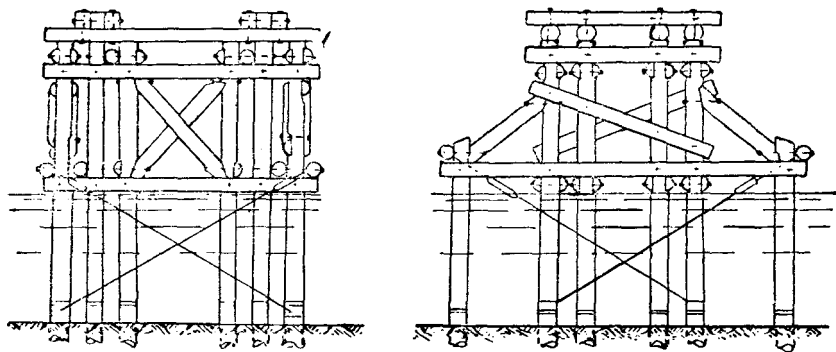
Временное восстановление моста или трубы по старой оси сопряжено с необходимостью предварительной расчистки русла и самого сооружения от обломков разрушения, что иногда связано с большими затруднениями. Кроме того, восстановление старых опор и возведение новых требуется производить до прежнего уровня, существовавшего до разрушения, что также может создать значительные затруднения. Поэтому иногда прибегают к восстановлению моста на обходе, так как при этом не требуется расчистки русла, а обходный мост может быть сооружен в пониженном уровне.

Основания и фундаменты опор при временном восстановлении зависят от конструкции опор и рода грунта. Если грунт слабый, но допускает свайную бойку (в грунте нет препятствий), то для опор устраивается свайное основание. Способы устройства свайных ос-

нований были описаны в IV разделе и поэтому в данном разделе не рассматриваются¹.

Помимо свайных оснований и свайных опор (фиг. 261) применяются еще следующие типы оснований, фундаментов и опор (описанных в последующих параграфах):

1. Ряжевые фундаменты на естественном или искусственном основании.



Фиг. 261. Свайная опора

2. Рамные опоры на естественном или искусственном основании.

3. Клеточные опоры на естественном или искусственном основании.

93. ПОДГОТОВИТЕЛЬНЫЕ РАБОТЫ

Восстановлению разрушенного или поврежденного сооружения предшествуют подготовительные работы, примерное содержание которых следующее:

1. Обследование объекта.

2. Подсчет объема работ при разборке разрушенных частей сооружения.

3. Разборка.

1. Обследованием выявляются следующие моменты:

а) нет ли опасности дальнейшего обрушения и какие необходимы меры к устранению опасности;

б) размеры сооружения и глубина фундамента (определяется шурфованием при глубине до 4 м и, если местность не покрыта водой, в противном случае глубина берется по исполнительным чертежам);

в) характер повреждений, величина и направление трещин в кладке и род материала обследуемого сооружения;

¹ По нормам НКПС при временном восстановлении допускаемые нагрузки на сваю назначаются по следующей таблице:

| | | | | | | |
|---------------|----|----|----|----|----|----|
| диаметр свай: | 24 | 26 | 28 | 30 | 32 | см |
| нагрузка: | 18 | 20 | 24 | 28 | 31 | т |

г) род грунтов основания (на местности, не покрытой водой, определяется шурфованием на глубине сезонного промерзания, а на местности, покрытой водой, — бурением на всю мощность илистого наноса на дне водоема).

2. Определение объема работ при разборке и восстановлении производится с расчетом необходимого количества рабочих, оборудования и материалов.

3. Разборку разрушенных элементов сооружения производят, соблюдая следующие правила:

а) прежде всего удаляют нависающие и угрожающие обрушением части сооружения, как-то: нависающие части кладки, облицовки и т. п.;

б) разборку ведут с верхних частей сооружения, убирая получаемые от разборки материалы;

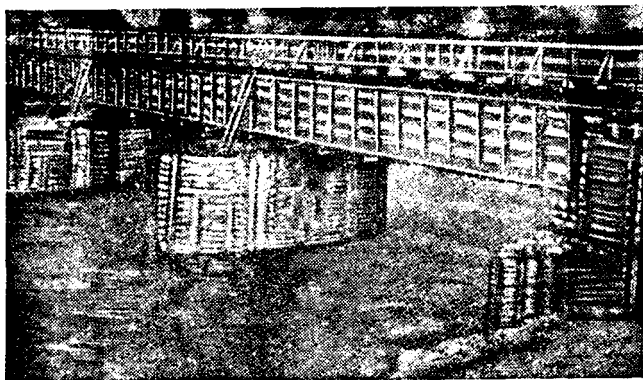
в) расчистку завалов, лежащих непосредственно на земле, начинают с вытаскивания балок, глыб и других крупных частей из завалов, используя для этого лебедки, тракторы и другие имеющиеся в распоряжении тяговые средства;

г) большие глыбы (весом более 2—3 тонн) разбивают на более мелкие части либо вручную при помощи клиньев, кувалды и отбойных молотков, либо путем взрывания;

д) территория, на которую производится валка при разборке, освобождается от людей и принимаются меры к недопущению прохода по этой территории путем ограждения ее или установления охраны.

94. ОСНОВАНИЯ ВРЕМЕННЫХ ОПОР

При временном восстановлении в каждом конкретном случае изыскиваются наиболее рациональные решения, с наименьшим



Фиг. 262. Ряжевые опоры

объемом работ и с максимальным использованием наличного парка строительных механизмов, оборудования и местных строительных материалов, с возможностью восстановления в кратчайшее время, отнюдь не превышающее заданного срока.

Выбор способа устройства основания временно восстанавливаемого сооружения производится с учетом конструкции надземной (или надводной) части сооружения, а также геологических и гидрогеологических условий местности.

Для ряжевой опоры (фиг. 262) основанием может служить:

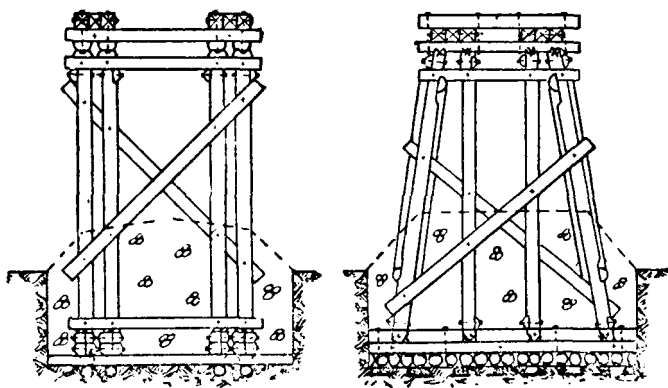
а) на местности, не покрытой водой,—естественный грунт; удаляется лишь верхний почвенный слой на 0,40—0,80 м;

б) на местности, покрытой водой, естественное дно водоема, если оно достаточно прочно и если слой ила покрывающего прочное дно водоема незначительно (до 1,0 м) и, следовательно, легко может быть выдавлено нижними венцами ряжа;

в) если дно водоема покрыто мощным слоем ила около 1—2 м, то предварительно готовят основание под ряж либо землечерпанием и удалением илистого наноса, либо отсыпкой камня. При большей мощности слабых грунтов устраивают свайные опоры.

