СПРАВОЧНИК

Н. М. ГЛОТОВ
Г. П. СОЛОВЬЕВ
И. С. ФАЙНШТЕЙН

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ МОСТОВ

Под редакцией
д-ра техн. наук, проф. К.С. Силина

МОСКВА "ТРАНСПОРТ" 1990

УДК 624.15: 624.2/8 (0.83)

Глотов Н. М., Соловьев Г. П., Файнштейн И. С. Основания и фундаменты мостов: Справочник/Под ред. К. С. Силина.— М.: Транспорт, 1990.— 240 с.

Справочник содержит краткие сведения о грунтах, методах определения их свойств и несущей способности оснований. В нем освещены основные данные, необходимые для выбора рационального типа фундаментов, конструирования и расчета широко применяемых фундаментов мелкого заложения, фундаментов из свай, оболочек и опускных колодцев. Изложены сведения, необходимые для проектирования и технологии производства работ по сооружению в разных грунтах таких фундаментов. Рассмотрены методы контроля работ, направленные на предотвращение производственных дефектов фундаментов.

Справочник рассчитан на инженерно-технических работников, занимающихся проектированием и строительством мостов, а также будет полезен студентам строительных специальностей.

Ил. 125, табл. 118, библиогр. 20 назв.

Справочник написали: предисловие, гл. 4, 5 и 10 — Н. М. Глотов; гл. 11 и 13 — Г. П. Соловьев; гл. 1—3, 6—9, 12, 14—16— И. С. Файнштейн.

Рецензенты: О. А. Попов (начальник Гипротрансмоста), Л. Д. Рязанский (гл. инж. Гипростроймоста)

Заведующий редакцией Л. П. Топольницкая

Редактор К. М. Ивановская

Г $\frac{3201020000-167}{049(01)-90}$ 69-90

ISBN 5-277-00886-1

© Н. М. Глотов, Г. П. Соловьев, И. С. Файнштейн, 1990

ПРЕДИСЛОВИЕ

Повышение экономической эффективности капитального строительства, включая и мостостроение, требует дальнейшего развития и совершенствования строительной индустрии в направлении сокращения затрат труда, материалов и снижения стоимости за счет широкого применения прогрессивных конструкций с комплексной механизацией всех основных технологических процессов.

В общем объеме работ по строительству мостов на устройство фундаментов приходится до 40 % времени и затрат труда и до 30 % стоимости сооружения; для возводимых в сложных инженерно-геологических условиях фундаментов эти показатели более высокие.

Задачи повышения экономической эффективности фундаментостроения должны решаться в неразрывной связи с обеспечением требуемого качества работ, от которого во многом зависят надежность и долговечность любых сооружений, в том числе и мостов. Особое внимание следует уделять доброкачественному возведению фундаментов.

Сложности подземного контроля фактического состояния фундаментов в период эксплуатации мостов, ошибки и погрешности, допущенные в проектировании фундаментов, недоброкачественное выполнение работ в дальнейшем могут проявиться в виде недопустимых осадок и кренов опор, затрудняющих или исключающих нормальную эксплуатацию мостов, а следовательно, и дорог, на которых мосты расположены. Устранение проявившихся дефектов, как правило, требует затрат, значительно превышающих первоначальные, в том числе за счет убытков, возникших вследствие перерывов в эксплуатации дорог.

В области фундаментостроения задачи повышения экономичности и качества работ дополняются требованиями обеспечения максимальной сохранности окружающей природной среды, а также необходимостью облегчения и оздоровления условий труда и в первую очередь сокращения до минимума затрат ручного труда. Всем этим требованиям в наибольшей степени удовлетворяют широко применяемые в нашей стране и за рубежом высокоэкономичные свайные фундаменты из свай-оболочек, забивных и буровых свай. Резкое увеличение объемов применения таких фундаментов при одновременном сокращении малоэффективных фундаментов мелкого заложения наглядно характеризует главное направление технического прогресса в фундаментостроении.

В целях содействия техническому прогрессу путем оказания практической помощи мостостроителям в повышении экономичности и качества возведения фундаментов предназначается настоящий справочник.

В составе справочника три раздела: краткие сведения о свойствах и несущей способности грунтов, методах их определения; проектирование оснований и фундаментов; постройка фундаментов. Необходимость включения в справочник специального раздела по грунтам предопределена тем, что они для фундаментов являются несущей средой со значительной неоднородностью физико-механических свойств, которые оказывают решающее влияние

на надежность фундаментов, а следовательно, и мостов в целом. Наличие в справочнике рекомендаций, необходимых для правильного расчета несущей способности грунтовых оснований, будет способствовать предотвращению случаев недопустимых деформаций опор, которые отмечались в практике мостостроения.

Кроме необходимых и достаточных для проектирования и постройки фундаментов мостов данных в виде формул, таблиц и графиков, в справочнике приведен минимум сведений по наиболее важным вопросам количественной оценки особенностей взаимодействия фундаментов разных типов с основаниями. К таким относятся отдельные положения гл. 5—9, касающиеся выбора рациональных конструкций фундаментов и расчета их оснований, а также сведения гл. 10 по вопросам проектирования фундаментов на сильносжимаемых грунтах.

Из-за ограниченного объема справочника в его состав не включены многие содержащиеся в общесоюзных и ведомственных нормативных документах положения по вопросам конструирования фундаментов и расчетов несущей способности оснований, а также постройки фундаментов.

Все помещенные в справочнике материалы не противоречат действующим нормативным документам, а в необходимых случаях развивают их отдельные положения. Приведенный в справочнике метод расчета фундаментов из свай, свай-оболочек и буровых свай основан на исходных предпосылках, в достаточной степени проверенных за длительный период их использования (см. СНиП II-17-77 по проектированию свайных фундаментов).

Справочник написан на основе опыта проектирования и постройки фундаментов в разных инженерно-геологических и гидрологических условиях, а также использования проверенных в практике строительства мостов опубликованных данных о результатах научных исследований, выполненных за последние годы.

РАЗДЕЛ ПЕРВЫЙ

КРАТКИЕ СВЕДЕНИЯ О СВОЙСТВАХ ГРУНТОВ И МЕТОДАХ ИХ ОПРЕДЕЛЕНИЯ

Глава 1

ОСНОВНЫЕ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ И ИХ ХАРАКТЕРИСТИКИ

1.1. ПРОИСХОЖДЕНИЕ И СОСТАВ

По происхождению (генезису) горные породы делятся на магматические, осадочные и метаморфические. Магматические (изверженные) грунты, образовавшиеся в результате остывания магмы, имеют кристаллическую структуру и классифицируются как скальные. Осадочные грунты, образовавшиеся в результате разрушения (выветривания) горных грунтов и осаждения продуктов выветривания из воды или воздуха, могут быть скальными или нескальными. Метаморфические грунты — это измененные под влиянием высоких температур и больших давлений магматические и осадочные грунты, характеризуются наличием жестких, преимущественно кристаллизационных связей и классифицируются как скальные.

Осадочные грунты по происхождению делятся на континентальные и морские отложения. При этом к морским относятся отложения современных и древних морей. Древние морские отложения — это мелы, песчаники, известняки, доломиты и др.

В зависимости от возраста грунты относят к различным геологическим системам, приведенным в табл. 1.1 в порядке от младших к старшим.

В качестве оснований опор мостов часто используются четвертичные осадочные грунты, которые подразделяются на генетические типы (табл. 1.2).

Грунты, как правило, состоят из твердых частиц, поры между которыми заполнены водой и газом. Строительные свойства грунтов определяются минералогическим и гранулометрическим составом, структурой, текстурой и состоянием в природном залегании.

В составе грунтов выделяют четыре основные группы образований: первичные минералы — кварц, полевые шпаты, слюды и др.; глинистые (вторичные) минералы, образовавшиеся в процессе выветривания магматических и метаморфических пород; соли — сульфаты (гипс, ангидрит и др.), карбонаты (кальцит, доломит и др.), галоиды; органические вещества.

Структура грунтов характеризуется размером, формой и количественным соотношением слагающих его частиц, а также характером связи между ними. Размер частиц и их количественное соотношение в грунте определяют на основе гранулометрического (зернового) анализа. Содержание каждой фракции выражают в

Таблица 1.1. **Геологические системы осадочных грунтов**

Система	Обозначение
Четвертичная	*Q*
Неогеновая	*N*
Палеогеновая	*P*
Меловая	*K*
Юрская	*J*
Триасовая	*T*
Пермская	*P*
Каменноугольная	*C*
Девонская	*D*
Силурийская	*S*
Ордовикская	*O*
Кембрийская	*C*

Таблица 1.2. **Генетические типы грунтов четвертичного возраста**

Тип грунтов	Обозначения	Типы грунтов	Обозначения
Аллювиальные (речные отложения)	a	Флювиогляциальные (отложения ледниковых потоков)	f
Озерные	l	Озерно-ледниковые	l_g
Озерно-аллювиальные	l_a	Элювиальные (продукты выветривания горных пород, оставшиеся на месте образования)	l
Делювиальные (отложения дождевых и талых вод на склонах и у подножия возвышенностей)	d	Элювиально-делювиальные	ld
Аллювиально-делювиальные	ad	Пролювиальные (отложения бурных дождевых потоков в горных областях)	P
Эоловые (осаждения из воздуха) : эоловые пески, лёссовые грунты	Z	Аллювиально-пролювиальные	ap
Гляциальные (ледниковые отложения)	g	Морские	m

процентах от массы высушенной пробы грунта. По характеру структурных связей выделяют грунты с жесткими (кристаллизационными) и водно-коллоидными связями. Кристаллизационные связи развиты в магматических, метаморфических и осадочных сцементированных породах, т. е. в скальных грунтах. Водно-коллоидные связи характерны для глинистых грунтов.

Под **текстурой грунтов** понимают пространственное расположение элементов грунта с разным составом и свойствами. Текстура характеризует неоднородность строения грунта в пласте (например, слоистые текстуры песчано-глинистых грунтов). Текстурные особенности грунтов, в частности, определяют пути фильтрации воды, интенсивность и направление деформации сдвига массива грунта.

1.2. ПЛОТНОСТЬ И ВЛАЖНОСТЬ

Эти свойства оказывают решающее влияние на прочность и деформируемость грунтов в основаниях сооружений. Различают плотность минеральной части грунта ρ_s — отношение массы сухого грунта (исключая массу воды в его порах) к объему твердой части этого грунта; плотность грунта ρ — отношение массы грунта (включая массу воды в порах) к занимаемому этим грунтом объему; плотность сухого грунта ρ_d — отношение массы сухого грунта (исключая массу воды в его порах) к занимаемому этим грунтом объему (включая имеющиеся в этом грунте поры). Плотность частиц песчаных и глинистых грунтов приведена в табл. 1.3.

Плотность отложения грунта (степень уплотненности) характеризуется пористостью n или коэффициентом пористости e и плотностью сухого грунта (табл. 1.4).

Значение **влажности грунта** (в процентах или долях единицы) определяют как отношение разности масс пробы грунта до высушивания и после (при 105—107°) к массе абсолютно сухого грунта. Долю заполнения пор водой — степень влажности S_r — рассчитывают по формуле (см. табл. 1.4). Влажность песчаных грунтов (за исключением пылеватых) изменяется в небольших пределах и прак-

Таблица 1.3. **Плотность частиц ρ_s песчаных и глинистых грунтов**

Грунт	ρ_s, г/см^3	
	Диапазон	Средняя
Песок	2,65 — 2,67	2,66
Супесь	2,68 — 2,72	2,70
Суглинок	2,69 — 2,73	2,71
Глина	2,71 — 2,76	2,74

Таблица 1.4. **Формулы для определения основных физических характеристик грунтов**

Характеристики	Формулы
Плотность сухого грунта, г/см^3 (т/м^3)	$\rho_d = \rho(1+\omega)$
Пористость, %	$n = (1-\rho_d/\rho_s)100$
Коэффициент пористости	$e = n(100-n)$ или $e = (\rho_s - \rho_d)\rho_d$
Полная влагоемкость	$\omega_0 = e\rho\omega/\rho_s, (\rho\omega = 1)$
Степень влажности	$S_r = \omega\rho_s/e\rho\omega$
Число пластичности	$J_p = \omega_L - \omega_p$
Показатель текучести	$J_L = (\omega - \omega_p)(\omega_L - \omega_p)$

тически не влияет на прочностные и деформационные свойства этих грунтов.

Для глинистых грунтов характеристикой пластичности являются влажность на границах текучести ω_L и раскатывания ω_p, определяемые в лабораторных условиях, а также число пластичности J_p и показатель текучести J_L, вычисляемые по формуле (см. табл. 1.4). Характеристики ω_L, ω_p и J_p являются косвенными показателями состава (гранулометрического и минералогического) глинистых грунтов. Высокие значения этих характеристик свойственны грунтам с большим содержанием глинистых частиц, а также грунтам, в минералогический состав которых входит монтмориллонит.

1.3. КЛАССИФИКАЦИЯ

Грунты оснований сооружений подразделяются на два класса: скальные (грунты с жесткими связями) и нескальные (грунты без жестких связей).

В классе скальных грунтов выделяют магматические, метаморфические и осадочные, которые подразделяют по прочности, размягченности и растворимости (табл. 1.5).