Для рамной опоры (фиг. 263) основанием может служить:

а) на местности, не покрытой водой, — естественный грунт на глубине ниже горизонта сезонного промерзания (фиг. 263), а если



Фиг. 263. Рамная опора на лежнях

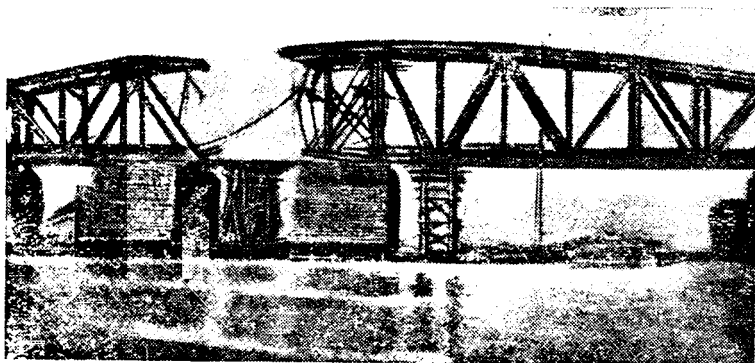
грунт скальный или плотный крупно-песчаный, то независимо от глубины промерзания (удаляется лишь верхний рыхлый слой);

б) на местности, покрытой водой, — каменная отсыпь, ряжевый фундамент или свайное основание (фиг. 264), в зависимости от глубины воды и мощности илистого наноса в соответствии с ранее приведенными указаниями в пункте об основаниях для ряжевых опор.

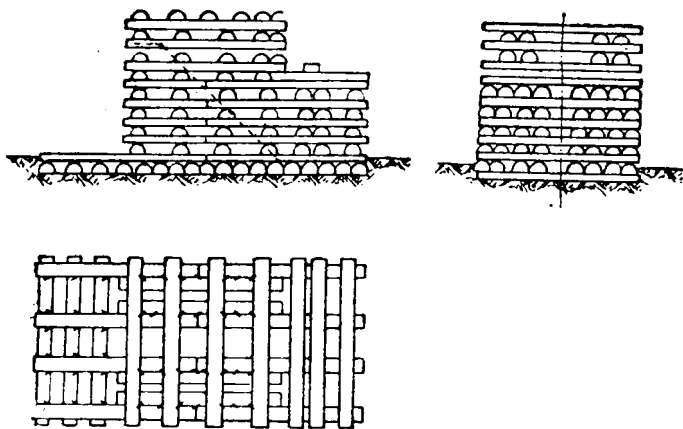
Для клеточных опор (фиг. 265) основанием может служить:

а) на местности, не покрытой водой,—естественный грунт; удаляется только верхний почвенный слой на глубину 0,40—0,80 м (фиг. 265);

б) на местности, покрытой водой, — каменная отсыпь (фиг. 266), ряжевый фундамент или свайное основание (фиг. 267), в зависимости от глубины воды и мощности илистого насоса.



Фиг. 264. Временные опоры восстанавливаемого моста



Фиг. 265. Устой в виде клетки из брусьев

95. РЯЖЕВЫЕ ОПОРЫ И ФУНДАМЕНТЫ

Ранее было указано, что, если грунты слабые, а также в случаях наличия воды на местности, наиболее рациональным видом временной опоры являются свайные опоры (фиг. 261). Однако, если грунт не позволяет забивки свай (наличие в грунте таких препятствий как валуны, корни деревьев, остатки старых строений и т. п.), а также в случаях отсутствия оборудования для свайной бойки, приходится от свай отказываться и применять другие типы временных опор.

Одним из видов последних являются ряжи.

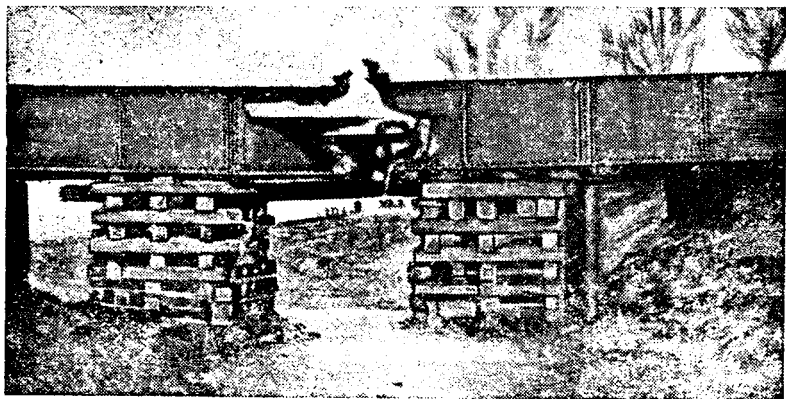
Ряжевые фундаменты требуют больше лесоматериалов, чем свайные. Кроме того, для ряжей требуется камень как заполнитель ряжей, поэтому последние являются более громоздкой конструкцией, чем сваи, и устройство ряжей представляет более трудоемкую работу, чем устройство свайной, рамной или клеточной опоры.

Ряжи приходится применять обычно для мостовых переходов через глубокие реки, отличающиеся высоким ледоходом, а также во всех тех случаях, когда применение других конструкций (свай, рамы, клетки) почему-либо не представляется возможным.

Ряж представляет собой деревянный сруб (или клетку), загруженный камнем.

Ряжи могут осуществляться двух типов: американские (клетки из брусьев или бревен, отесанных на два канта) и рубленые (называемые русскими).

а) Американские ряжи (фиг. 268) сооружаются из брусьев или отесанных на два канта бревен. Соединение в углах и пересечение осуществляется при помощи металлических скреплений — нагелей квадратного сечения (если не требуется в дальнейшем разборки конструкции) или шурупов с нарезкой для дерева.

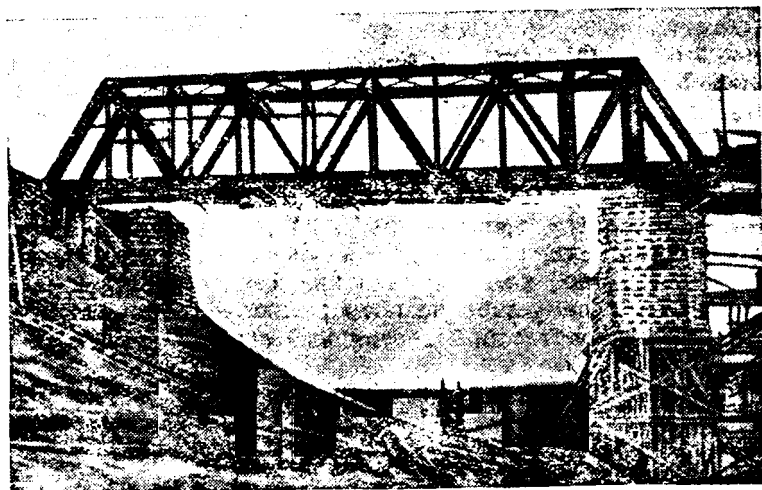


Фиг. 266. Клетки из брусьев на каменной отсыпи

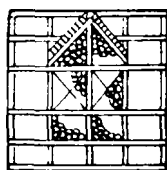
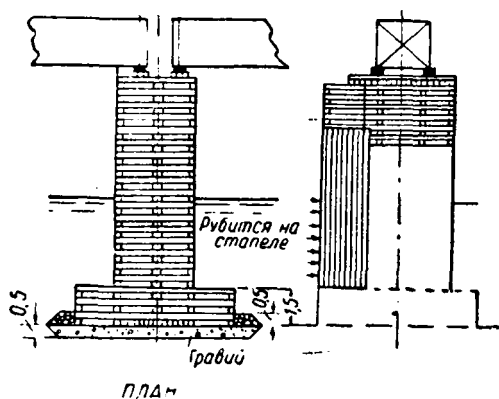
В плане ряж делится поперечными рядами брусьев на отсеки размером 2—2,5 м. Ряж заполняется камнем, размеры которого должны быть больше просвета между брусьями. В каждый из вновь уложенных брусьев забивается один нагель в чередующемся порядке (фиг. 269).

После полной загрузки ряжа камнем для защиты от ледохода устраивается сплошная обшивка ледорезной части из вертикальных брусьев на нагелях.

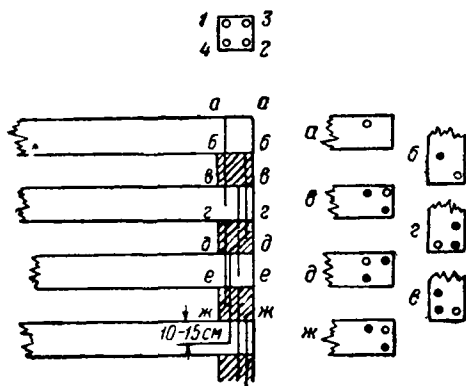
б) Рубленые ряжи сооружаются из венцов, которые рубятся из бревен диаметром 20—24 см. Соединение венцов в углах сруба производится врубкой в обло (т. е. с остатком, как показано



Фиг. 267. Временная опора восстановленного моста



Фиг. 268. Американский ряж

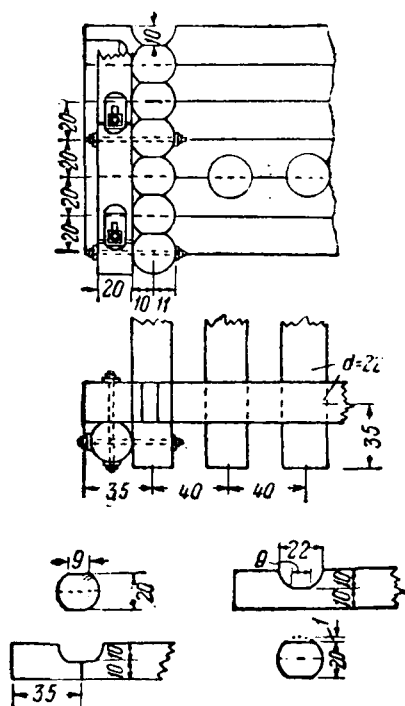


Фиг. 269. Соединение углов в амер канских ряжах при помощи стальных нагелей

на фиг. 270) или в лапу (т. е. без остатка — фиг. 271). Длинные стороны ряжа связываются поперечными рублеными стенками (сплошными или сквозными, т. е. с просветами) через 2—3 м. При большой ширине ряжей устраиваются также продольные внутренние стенки. Наружные стенки ряжей в углах и местах примыкания поперечных стенок стягиваются вертикальными сжимами из брусев или бревен. Отверстия для болтов в сжимах должны иметь овальную форму.

Ряж выводится на 0,6 м выше горизонта высоких вод в тех случаях, когда мост строится зимой и должен выдержать ледоход. Если же мост строится и эксплуатируется только в летний период, то верх ряжа заканчивается на 0,6 м выше горизонта межених вод.

Размеры ряжа в плане определяются его высотой и размерами опирающейся на ряж конструкции. Площадь основания ря-



Фиг. 270. Соединение венцов в углах врубкою в „обло“ (т. е. с остатком или в „чашку“)

жа может быть определена расчетом в зависимости от давления на грунт, причем считается, что ряж опирается на грунт на $\frac{2}{3}$ своей площади.

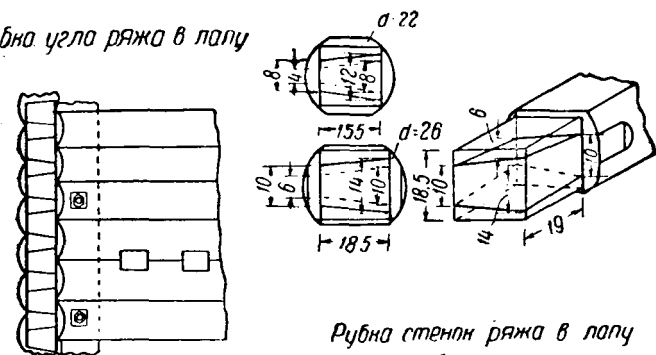
В зависимости от назначения устраиваются ряжевые устои или быки.