К скальным грунтам, прочность которых в водонасыщенном состоянии менее 5 МПа (полускальные), относятся глинистые сланцы, песчаники с глинистым цементом, алевролиты, аргиллиты, мергели, мелы. При водона-

Таблица 1.5. **Классификация скальных грунтов**

Грунт	Показатель
По пределу прочности на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии, МПа	
Очень прочный	$R_c > 120$
Прочный	$120 \geqslant R_c > 50$
Средней прочности	$50 \geqslant R_c > 15$
Малопрочный	$15 \geqslant R_c > 5$
Пониженной прочности	$5 \geqslant R_c > 3$
Низкой прочности	$3 \geqslant R_c > 1$
Весьма низкой прочности	$R_c < 1$
По коэффициенту размягчаемости в воде	
Неразмягчаемый	$K_{saf} \geqslant 0{,}75$
Размягчаемый	$K_{saf} < 0{,}75$
По степени растворимости в воде (осадочное цементирование), г/л	
Нерастворимый	Растворимость менее 0,01
Труднорастворимый	Растворимость 0,01 — 1
Среднерастворимый	Растворимость 1 — 10
Легкорастворимый	Растворимость более 10

Таблица 1.6. **Классификация крупнообломочных и песчаных грунтов по гранулометрическому составу**

Грунт	Размер частиц, мм	Масса частиц, % от массы воздушно-сухого грунта
Крупнообломочный:		
валунный (глыбовый)	>200	
галечниковый (щебенистый)	>10	>50
гравийный (дресвяный)	>2	
Песок:		
гравелистый	>2	>25
крупный	$>0{,}5$	>50
средней крупности	$>0{,}25$	>50
мелкий	$>0{,}1$	>75
пылеватый	$>0{,}1$	>75

сыщении прочность этих грунтов может снижаться в 2—3 раза.

Нескальные грунты подразделяют на крупнообломочные, песчаные, глинистые, биогенные и почвы.

К крупнообломочным относятся несцементированные грунты, в которых масса обломков крупнее 2 мм составляет 50 % и более. Песчаные — это грунты, содержащие менее 50 % частиц крупнее 2 мм и не обладающие свойством пластичности (число пластичности $J_p \leqslant 1$ %). Крупнообломочные и песчаные грунты классифицируют по гранулометрическому составу (табл. 1.6) и степени влажности (табл. 1.7).

Таблица 1.7. **Подразделение крупнообломочных и песчаных грунтов по степени влажности S_r**

Грунт	Степень влажности
Маловлажный	$0 < S_r \leqslant 0{,}5$
Влажный	$0{,}5 < S_r \leqslant 0{,}8$
Насыщенный водой	$0{,}8 < S_r \leqslant 1$

Свойства крупнообломочного грунта при содержании песчаного заполнителя более 40 % и глинистого более 30 % определяются свойствами заполнителя и могут устанавливаться по результатам испытания заполнителя. При меньшем содержании заполнителя свойства крупнообломочного грунта устанавливают испытанием грунта в целом.

Основным показателем песчаных грунтов, определяющим их прочностные и деформационные свойства, является плотность сложения. По плотности сложения пески подразделяются по коэффициенту пористости e, удельному сопротивлению грунта при статическом зондировании q_c и условному сопротивлению грунта при динамическом зондировании q_d (табл. 1.8).

Глинистые грунты (супеси, суглинки и глины) называют грунтами с примесью органических веществ при относительном содержании этих веществ $0{,}05 < J_{от} \leqslant 0{,}1$.

При относительном содержании органического вещества $0{,}03 < J_{от} \leqslant 0{,}1$ песчаные грунты называют грунтами с примесью органических веществ.

Глинистые грунты подразделяют по числу пластичности J_p (табл. 1.10) и консистенции, характеризуемой показателем текучести (табл. 1.9). Среди глинистых грунтов необходимо выделять лёссовые грунты и илы. Лёссовые грунты — это макропористые грунты, содержащие карбонаты кальция и способные при замачивании водой давать под нагрузкой просадку, легко размокать и размываться. Ил — водонасыщенный современный осадок водоемов, образовавшийся в результате протекания микробиологических процессов, имеющий влажность, превышающую влажность на границе текучести, и коэффициент пористости, значения которого приведены в табл. 1.11.

Среди глинистых грунтов необходимо выделять грунты просадочные и набухающие, проявляющие специфические неблагоприятные свойства при замачивании. К просадочным относятся грунты, которые под действием внешней нагрузки или собственного веса при замачивании водой дают осадку (просадку), и при этом относительная просадочность $\varepsilon_{se} \geqslant 0{,}01$. К набухаю-

Таблица 1.8. **Песчаные грунты по плотности сложения**

Песок	Подразделение по плотности сложения		
	Плотный	Средней плотности	Рыхлый
По коэффициенту пористости			
Гравелистый крупный и средней крупности	$e < 0{,}55$	$0{,}55 < e \leqslant 0{,}7$	$e > 0{,}7$
Мелкий	$e < 0{,}6$	$0{,}6 \leqslant e \leqslant 0{,}75$	$e > 0{,}75$
Пылеватый	$e < 0{,}6$	$0{,}6 \leqslant e \leqslant 0{,}8$	$e > 0{,}8$
По удельному сопротивлению грунта, МПа, под наконечником (конусом) зонда при статическом зондировании			
Крупный и средней крупности независимо от влажности	$g_c > 15$	$15 \geqslant g_c \geqslant 5$	$g_c < 5$
Мелкий независимо от влажности	$g_c > 12$	$12 \geqslant g_c \geqslant 4$	$g_c < 4$
Пылеватый:			
маловлажный и влажный	$g_c > 10$	$10 \geqslant g_c \geqslant 3$	$g_c < 3$
Водонасыщенный	$g_c > 7$	$7 \geqslant g_c \geqslant 2$	$g_c < 2$
По условному динамическому сопротивлению грунта, МПа, погружению зонда при динамическом зондировании			
Крупный и средней крупности независимо от влажности	$g_d > 12{,}5$	$12{,}5 \geqslant g_d \geqslant 3{,}5$	$g_d < 3{,}5$
Мелкий:			
маловлажный и влажный	$g_d > 11$	$11 \geqslant g_d \geqslant 3$	$g_d < 3$
водонасыщенный	$g_d > 8{,}5$	$8{,}5 \geqslant g_d \geqslant 2$	$g_d < 2$
Пылеватый маловлажный и влажный	$g_d > 8{,}5$	$8{,}5 \geqslant g_d \geqslant 2$	$g_d < 2$

Таблица 1.9. **Подразделение глинистых грунтов по показателю текучести**

Грунт	Показатель текучести
Супесь:	
твердая	$J_L < 0$
пластичная	$0 \leqslant J_L \leqslant 1$
текучая	$J_L > 1$
Суглинки и глины:	
твердые	$J_L < 0$
полутвердые	$0 \leqslant J_L \leqslant 0{,}25$
тугопластичные	$0{,}25 < J_L \leqslant 0{,}5$
мягкопластичные	$0{,}5 < J_L \leqslant 0{,}75$
текучепластичные	$0{,}75 < J_L \leqslant 1$
текучие	$J_L > 1$

Таблица 1.10. **Подразделение глинистых грунтов по числу пластичности**

Грунт	Число пластичности
Супесь	$1 \leqslant J_p \leqslant 7$
Суглинок	$7 < J_p \leqslant 17$
Глина	$J_p > 17$

Таблица 1.11. **Подразделение илов по коэффициенту пористости**

Ил	Коэффициент пористости
Супесчаный	$e \geqslant 0{,}9$
Суглинистый	$e \geqslant 1$
Глинистый	$e \geqslant 1{,}5$

щим относятся грунты, которые при замачивании водой увеличиваются в объеме и при этом относительное набухание без нагрузки $\varepsilon_{sw} \geqslant 0{,}04$.