Ряжевые устои (фиг. 272) и вообще ряжи, устанавливаемые на сухом месте, устраиваются в виде бездонного ящика (реже

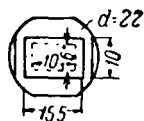
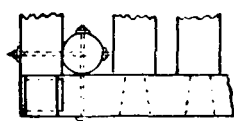
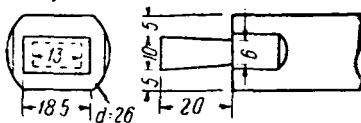
с полом). Сооружение рубленого ряжа в таких случаях производится, как правило, на месте работ. Сжимы ставятся на место после окончания рубки ряжа.

Ряжевые быки (фиг. 273) устраиваются с полом сплошным или с промежутками, в зависимости от крупности имеющегося в наличии камня для заполнения ряжа. Пол врубается между

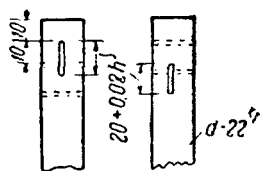
Рубка угла ряжа в лапу



Рубка стенок ряжа в лапу



Сжимы с отверстиями овальной формы



h - расстояние от нижнего венца ряжа до болтовой дыры

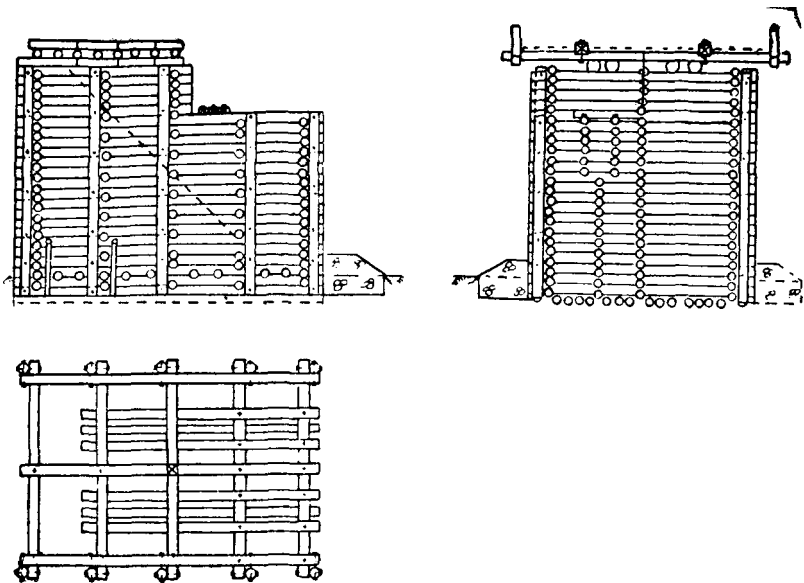
Фиг. 271. Соединение венцов в углах рубкою в „лапу“

венцами таким образом, чтобы первые (нижние) два-три венца могли служить ножом ряжа при опускании его на дно в грунт, что необходимо для устойчивости ряжа от сдвига. Для создания обтекаемой формы ряжа для быков устраиваются с заостренными (в плане) концами с верховой и с низовой сторон.

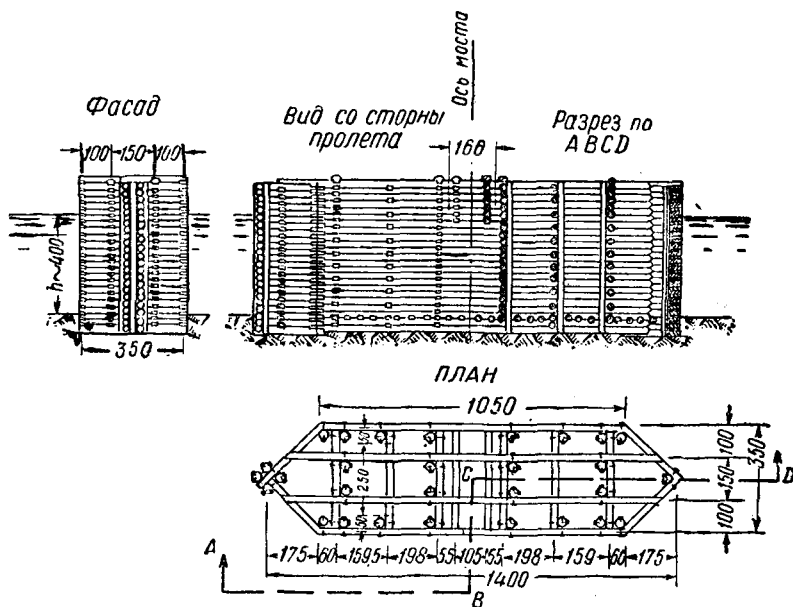
Дно реки, имеющее неровности, до установки ряжа планируется путем устройства каменной подсыпки в пониженных местах.

При больших скоростях течения реки вокруг ряжа устраивается каменная наброска на высоту 1,0—1,5 м для предупреждения размыва грунта в основании ряжа; при этом нельзя допускать большого стеснения живого сечения реки.

Рубка углов в наружных стенках ряжа для быка производится в лапу (т. е. без остатка, во избежание поломок их льдинами), за исключением носа ряжа, где рубка производится в полдерева

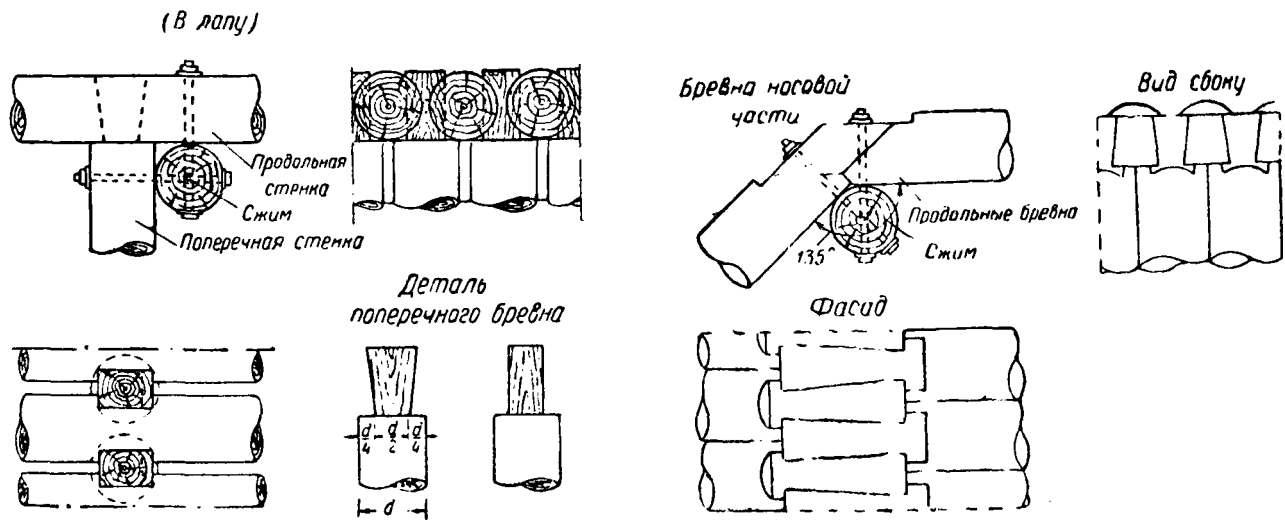


Фиг. 272. Ряжевый устой



Фиг. 273. Ряжевый бык

Фиг. 274. Детали конструкции ряжа



с остатком для постановки вертикальных бревен, образующих ледорезное ребро.