В особую группу в нескальных грунтах выделяют биогенные грунты, характеризуемые значительным содержанием органического вещества (озерные, болотные, аллювиально-болотные). В состав этих грунтов входят заторфованные грунты, торфы и сапропели. К заторфованным относятся песчаные и пылевато-глинистые грунты, содержащие 10—50 % (по массе) органических веществ. При содержании органических веществ 50 % и более грунт называют торфом. Сапропели — пресноводные илы, содержащие более 10 % органических веществ и имеющие коэффициент пористости, как правило, более 3 и показатель текучести более 1.

Скальные и нескальные грунты, имеющие отрицательную температуру и содержащие в своем составе лед, относятся к мерзлым грунтам, а если они находятся в мерзлом состоянии 3 года и более — к вечномерзлым.

Таблица 1.12. **Ориентировочные значения коэффициента фильтрации грунтов**

Грунт	$K_ф$, м/сут
Галечниковый (чистый)	> 200
Гравийный (чистый)	100 — 200
Крупнообломочный с песчаным заполнителем	100 — 150
Песок:	
гравелистый	50 — 100
крупный	25 — 75
средней крупности	10 — 25
мелкий	2 — 10
пылеватый	0,1 — 2
Супесь	0,1 — 0,7
Суглинок	0,005 — 0,4
Глина	< 0,005
Торф:	
слаборазложившийся	1 — 4
средиеразложившийся	0,15 — 1
сильноразложившийся	0,01 — 0,15

грунтов в процессе их консолидации под нагрузкой коэффициент фильтрации значительно уменьшается при увеличении их плотности.

1.4. ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ СВОЙСТВА

Степень водопроницаемости грунта характеризуется коэффициентом фильтрации (табл. 1.12), представляющим собой скорость фильтрации при градиенте напора, равном единице. Скорость фильтрации воды в грунтах v характеризуется законом Дарси:

$$v = K_ф \Delta H / l = K_ф J, \qquad (1.1)$$

где $K_ф$ — коэффициент фильтрации; J — градиент напора при разности напоров ΔH и длине пути фильтрации l.

За скорость фильтрации принимают расход воды в единицу времени, отнесенный к площади поперечного сечения образца грунта.

В некоторых грунтах, например в плотных глинах, фильтрация возникает, когда градиент напора превысит некоторое критическое значение, называемое начальным градиентом напора. При значительном начальном градиенте напора следует учитывать его влияние при решении задач уплотнения грунта. Для слабых глинистых

1.5. ДЕФОРМИРУЕМОСТЬ ПРИ СЖАТИИ

Деформируемость грунтов при сжатии характеризуется модулем деформации, который определяют в полевых и лабораторных условиях. Для предварительных расчетов допускается принимать модуль деформации по табл. 1.13 и 1.14.

Таблица 1.13. **Нормативные значения модулей деформации песчаных грунтов**

Песок	Значения E, МПа, при коэффициенте пористости e, равном			
	0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистый крупный и средней крупности	50	40	30	—
Мелкий	48	38	28	18
Пылеватый	39	28	18	11

Примечание. Значения E приведены для кварцевых песков, содержащих не более 20% полевого шпата и не более 5% в сумме слюды, глауконита и пр.

Таблица 1.14. **Нормативные значения модулей деформации E глинистых грунтов**

Возраст и происхождение грунтов	Грунт	Показатели текучести	Значения E, МПа, при коэффициенте пористости e, равном										
			0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,2	1,4	1,6
Четвертичные отложения: аллювиальные, делювиальные, озерно-аллювиальные	Супесь	$0 \leqslant J_L \leqslant 0{,}75$	—	32	24	16	10	7	—	—	—	—	—
	Суглинок	$0 < J_L \leqslant 0{,}25$	—	34	27	22	17	14	11	—	—	—	—
		$0{,}25 < J_L \leqslant 0{,}5$	—	32	25	19	14	11	8	—	—	—	—
		$0{,}5 < J_L \leqslant 0{,}75$	—	—	—	17	12	8	6	5	—	—	—
	Глина	$0 < J_L \leqslant 0{,}25$	—	—	28	24	21	18	15	12	—	—	—
		$0{,}25 < J_L \leqslant 0{,}5$	—	—	—	21	18	15	12	9	—	—	—
		$0{,}5 < J_L \leqslant 0{,}75$	—	—	—	—	15	12	9	7	—	—	—
Флювиогляционные отложения	Супесь	$0 \leqslant J_L \leqslant 0{,}75$	—	33	24	17	11	7	—	—	—	—	—
		$0 \leqslant J_L \leqslant 0{,}25$	—	40	33	27	21	—	—	—	—	—	—
	Суглинок	$0{,}25 \leqslant J_L \leqslant 0{,}5$	—	35	28	22	17	14	—	—	—	—	—
		$0{,}5 < J_L \leqslant 0{,}75$	—	—	—	17	13	10	7	—	—	—	—
Моренные отложения	Супесь и суглинок	$J_L \leqslant 0{,}5$	75	55	45	—	—	—	—	—	—	—	—
Юрские отложения оксфордского яруса	Глина	$-0{,}25 \leqslant J_L \leqslant 0$	—	—	—	—	—	—	27	25	22	—	—
		$0 < J_L \leqslant 0{,}25$	—	—	—	—	—	—	24	22	19	15	—
		$0{,}25 < J_L \leqslant 0{,}5$	—	—	—	—	—	—	—	—	16	12	10

Примечание. Значения E не распространяются на лёссовые грунты.

1.6. ПРОЧНОСТЬ

Сопротивление грунта срезу характеризуется касательными напряжениями в предельном состоянии, когда наступает разрушение грунта. Соотношение между предельными касательными τ и нормальными напряжениями сдвига σ выражается условием прочности Кулона — Мора:

Таблица 1.15. **Нормативные значения удельного сцепления C, кПа, и угла внутреннего трения φ, град, песчаных грунтов**

Песок	Характеристики	Значения C и φ при коэффициенте пористости e, равном			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистый и крупный	C	2	1	0	—
	φ	43	40	38	—
Средней крупности	C	3	2	1	—
	φ	40	38	35	—
Мелкий	C	6	4	2	0
	φ	38	36	32	28
Пылеватый	C	8	6	4	2
	φ	36	34	30	26

Таблица 1.16. **Нормативные значения удельного сцепления C, кПа, и угла внутреннего трения φ, град, глинистых грунтов четвертичных отложений**

Грунт	Показатель текучести	Характеристики	Значения C и φ при коэффициенте пористости e						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супесь	$0 \leqslant J_L \leqslant 0{,}25$	C	21	17	15	13	—	—	—
		φ	30	29	27	24	—	—	—
	$0{,}25 < J_L \leqslant 0{,}75$	C	19	15	13	11	9	—	—
		φ	28	26	24	21	18	—	—
Суглинок	$0 \leqslant J_L \leqslant 0{,}25$	C	47	37	31	25	22	19	—
		φ	26	25	24	23	22	20	—
	$0{,}25 < J_L \leqslant 0{,}5$	C	39	34	28	23	18	15	—
		φ	24	23	22	21	19	17	—
	$0{,}5 < J_L \leqslant 0{,}75$	C	—	—	25	20	16	14	12
		φ	—	—	19	18	16	14	22
Глина	$0 < J_L \leqslant 0{,}25$	C	—	81	68	54	47	41	36
		φ	—	21	20	19	18	16	14
	$0{,}25 < J_L \leqslant 0{,}5$	C	—	—	57	50	43	37	32
		φ	—	—	18	17	16	14	11
	$0{,}5 < J_L \leqslant 0{,}75$	C	—	—	45	41	36	33	29
		φ	—	—	15	14	12	10	7

Примечание. Значения C и φ не распространяются на лёссовые грунты.

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + C, \qquad (1.2)$$

где φ — угол внутреннего трения; C — удельное сцепление.

Характеристики прочности φ и C определяют в лабораторных и полевых условиях. Для предварительных расчетов оснований сооружений допускается принимать значения φ и C по табл. 1.15 и 1.16.

1.7. НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЕТНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ ХАРАКТЕРИСТИК

Нормативные и расчетные значения характеристик грунта вычисляют для каждого инженерно-геологического элемента (слоя грунта), выделенного на площадке строительства мостового перехода. За нормативные значения характеристики принимают среднее арифметическое значение результатов частных определений. При переходе к расчетному значению учитывают, что среднее значение вследствие неоднородности грунта и ограниченного количества определений может содержать ошибку, которая должна быть исключена. Расчетные значения устанавливают для характеристик, используемых в расчетах оснований и фундаментов опор мостов.

Число частных определений n для вычисления нормативных и расчетных значений характеристик грунтов зависит от степени неоднородности грунтов основания и требуемой точности

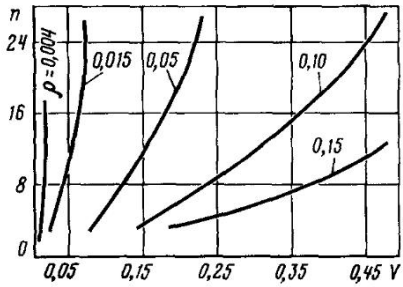


Рис. 1.1. Зависимость числа определений n от коэффициента вариации V при различных значениях ρ

определения характеристики и устанавливается программой испытаний. Следует назначать число определений по формуле (1.3) или по графику, приведенному на рис. 1.1:

$$n = t_\alpha^2 \frac{V^2}{\rho^2}. \qquad (1.3)$$

Значения t_α принимают по табл. 1.17 при односторонней доверительной вероятности $\alpha = 0{,}90$ и числе определений $n-1$, подбирая его так, чтобы выполнялось равенство (1.3).

Коэффициент вариации V определяют на начальной стадии изысканий. При отсутствии предварительных данных значения V принимают по табл. 1.18.

Таблица 1.17. **Значения коэффициента t_α при односторонней доверительной вероятности α**

Число определений $n-1$ для R_c и γ или $n-2$ для C и γ	$t\alpha$ при α, равном		Число определений $n-1$ для R_c и γ или $n-2$ для C и γ	$t\alpha$ при α, равном	
	0,90	0,98		0,90	0,98
2	4,02	2,92	13	1,08	2,30
3	3,45	2,35	14	1,08	2,28
4	3,02	2,13	15	1,07	2,27
5	2,74	2,01	16	1,07	2,26
6	2,63	1,94	17	1,07	2,25
7	2,54	1,90	18	1,07	2,24
8	2,49	1,86	19	1,07	2,23
9	2,44	1,83	20	1,06	2,22
10	2,40	1,81	30	1,05	2,19
11	2,36	1,80	40	1,05	2,17
12	2,33	1,78	60	1,05	2,14

Таблица 1.18. **Значения коэффициента вариации и показателя точности оценки характеристики**

Характеристика грунта	Коэффициент вариации V	Показатель точности оценки характеристики ρ
Удельный вес	0,01	0,004
Плотность	0,05	0,015
Природная влажность	0,15	0,05
Влажность на границе текучести и раскатывания	0,15	0,05
Модуль деформации по данным полевых и лабораторных испытаний	0,30	0,10
Сопротивление срезу в лабораторных условиях при одном значении уплотняющего давления	0,20 (0,30)	0,10
Временное сопротивление при одноосном сжатии скальных грунтов	0,40	0,15

Примечание. Значение V, указанное в скобках, относится к третичным глинам твердой и полутвердой консистенции и элювиальным глинистым грунтам любой консистенции.

Показатель точности оценки среднего значения характеристики ρ принимают в зависимости от точности метода ее определения, а для характеристик, используемых в расчетах, также в зависимости от требуемой точности расчета.

Значения показателей точности ρ при определении характеристик по действующим ГОСТам приведены в табл. 1.18.

Минимальное количество одноименных частных определений должно составлять для каждого выделенного инженерно-геологического элемента 6. При этом для вычисления нормативных и расчетных значений C и φ должно быть определено не менее шести значений t для каждого значения нормального давления p.

Минимальное количество частных определений для вычисления нормативного значения модуля деформации E, определяемого по результатам испытаний грунта штампом в полевых условиях статистической нагрузкой, должно составлять 3. Допускается ограничение двумя значениями E, если они отклоняются от среднего не более чем на 25 %.

Минимальное количество определений удельного сцепления C и угла внутреннего трения φ в полевых условиях должно составлять 3. При вычислении расчетных значений C и φ на основе полевых данных допускается принимать коэффициент безопасности $K_p=1{,}5$ для C и $K_\tau=1{,}1$ для $\varphi=1{,}2$.

Минимальное количество частных определений физических характеристик, необходимых для пользования таблицами прочностных и деформационных характеристик (см. табл. 1.13—1.16), должно составлять для каждого выделенного инженерно-геологического элемента 6 в случае использования таблиц для расчетов по второму предельному состоянию и 10 — для расчетов по первому предельному состоянию.

Количество частных определений характеристик грунтов допускается уменьшить при наличии одноименных определений в материалах предыдущих изысканий, выполненных на той же площадке для того же инженерно-геологического элемента.

Статистическую обработку опытных данных начинают с проверки на исключение возможных грубых ошибок (отскоков). Исключать необходимо максимальное или минимальное значение X_i, для которого выполняется условие

$$|\bar{X}-X_i|>\gamma S_{dis}, \qquad (1.4)$$

где $\bar{X}$ — среднее значение; γ — статистический критерий, принимаемый

Таблица 1.19. **Значения статистического критерия**

Число определений	γ	Число определений	γ	Число определений	γ
6	2,07	13	2,56	20	2,78
7	2,18	14	2,60	25	2,88
8	2,27	15	2,64	30	2,96
9	2,35	16	2,67	35	3,02
10	2,41	17	2,70	40	3,07
11	2,47	18	2,73	45	3,12
12	2,52	19	2,75	50	3,16

по табл. 1.19; S_{dis} — смещенная оценка среднего квадратического отклонения;

$$S_{dis}=\sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(\bar{X}-X_i)^2}, \quad (1.5)$$

где n — количество определений.