Изготовление и установка ряжей возможны в любое время года.

При сооружении ряжа зимой нижние венцы вместе с дном можно собирать на льду, в котором затем вырубается по периметру ножа майна (прорубь), после чего дальнейшее наращивание ряжа производится наплаву. По мере наращивания стен по высоте производится равномерная загрузка ряжа камнем.

В летний период ряж собирают на берегу до высоты $1,25 h$ (где h — глубина воды), позволяющей ряжу не опускаться на дно от собственного веса при спуске на воду. Спуск ряжа с берега в воду производится по наклонным стапелям — лежням. Транспортирование ряжа по воде может производиться наплаву при осадке $0,8$ высоты собранных венцов от берега к месту установки, где ряж закрепляется за якоря или за специально забитые сваи.

На фиг. 274 приведены детали конструкции ряжа.

96. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ КЛАДКИ ФУНДАМЕНТОВ ПРИ ВРЕМЕННОМ ВОССТАНОВЛЕНИИ ОПОР

В условиях временного восстановления, производимого обычно в военное время, особо остро обстоит вопрос об экономии дефицитных вяжущих материалов и ускорении сроков строительства каменных, бетонных и железобетонных сооружений.

Известно, что каменная кладка, по сравнению с бетонной и железобетонной, требует наименьшего расхода дефицитного цемента, а также инертных и материалов для форм и подмостей. Поэтому опоры и фундаменты мостов и фундаменты массивных труб, как правило, должны устраиваться из бутовой кладки и лишь при затруднениях по транспортировке камня можно разрешить возведение их из бетона. При этом нужно широко применять также бутобетонную кладку взамен бетонной.

Звенья круглых железобетонных труб под насыпями на скальных, а также на гравелистых и песчаных грунтах (за исключением пылеватых песков), при обеспечении их от размыва вполне возможно укладывать без фундаментов. Фундаменты под эти трубы обязательно устраиваются только под оголовками.

При производстве бетонной и каменной кладки искусственных сооружений рекомендуется:

а) применять бетон марки 90 для фундаментов в сухих котлованах и слабо дренирующих грунтах при отсутствии циркуляции воды ниже зоны промерзания;

б) применять цемент с активностью 150 кг/см^2 ; для бетонов марки 90, а также для каменной кладки искусственных сооружений;

в) для бутовой кладки фундаментов и мостов и массивных устоев кроме растворов состава $1:3$ и $1:4$ применять в зависимости от сорта и активности цементов и расчетных марок растворов также растворы состава $1:5$, а для фундаментов опор малых мостов и труб в сухих котлованах и надземных частях оголовков труб — цементно-известковые растворы состава $1:1:6$;

г) фундаменты под звенья круглых железобетонных труб ниже глубины промерзания при отсутствии циркуляции воды в котлованах выполнять из бутовой кладки на глине с подбором камня и расщебенкой; фундаменты под оголовками таких труб должны выполняться на цементном растворе; расщебенка при тщательном ее выполнении имеет большое значение для уменьшения расхода цемента при бутовой кладке.

При строительстве таких искусственных сооружений, как подпорные стены, регуляционные сооружения, представляется возможным применять смешанные цементно-глинистые растворы (см. Инструкцию по применению цементно-глинистых растворов Комитета по делам строительства 1939 г.) без изменения их прочности при смесях, начиная с 1:4 и более тощих. Вместо раствора 1:4 возможно применение раствора 1:0,3:4, где 0,3 — глиняное тесто, что дает 7% экономии цемента, или даже раствора 1:1:6, что дает до 35% экономии цемента. Глины, применяемые для растворов, должны быть предварительно испытаны и не должны содержать органических примесей пирита, маркизита и некоторых растворимых легких солей.

Немалое значение в вопросах экономии цемента имеют заменители и добавки цемента, месторождения которых в нашей стране имеют большое распространение. Туфы, пемзы, андезитодациты, слангиолиты и другие породы являются заменителями цемента. Не понижая прочности и качества бетона, можно добавлять от 10 до 20% этих пород, измельченных по тонкости до помола цемента. Добавки от 20 до 30% снижают (в среднем) прочность бетона на 5—15%. Некоторые добавки, как андезитодацит, в количестве до 50% не влияют на прочность бетона.

В отношении сокращения сроков производства бетонных и каменных работ имеет значение применение ускорителей твердения бетонов. Процесс схватывания при введении добавки — ускорителя — не должен чрезмерно форсироваться, т. е. должна быть обеспечена возможность укладки бетона или раствора до начала схватывания.

В качестве ускорителей процессов твердения растворов и бетонов применяются хлористый кальций, соляная кислота, растворимое стекло, сода. При этом хлористый кальций и соляная кислота дают лучшие результаты.

Ускорители твердения уменьшают сроки схватывания цемента в 2—2,5 раза.

Количество добавки ускорителя нормально не должно превышать 2% веса цемента в конструкции.