Далее вычисляют:

1) нормативное (среднее арифметическое) значение

$$\bar{X}_n=\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}X_i; \quad (1.6)$$

2) среднее квадратическое отклонение

$$S=\sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}(\bar{X}-X_i)^2}, \quad (1.7)$$

3) коэффициент вариации

$$V=S/\bar{X}; \quad (1.8)$$

4) ошибку среднего значения $\Delta_{\bar{X}}$ (в абсолютных единицах) или $\delta_{\bar{X}}$ (относительная ошибка)

$$\Delta_{\bar{X}}=\pm S/\sqrt{n};\ \delta_{\bar{X}}=\pm V/\sqrt{n}; \quad (1.9)$$

5) доверительный интервал, характеризующий область вокруг среднего значения, в пределах которой с заданной вероятностью α находится «истинное» (генеральное) среднее значение

$$\Delta=\pm t_\alpha\ S/\sqrt{n};\ \delta=t_\alpha\ V/\sqrt{n}, \quad (1.10)$$

где t_α — коэффициент, принимаемый по табл. 1.18 в зависимости от заданной вероятности (надежности) α и числа определений n;

6) коэффициент надежности по грунту

$$\gamma_g=1/(1\pm\delta); \quad (1.11)$$

7) расчетное значение характеристики

$$X=\bar{X}_n/\gamma_g \quad (1.12)$$

или

$$X=\bar{X}_n\pm\Delta;$$
$$X=X_n(1\pm\delta). \quad (1.13)$$

Указанная статистическая обработка применяется для таких характеристик грунтов, используемых при расчетах оснований, как плотность и прочность нескальных грунтов и предел прочности на одноосное сжатие скальных грунтов. Для физических характеристик грунтов вычисляют их нормативные значения. Для модуля деформации, а также характеристик относительной просадочности и набухания грунтов допускается принимать расчетные значения равными нормативным.

Для прочностных характеристик грунтов — угла внутреннего трения φ и удельного сцепления C — методика статистической обработки имеет следующие особенности. Нормативные значения φ и C определяют по нормативной зависимости $\tau=\sigma\,\mathrm{tg}\,\varphi+C$, вычисляемой методом наименьших квадратов на основе всех определений τ в рассматриваемом элементе

грунта. Вычисление проводят по формулам:

$$\operatorname{tg}\varphi_n=\frac{n\sum\limits_{i=1}^{n}t_i\sigma_i-\sum\limits_{i=1}^{n}t_i\sum\limits_{i=1}^{n}\sigma_i}{n\sum\limits_{i=1}^{n}\sigma_i^2-\left(\sum\limits_{i=1}^{n}\sigma_i\right)^2}; \quad (1.14)$$

$$C_n=\frac{\sum\limits_{i=1}^{n}t_i\sum\limits_{i=1}^{n}\sigma_i^2-\sum\limits_{i=1}^{n}\sigma_i\sum\limits_{i=1}^{n}\tau_i\sigma_i}{n\sum\limits_{i=1}^{n}\sigma_i^2-\left(\sum\limits_{i=1}^{n}\sigma_i\right)^2}, \quad (1.15)$$

Средние квадратические ошибки C и φ определяют по формулам:

$$S_c=S_t\sqrt{\frac{\sum\limits_{i=1}^{n}\sigma_i^2}{n\sum\limits_{i=1}^{n}\sigma_i^2-\left(\sum\limits_{i=1}^{n}\sigma_i\right)^2}}; \quad (1.16)$$

$$S_{\operatorname{tg}\varphi}=S_\tau\sqrt{\frac{n}{n\sum\limits_{i=1}^{n}\sigma_i^2-\left(\sum\limits_{i=1}^{n}\sigma_i\right)^2}}; \quad (1.17)$$

где $$S_t=\sqrt{\frac{1}{n-2}\sum\limits_{i=1}^{n}\left(\sigma_i\operatorname{tg}\varphi_n+C_n-t_i\right)^2}. \quad (1.18)$$

Коэффициенты вариации φ и C вычисляют по формуле (1.8), а доверительный интервал

$$\delta_{\operatorname{tg}\varphi}=t_\alpha V_{\operatorname{tg}\varphi};\ \delta_c=t_\alpha V_c. \quad (1.19)$$

Расчетные значения φ и C находят по формулам (1.12) и (1.13). Доверительную вероятность α принимают равной 0,90 при расчетах оснований по деформациям и равной 0,98 при расчетах несущей способности оснований.

Расчетные значения характеристик грунта φ, C и ρ для расчетов оснований по несущей способности обозначают φ_I, C_I и ρ_I, а для расчетов по деформациям — φ_{II}, C_{II} и ρ_{II}.

Глава 2

ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ И ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ИЗЫСКАНИЯ

2.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Основная задача этих изысканий мостовых переходов — получение исходных данных для технически правильного и экономически целесообразного проектирования, строительства и эксплуатации мостов. Эти данные должны обеспечить правильность выбора трассы мостового перехода, обоснования схемы моста, определения условий устройства основания и фундаментов, а также прогноза поведения оснований под нагрузкой. Результаты изысканий должны содержать данные, необходимые для выбора типа оснований и фундаментов опор, определения глубины заложения и размеров фундаментов с учетом прогноза возможных изменений в процессе строительства и эксплуатации мостов.

Проектирование оснований опор без соответствующего инженерно-геологического обоснования или при его недостаточности не допускается.

Содержание и объемы инженерно-геологических и гидрогеологических работ зависят от сложности условий в месте строительства мостового перехода, стадий проектирования, этапа изысканий и размеров проектируемого моста. Эти работы, как правило, выполняют в две стадии — разработка

проекта мостового перехода и разработка рабочей документации.

В случае необходимости таких работ для технико-экономического обоснования (ТЭО) их выполняют в объеме, согласованном с заказчиком и заинтересованными организациями.

При проектировании средних мостов (от 25 до 100 м) в обычных условиях, когда местоположение моста точно определено, инженерно-геологические и гидрогеологические работы допускается проводить в одну стадию с детальностью, достаточной для составления рабочей документации. Схема моста и типы оснований в этом случае должны быть определены до окончания полевых работ.

Инженерно-геологическая и гидрогеологические изыскания состоят из трех последовательных этапов: подготовительного, полевого и камерального.

2.2. ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ

В задачу инженерно-геологических работ для технико-экономического обоснования строительства моста входят:

получение геолого-литологических разрезов по всем возможным вариантам мостового перехода, содержание которых позволяет решить вопрос о принципиальной схеме моста и конструкции фундаментов его опор;

выявление по всем возможным вариантам мостового перехода неблагоприятных физико-геологических явлений и процессов в целях оценки их влияния на устойчивость сооружения;

получение данных о месторождениях местных строительных материалов.

Указанные данные инженерно-геологической характеристики, как правило, должны быть получены на основании изучения имеющихся геологических материалов по району мостового перехода. Для этого собирают и обобщают литературные источники, аэрофотоснимки, карты топографические, геологические, геоморфологические, литологические, четвертичных отложений, инженерно-геологические и другие наличных масштабов, фондовые материалы изысканий, проектирования, строительства и эксплуатации различных речных сооружений в долине реки на участке, где она может быть пересечена трассой. Изучают колонки выработок, геологические разрезы, данные о составе, сложении, состоянии и свойствах грунтов, содержащихся в проектно-изыскательской и построечной документации, и описания деформаций речных сооружений, обусловленных развитием различных инженерно-геологических процессов, отраженных в фондовой и текущей отчетности эксплуатирующих организаций.

При отсутствии геологических материалов в необходимом объеме в случаях, когда мостовой переход входит в состав железнодорожной линии или автомобильной дороги, дополнительные данные могут быть получены при помощи аэрогеологических методов.

В особо сложных условиях допускается производство рекогносцировочных инженерно-геологических исследований с выполнением минимального объема геологических и буровых работ.

По результатам выполненных для ТЭО работ составляют записку по характеристике инженерно-геологических и гидрогеологических условий участков каждого из сравниваемых вариантов мостового перехода. К ней прилагают схематические геолого-литологические разрезы по вариантам.

2.3. СТАДИЯ ПРОЕКТА

В задачу инженерно-геологических и гидрогеологических изысканий для разработки проекта входят: изучение геологического строения и геоморфологии в пределах района расположения вариантов мостового перехода; изучение современных физико-геологических явлений и процессов, развитых по трассам вариантов мостового перехода; изучение состава и свойств грунтов по основному варианту мостового перехода, а также по конкурирующим вариантам; поиски и разведка месторождений местных строительных материалов и земляных карьеров для возведения подходных насыпей и дру-

гих земляных сооружений по основному и конкурирующим вариантам мостового перехода.

Инженерно-геологические и гидрогеологические работы должны быть произведены в объеме и с детальностью, необходимой для обоснования сравнения конкурирующих вариантов мостового перехода, выбора оптимального решения и его разработки.

В подготовительный период разрабатывают техническое задание, утверждаемое руководством проектной организации и согласованное с заказчиком, производят сбор и изучение необходимых данных по району мостового перехода, составляют программу работ, оформляют договоры и разрешения на производство работ, комплектуют изыскательские подразделения и решают другие вопросы.

В техническом задании на инженерно-геологические и гидрогеологические работы указывают расположение трасс и связанных с ними осей мостовых переходов по различным вариантам, границы района, в пределах которого должна быть выбрана трасса мостового перехода; прилагают материалы по трассированию дороги, планировке города, транспортной схеме района и другие документы, определяющие местоположение моста; приводят соображения о возможной длине моста.

На основе технического задания после изучения необходимых физико-географических и геологических материалов составляют программу работ. В программе, кроме общей характеристики района, обосновывают объемы и сроки инженерно-геологических и гидрогеологических работ, а также излагают методику их выполнения. Исследование грунтов для определения их свойств должно быть предусмотрено комплексными методами, включающими как лабораторные, так и полевые испытания. Программу согласовывают с главным инженером проекта, ее утверждает руководитель проектной организации. Если изыскания и проектирование выполняют различные организации, программа подлежит согласованию с генеральным проектировщиком.

При выполнении полевых работ проводят инженерно-геологические съемки, геофизические исследования, разведочные работы, опробование грунтов и воды, лабораторные исследования и полевую обработку получаемых материалов.

Инженерно-геологическую съемку производят по всем вариантам мостового перехода, она служит основой для назначения разведочных работ. Масштаб съемки принимают 1:10 000—1:2000 в зависимости от сложности инженерно-геологических условий. Съемкой должна быть охвачена полоса шириной не менее 500 м.

При пересечении селеносных рек инженерно-геологической съемкой должны быть охвачены область формирования селей, транзитная зона и конус выноса. Масштаб съемки в таком случае принимают в зависимости от конкретных условий, но не менее 1:25 000. Съемку производят по специально разработанной программе и методике.

Физические характеристики грунтов определяют полевыми и лабораторными методами. Следует стремиться сочетать методы статического зондирования с лабораторными испытаниями во всех грунтах, где зондирование возможно. Полевые методы обязательны в тех случаях, когда трудно отобрать образцы грунтов с ненарушенной структурой или грунты содержат большое число крупнообломочных включений, размеры которых близки к размерам образцов. Так, сопротивление сдвигу слабых грунтов определяют методом вращательного их среза в скважинах. Для оценки угла внутреннего трения, модуля деформации и плотности сложения песчаных грунтов используют статическое или динамическое зондирование. Прочностные характеристики грунтов крупнообломочных и имеющих большой процент крупнообломочных включений определяют полевым методом среза целиков грунта.

Деформационные характеристики грунтов определяют преимущественно полевыми методами. Лабораторные методы могут применяться для оценки изменения свойств грунтов во времени, а также с целью сокращения объема полевых исследований грунтов, если для конкретных строительных площадок установлены достаточно надежные

Таблица 2.1. **Лабораторные исследования грунтов**

Вид характеристики	Характеристика	Грунт				ГОСТ
		скальный	крупнообломочный (для заполнителя)	песчаный	пылеватоглинистый (глинистый)	
Физическая	Природная влажность	С	+	+	+	
	Влажность гигроскопическая	—	С	+	С	
	Плотность частиц грунта	С	—	+	+	5180 — 84
	Плотность грунта	+	С	+	+	
	Границы текучести и раскатывания	—	С	—	+	
	Гранулометрический состав	—	С	+	С	12536 — 79
Деформационная	Сжимаемость	—	С	С	+	23908 — 79
Прочностная	Прочность при одноосном сжатии	+	—	—	С	21153.2 — 84 (для скальных грунтов) 17245 — 79 (для полускальных грунтов)
	Сопротивление срезу	—	С	С	+	12248 — 78

Условные обозначения: + —обязательно выполняют; С—по специальному заданию; — —не выполняют.

корреляционные связи между деформационными характеристиками грунтов, рассчитанными по результатам полевых и лабораторных испытаний.

Полевые методы должны быть основными при определении показателей сопротивления грунтов основания при забивке свай. При этом во всех случаях, когда это возможно по грунтовым условиям, следует проводить статическое зондирование.

Основные виды лабораторных и полевых исследований грунтов и условий их применения приведены в табл. 2.1 и 2.2. Необходимо иметь в виду, что лабораторными методами достаточно достоверные данные о прочностных деформационных характеристиках, их плотности могут быть получены лишь на образцах ненарушенного сложения (монолитах). Отбор этих образцов, транспортирование и хранение должны производиться с учетом требований ГОСТ 12071—84. В лабораториях, кроме обычных определений согласно табл. 2.1, обязательно определяют для элювиальных грунтов коэффициент выветрелости, а для заторфованных грунтов и торфа — относительное содержание и степень разложения органических веществ, зольность, коэффициент консолидации, изменение прочностных характеристик с учетом фактора времени.