Большое значение имеет применение ускорителей при восстановлении поврежденных каменных, бетонных, железобетонных мостов и тоннелей в военное время, а также при выполнении конструкций небольшого объема в зимнее время во время кратковременных оттепелей без тепляков при подогреве инертных материалов и прикрытии элементов конструкции теплыми соломенными щитами.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абелев Ю. М., Строительные свойства лессовидных грунтов. Сборник ВИОС, № 5. Госстройиздат, 1934 г.
2. Абелев Ю. М., Методика испытания грунта на глубине, «Строительная промышленность», № 9, 1933 г.
3. Абелев Ю. М., Сваи Симплекса, Гостехиздат, 1930 г.
4. Абелев Ю. М. и Воин Ш. П., Курс оснований-фундаментов, ОНТИ, 1934 г.
5. Брайт П. И., Разбивка осей-мостов и их опор, ОНТИ, 1934 г.
6. Бизюкин Д. Д. и др., Строительное производство на ж.-д. транспорте, Трансжелдориздат, 1938 г.
7. Быков Н. И. и Каптерев П. П., Вечная мерзлота и строительство на ней, Трансжелдориздат, 1940 г.
8. Брайт П. И., Наблюдение за осадкой сооружения, 1935 г.
9. Бродянский М. С., Копры и свайные молоты, Госстройиздат, 1933 г.
10. Боженков С. Я., Погружение свай струей воды, Трансжелдориздат, 1934 г.
11. Боженков С. Я. и Гузеев А. А., Пневматическое прессование свай, Трансжелдориздат, 1933 г.
12. Бренеке Л. и Ломейер Э., Основания и фундаменты, Госстройиздат, 1933 г.
13. Веселовский В. М., Осадка сооружений во времени, Стройиздат, 1940 г.
14. ВИОС, Инструкция по забивке и испытанию пробных свай, Госстройиздат, 1933 г.
15. Васильев Б. Д., Основания и фундаменты, ОНТИ, 1937 г.
16. Валуцкий И. И., Организация и производство свайных работ, 1935 г.
17. Глазстройпром, Временные технические условия по проектированию и возведению сооружений на макропористых (лессовидных) грунтах, НКТП 1934 г.
18. Герсеванов Н. М., Определение сопротивляемости свай, Госстройиздат, 1933 г.
19. Герсеванов Н. М., Новые методы расчета свай, НИИ НКПС, вып. 124, Транспечать, 1930 г.
20. Герсеванов Н. М., Основы динамики грунтовой массы, ОНТИ, 1937 г.
21. Герсеванов Н. М., Расчеты фундаментов гидротехнических сооружений, ВСНХ, 1923 г.
22. Герсеванов Н. М., Опыт применения теории упругости к определению допускаемых нагрузок на грунты, Сборник МИИТ, № 15, 1930 г.
23. Герсеванов Н. М., Физическая теория грунтов, Справочник, Промстройпроект (т. II), Госстройиздат, 1933 г.
24. Глибшман Е. Е., К вопросу о вычете веса вытесняемой воды при расчете устойчивости мостовых опор, Труды МИИТ, выпуск X, 1930 г.

25. Гибшман Е. А., Расчет устойчивости и прочности шпунтовых ограждений опор искусственных сооружений, 1913 г.
26. Гендель Э. М., Переустройство существующих оснований " фундаментов, Строительная индустрия, том VIII, ОНТИ, 1936 г.
27. Гушосдор НКВД, Технические условия на сооружение автомобильных дорог и мостов, 1938 г.
28. Гольдштейн М. Н., О деформации подпорных стен в районах глубокого промерзания, НИИПС НКПС, Сборник статей. Трансжелдориздат, 1940 г.
29. Горбунов-Посадов, Таблицы для расчета балок на упругом основании, Госстройиздат 1939 г.
30. Гуменский Б. М., Лабораторные методы исследования грунтов, Наркомхоз РСФСР, 1938 г.
31. Гельфер А. А., Разрушение мостовых опор и меры защиты их, Наркомхоз РСФСР, 1938 г.
32. Добровольский К. И., Расчет опускных колодцев, Издание автора, Тифлис, 1931 г.
33. Дмоховский В. К., Аварии в области оснований и фундаментов, Сборник «Основания и фундаменты», ВИА РККА, «Вестник», № 6, 1934 г.
34. Дмоховский В. К., Курс оснований и фундаментов, ГИЗ, 1928 г.
35. Дмоховский В. К., Основания и фундаменты. Пособие для проектирования, издание «МАКИЗ», 1925 г.
36. Дмоховский В. К., О взаимном размещении свай, «Технико-экономический вестник НТО при ВСНХ», № 10, 1924 г.
37. Дмоховский В. К., О влиянии сил сцепления грунта, «Вестник ВСНХ», № 6, 1922 г.
38. Евграфов Г. К., Опытное изучение работы свай, «Транспортное строительство», № 2/3, 1932 г.
39. Еленевский В. В. и Низовкин Ю. А., Железнодорожное строительство в условиях мерзлоты. Трансжелдориздат, 1936 г.
40. Иванова М. В., Методы исследования грунтов, 1933 г.
41. Коган Я. Л., О сопротивлении грунтов сдвигу, НИИПС—НКПС, Сборник статей, Трансжелдориздат, 1940 г.
42. Колоколов Н. М., Индустриально-скоростное строительство малых мостов и труб, «Бюллетень Союзтранспроекта НКПС». № 1—2, 1939 г.
43. Кирелейс В., Искусственное понижение уровня грунтовых вод, 1933 г.
44. Кусакин И. П., Искусственное понижение грунтовых вод, Воениздат РККА, 1930 г.
45. Леви И. И. Гидротехническое сооружение, Кубуч, 1935 г.
46. Лаптев Ф. Ф., Агрессивное действие воды на гипсы и бетон, ГОНТИ, 1939 г.
47. Левитский Л. И., Основания и фундаменты, ОНТИ Украины, 1935 г.
48. Лаш, Задачник по основаниям и фундаментам, издание Военно-транспортной Академии, 1932 г.
49. Мелкумов С. М., Определение осадок под давлением мостов, «Бюллетень Союзтранспроекта НКПС» № 1, 1938 г.
50. Макарочкин М. Ф., Фундаменты специальных зданий, «Строительная индустрия» (справочник), том VIII, ОНТИ, 1936 г.
51. Мариупольский Г. М., Инструкция по проектированию водопонижительной установки, Стройиздат, 1940 г.

52. Морозов К. Д., Устройство каменных опор в условиях вечной мерзлоты, «Транспортное строительство», № 4 и № 7, 1933 г.
53. Малышев М. И., Кессон, ГНТИ, 1932 г.
54. Никольский А. И., Основания и фундаменты, Стройиздат, 1939 г.
55. НИИПС—НКПС, Строительство искусственных сооружений малых отверстий, Трансжелдориздат, 1940 г.
56. Новожилов Г. И. Переустройство опор мостов, Трансжелдориздат, 1939 г.
57. НИИПС НКПС, Исследование работы грунта в железнодорожных сооружениях, Трансжелдориздат, 1940 г.
58. Наркомхоз РСФСР, Главное Управление дорогами. Технические условия проектирования и постройки дорог и искусственных сооружений.
59. Ордуянц К. С., Деформация фундамента мостового устоя, «Транспортное строительство», № 9, 1933 г.
60. Ордуянц К. С., Пойменные насыпи на подходах к мостам, Трансжелдориздат, 1938 г.
61. Ордуянц К. С. и Попов И. В., Инженерно-геологические обследования при сооружении дорог, Трансжелдориздат, 1933 г.
62. Озеров Н. В., Кессонные фундаменты, Трансжелдориздат, 1936 г.
63. Озеров Н. В., Технический минимум для кессонщиков, Трансжелдориздат, 1936 г.
64. Осокин А. В., Лекции по механике грунтов. Литографированное издание МИИТ, 1939 г.
65. Ост—90004—38, Нормы проектирования естественных оснований промышленных и гражданских зданий, Госстройиздат, 1939 г.
66. Паталеев А. В., Боженков С. Я., Механика грунтов, основания и фундаменты, чч. I и II, Трансжелдориздат, 1943 г.
67. Польшин Д. Е., Определение напряжений в грунте, Сборник ВИОС № 1, Госстройиздат, 1933 г.
68. Польшин Д. Е., К вопросу об оценке конечных осадок сооружений «Бюллетень ВИОС», № 3, 1933 г.
69. Пузыревский Н. П., Фундаменты, 1934 г.
70. Прокофьев И. П., Давление сыпучих тел и расчет подпорных стен, Стройиздат, 1940 г.
71. Платонов Е. В., Опоры мостов, Трансжелдориздат, 1935.
72. Платонов Е. В., Кессонные работы, Транспечать, II издание, 1932 г.
73. Платонов Е. В., Опускные колодцы, Трансжелдориздат, 1936 г.
74. Попов Б. П., Основы механики грунтов, «Строительная индустрия» (справочник), том VIII, ОНТИ, 1936 г.
75. Ржаницин Б. А., Закрепление грунтов химическим способом, ОНТИ, 1935 г.
76. Ржаницин Б. А., Способы закрепления грунтов, Трансжелдориздат, 1937 г.
77. Савримович И. А., Подводные основания, НТИ, 1932 г.
78. Савримович И. А., Перемычки.
79. Саваренский Ф. П., Гидрогеология, ОНТИ, 1934 г.
80. Серк Л. А., Основания и фундаменты, 1930 г.
81. Суров И. Е., Свайные основания и фундаменты. «Строительная индустрия» (справочник), том VIII, ОНТИ, 1936 г.

82. Смиренкин П. П., Несущая способность грунтов, «Строительная индустрия» (справочник), том VIII, ОНТИ 1936 г.
 83. Союзстрой, Технические условия на исследования грунтов как оснований сооружений, Госстройиздат, 1939 г.
 84. Токарь Р. А., Что называется лессовидным грунтом, Сборник ВИОС, № 5, 1935 г.
 85. Труды МИИТ, Проектирование организации работ по постройке мостовых сооружений, Трансжелдориздат, 1935 г.
 86. Терцаги К., Инженерная геология, Георазведиздат, 1932 г.
 87. Урецкий Б. А. Портовые набережные, ОНТИ, 1938 г.
 88. Урецкий Б. А., Примеры расчета гидротехнических сооружений, ВИА РККА, 1939 г.
 89. Управление Московского губернского инженера, Инструкция по изготовлению свай Штрауса, 1929 г.
 90. Флорин В. А., К расчету сооружений на слабых грунтах, Сборник Гидростройпроекта, 1936 г.
 91. Федорович В., О расчете свай методом Герсеванова Н. М., «Строительная промышленность», № 2, 1932 г.
 92. Федоров А. Т., Свайные основания и сооружения, Гострансиздат, 1933 г.
 93. Цужелдорстрой НКПС, Технические требования к производству работ по искусственным сооружениям, Трансжелдориздат, 1938 г.
 94. Цытович Н. А., К вопросу расчета фундаментов на вечной мерзлоте, 1938 г.
 95. Цытович Н. А., Основы механики грунтов, Стройиздат Наркомстроя, 1940 г.
 96. Шульце И., Изоляция грунтовых вод, ОНТИ, 1935 г.
 97. Шульце И., Основания и фундаменты, Госиздат, 1930 г.
 98. Шеляпин С. П., Особенности устройства подвальных помещений «Строительная индустрия» (справочник), том VIII, ОНТИ, 1936 г.
 99. Шоклич А., Основания и фундаменты, 1936 г.
 100. Юдович Э. З. и Гладков А. А., Гидроизоляция подземных сооружений метрополитена, ОНТИ, 1937 г.
-

ОГЛАВЛЕНИЕ

Стр.
3

Введение

Раздел I. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ФУНДАМЕНТАХ И ТРЕБОВАНИЯ, ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К ОСНОВАНИЯМ И ФУНДАМЕНТАМ

| | |
|--|----|
| 1. Типовые схемы фундаментов | 4 |
| 2. Деформации фундаментов и причины их возникновения | 7 |
| 3. Требования, предъявляемые к основаниям и фундаментам | 10 |
| 4. Допускаемые давления на грунты естественных оснований | 13 |
| 5. Осадки фундаментов и методы их расчета | 16 |
| 6. Пример расчета осадки фундамента | 21 |

Раздел II. ОБСЛЕДОВАНИЕ МЕСТНОСТИ В СВЯЗИ С ПРОЕКТИРОВАНИЕМ ФУНДАМЕНТОВ

Глава I. Инженерно-геологические обследования для малых сооружений

| | |
|---|----|
| 7. Содержание и способы обследований | 25 |
| 8. Бурение и буровые инструменты | 27 |
| 9. Исследование грунтов и грунтовых вод | 29 |

Глава II. Инженерно-геологические обследования и испытания грунтов для особо ответственных сооружений

| | |
|--|----|
| 10. Содержание обследований | 33 |
| 11. Дополнительные исследования грунтов | 34 |
| 12. Испытание грунта пробной статической нагрузкой в открытых шурфах | 36 |
| 13. Испытание грунта пробной статической нагрузкой на глубине в скважине | 39 |
| 14. Определение сопротивляемости сдвигу грунта с ненарушенной структурой | 41 |

Раздел III. ПРОСТЫЕ ФУНДАМЕНТЫ НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ В МЕСТНОСТИ, НЕ ПОКРЫТОЙ ВОДОЙ

Глава I. Простые фундаменты и методы их расчета

| | |
|---|----|
| 15. Виды простых фундаментов | 42 |
| 16. Расчет простых фундаментов при равномерной нагрузке | 43 |
| 17. Расчет простых фундаментов при внецентренной нагрузке | 45 |
| 18. Расчет ленточного фундамента как балки на упругом основании | 50 |

Глава II. Примеры расчета фундаментов на естественном основании

| | |
|---|----|
| 19. Пример расчета фундамента под устой моста | 53 |
| 20. Пример расчета бутового фундамента подпорной стены набережной | 59 |

Глава III. Устройство котлована и возведение фундамента

| | |
|---|----|
| 21. Разбивка работ и рытье котлована | 63 |
| 22. Закладное крепление стен котлована | 67 |
| 23. Крепление котлована деревянными шпунтовыми стенками | 69 |
| 24. Расчет шпунтовых стенок | 72 |
| 25. Закрепление стен котлована промораживанием искусственным холодом | 75 |
| 26. Простой водоотлив и необходимые механизмы | 79 |
| 27. Глубинный водоотлив (временное понижение уровня грунтовых вод) . | 83 |
| 28. Расчет водопонижающей установки при глубинном водоотливе | 86 |
| 29. Кладка фундамента и способы изоляции его от грунтовых вод | 92 |
| 30. Устройство фундаментов в зимнее время | 94 |
| 31. Способы закрепления слабых грунтов | 97 |

Раздел IV. ФУНДАМЕНТЫ НА СВАЙНЫХ ОСНОВАНИЯХ

Глава I. Сваи и способы устройства свайных оснований

| | |
|---|-----|
| 32. Типы свайных оснований | 100 |
| 33. Классификация свай | 101 |
| 34. Конструкция и материалы забивных свай | 102 |
| 35. Свайные молоты | 105 |
| 36. Копры и оборудование для свайных работ | 110 |
| 37. Забивка свай | 118 |
| 38. Производство работ строительными-монтажными колоннами | 121 |
| 39. Набивные сваи с уплотненной зоной | 124 |
| 40. Набивные сваи без уплотненной зоны | 127 |
| 41. Подбивные сваи | 129 |

Глава II. Теория расчета свай и проектирование свайного основания

| | |
|---|-----|
| 42. Характер взаимодействия, возникающего между сваем и грунтом | 132 |
| 43. Сопротивление одиночной забивкой сваям | 133 |
| 44. Сопротивление свай прочим типам | 141 |
| 45. Сопротивление куста свай | 141 |
| 46. Расчет и проектирование свайного основания с низким ростверком и с вертикальными сваями | 143 |
| 47. Основания с наклонными сваями | 147 |

Глава III. Примеры проектирования и расчета свайных оснований

| | |
|--|-----|
| 48. Фундамент на железобетонных сваях | 148 |
| 49. Фундамент на деревянных сваях | 152 |
| 50. Фундамент на набивных бетонных сваях Штрауса | 156 |

Раздел V. ФУНДАМЕНТЫ НА МЕСТНОСТИ, ПОКРЫТОЙ ВОДОЙ

| | |
|--|-----|
| 51. Ограждение котлована перемычками | 158 |
| 52. Расчет перемычек | 164 |
| 53. Подводное бетонирование | 168 |
| 54. Понтон | 171 |
| 55. Бездонные ящики | 174 |

Раздел VI. ОПУСКНЫЕ КОЛОДЦЫ И КЕССОНЫ

Глава I. Опускные колодцы

| | |
|--|-----|
| 56. Сущность метода опускания колодцев для фундаментов | 175 |
| 57. Конструкции опускных колодцев | 176 |
| 58. Устройство колодцев и способы их опускания | 180 |
| 59. Выбор механизмов и производство работ | 188 |
| 60. Расчет колодцев | 197 |

Глава II. Кессонные фундаменты

| | |
|---|-----|
| 61. Сущность кессонного метода опускания фундаментов | 205 |
| 62. Классификация кессонов | 208 |
| 63. Конструкции кессонов | 209 |
| 64. Изготовление кессонных камер | 215 |
| 65. Опускание кессонов и подмости для них | 220 |
| 66. Особые виды кессонов и особые случаи применения кессонных фунда- ментов | 226 |
| 67. Механическое оборудование кессонов | 228 |
| 68. Кессонные работы | 234 |
| 69. Применение гидромеханического способа разработки грунтов при опускании кессона | 239 |
| 70. Предупреждение кессонных заболеваний | 241 |
| 71. Общие условия расчета прямых кессонных фундаментов | 242 |
| 72. Расчетные схемы для прямого массивного железобетонного или дерево- бетонного кессона | 246 |
| 73. Схема расчета кессона, опускаемого наплаву | 248 |

Раздел VII. ФУНДАМЕНТЫ В ОСОБЫХ УСЛОВИЯХ

Глава I. Фундаменты в условиях глубокого промерзания и вечной мерзлоты

| | |
|--|-----|
| 74. Основные принципы устройства оснований и фундаментов в условиях вечной мерзлоты | 252 |
| 75. Расчет фундаментов в условиях глубокого сезонного промерзания . . | 253 |
| 76. Расчет фундаментов в условиях вечной мерзлоты | 254 |
| 77. Конструкции фундаментов в условиях вечной мерзлоты | 256 |
| 78. Устройство котлованов в условиях глубокого сезонного промерзания | 258 |

Глава II. Фундаменты в болотистых местностях

| | |
|--|-----|
| 79. Общие сведения о болотах | 259 |
| 80. Фундаменты на болотах, сплошь започвенных плотным торфом | 261 |
| 81. Фундаменты на болотах, сплошь заполненных слабым торфом | 263 |
| 82. Фундаменты на болотах со сплавиной | 264 |

Глава III. Фундаменты в лессовых отложениях

| | |
|---|-----|
| 83. Общие сведения о лессах | 265 |
| 84. Проектирование фундаментов на лессовидных грунтах | 266 |

Глава IV. Переустройство и усиление фундаментов

| | |
|--|-----|
| 85. Общие замечания | 267 |
| 86. Усиление фундаментов мостовых опор | 267 |

| | Стр. |
|--|------|
| 87. Усиление фундаментов под стенами зданий | 270 |
| 88. Защита мостовых опор от подмыва и разрушения | 272 |

Раздел VIII. МЕТОДЫ ВЫБОРА ТИПА ФУНДАМЕНТА

| | |
|---|-----|
| 89. Сферы рационального применения главнейших типов фундаментов . . | 273 |
| 90. Выбор типа фундамента и его обоснование | 274 |
| 91. Дополнительные соображения о выборе типов фундаментов на мостовых переходах | 280 |

Раздел IX. ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ ВРЕМЕННЫХ ОПОР ВОССТАНАВЛИВАЕМЫХ СООРУЖЕНИЙ

| | |
|--|-----|
| 92. Общие положения | 284 |
| 93. Подготовительные работы | 285 |
| 94. Основания временных опор | 286 |
| 95. Ряжевые опоры и фундаменты | 288 |
| 96. Материалы для кладки фундаментов при временном восстановлении опор | 285 |
| Список литературы | 297 |