Таблица 2.2. **Полевые исследования грунтов**

Вид исследования	Задача исследования						Грунт			ГОСТ
	Расчленение геологического разреза	Установление закономерностей изменчивости характеристик	Определение				крупнообломочный	песчаный	глинистый	
			физических характеристик	деформационных характеристик	прочностных характеристик	показателей сопротивления грунтов оснований свай				
Статическое зондирование	+	+	+	+	+	+	—	+	+	20069 — 81
Динамическое зондирование	+	+	+	+	+	—	—	+	+	19912 — 81
Испытание штампами	—	—	—	+	—	—	+	+	+	20276 — 85
Испытание прессиометрами	—	+	—	+	—	—	—	+	+	20276 — 85
Испытание на срез целиков грунта	—	—	—	—	+	—	+	+	+	23741 — 79
Вращательный срез или кольцевой срез	—	+	—	—	+	—	—	—	—	21719 — 80
Поступательный срез	—	+	—	—	+	—	—	+	+	21719 — 80
Испытание эталонной сваи	—	—	—	—	—	+	+	+	+	24942 — 81
Испытание сваями	—	—	—	—	—	+	+	+	+	5686 — 78

Условные обозначения: + — исследования рекомендованы, — — исследования не выполняют.

По результатам полевых и камеральных работ, лабораторных исследований и изучения архивных материалов составляют заключение по инженерно-геологическим и гидрогеологическим условиям мостового перехода.

Текст заключения должен состоять из двух частей: физико-географической и геологической характеристики района и описания инженерно-геологических условий вариантов мостового перехода. Первая часть должна быть короткой и содержать разделы: климат района мостового перехода; рельеф и геоморфология; геологическое строение; гидрогеологические условия. Вторая часть должна иметь разделы: общее поучастковое описание трассы; геолого-литологическое строение; физико-геологические явления; физико-механические свойства грунтов; подземные воды; рекомендации по выбору типа оснований моста и способам производства работ; рекомендации по конструкции земляного полотна на подходах к мосту и других сооружений мостового перехода, расчету их устойчивости и способам производства работ; местные строительные материалы.

Текст иллюстрируют фотографиями, картами, разрезами, диаграммами и сопровождают графическими и текстовыми приложениями.

Состав графических приложений: карта или план района перехода с указанием всех вариантов; инженерно-геологическая карта, составленная по данным инженерно-геологической съемки; продольный инженерно-геологический профиль по вариантам мостового перехода и поперечные инженерно-геологические разрезы; колонки буровых скважин и горных выработок; схема расположения месторождений и действующих карьеров местных строительных материалов и паспорта на них; графики, диаграммы и таблицы данных лабораторных исследований грунтов и воды и полевых опытных работ.

Состав текстовых приложений: каталог буровых скважин и горных выработок; сводные ведомости или таблицы лабораторных исследований грунтов, русловых и подземных вод; краткий отчет об электроразведочных работах; документы, подтверждающие возможность получения строительных материалов из действующих карьеров, список использованных архивных фондовых и литературных материалов.

2.4. МЕТОДИКА ВЫПОЛНЕНИЯ ПОЛЕВЫХ И ЛАБОРАТОРНЫХ РАБОТ

Основным видом разведочных работ мостового перехода является бурение. Объем буровых работ устанавливают в зависимости от длины проектируемого моста и инженерно-геологической сложности проектируемого перехода. Способ бурения и диаметр скважин определяются характером геологического разреза, глубиной скважин, составом опытных работ и необходимостью опробования скважин.

Количество скважин при производстве разведочных работ приведено в табл. 2.3; глубина скважин для средних и больших мостов — в табл. 2.4, а способ бурения и диаметр скважин — в табл. 2.5.

Все виды разведочных работ сопровождают отбором проб для контрольного описания. При ударно-канатном бурении и горнопроходческих работах пробы отбирают в ячейковые ящики из каждого литологически выделенного слоя, но не реже чем через 0,5 м. Колонковое бурение сопровождают сплошным отбором керна в керновые ящики.

Опробование разведочных скважин должно быть основано на генетическом и литологическом принципах. Опробованию подлежит каждая литологическая разность грунтов из всех генетических типов, встреченных в разрезе.

В русловых скважинах первую пробу грунта отбирают с глубины 1 м от дна реки и ниже из каждого литологического слоя, но не реже чем через 2 м, а в пределах возможной глубины размыва — через 1 м. В скважинах береговых и на подходах к мосту пробы грунта отбирают из каждого литологического слоя, но не реже чем через 2 м, а в глинистых грунтах при резком изменении консистенции — через 0,5 м.

Таблица 2.3. **Количество скважин при производстве разведочных работ**

Мосты	Количество скважин	
	на подходах к мосту	в русле реки
Средние длиной 25 — 100 м	По одной выработке на берегах реки и по одной на каждом морфологическом элементе речной долины, но не реже чем через 300 м. При пересечении староречий — по одной скважине на берегах старицы и по одной-две в ее русле. При пересечении болот и участков со слабым грунтом основания— скважины по поперечникам через 50 — 100 м по три—пять скважин на каждом поперечнике. При каньонообразном строении долины разведочные работы рекомендуется производить с помощью шурфов, расчисток и геофизических методов	Одна-две скважины. При сложном чередовании русловых отложений, наличии размывов, крутом падении пластов горных пород и неблагоприятных грунтовых условиях задают дополнительные скважины по оси моста и в поперечном сечении реки
Большие длиной более 100 м	То же	Две-три скважины, но не реже чем через 100 м одна от другой. При сложном чередовании русловых отложений, наличии размывов, крутом падении пластов горных пород и неблагоприятных грунтовых условиях бурят дополнительные скважины по оси моста и в поперечном сечении реки

В зависимости от особенностей геолого-литологического разреза указанный выше объем опробования уточняют в процессе производства работ.

При опробовании глинистых грунтов отбирают монолиты-грунты с ненарушенной структурой. Места отбора и число монолитов устанавливают в процессе работ, они должны обеспечить получение расчетных показателей, необходимых для проектирования. Отбор монолитов глинистых грунтов рекомендуется производить способами обуривания в тугопластичных грунтах, задавливания в текучепластичных, а также другими способами, обеспечивающими получение необходимого монолита. Высота монолитов должна быть не менее 25 см, диаметр — не менее 10 см.

Сведения и данные об инженерно-геологических пробах приведены в табл. 2.6; оптимальные размеры образцов с ненарушенной структурой, отбираемых из буровых скважин,—в табл. 2.7, сроки хранения монолитов — в табл. 2.8.

Виды лабораторных исследований назначают в зависимости от характерных особенностей грунтов и типа инженерных сооружений (табл. 2.9). Для илов, торфов, лигнитов и в необходимых случаях для песчаных и глинистых грунтов дополнительно определяют содержание органических включений. Для просадочных грунтов дополнительно находят степень относительной просадочности. Для всех типов грунтов при необходимости установления стратиграфического разреза (в

Таблица 2.4. **Глубина скважин при производстве разведочных работ для средних и больших мостов**

Глубина выработок	
на подходах к мосту	в русле реки
а) Под береговые опоры моста, как правило, не менее 15 м При прочных скальных грунтах глубина скважин должна быть не менее 2 м, в полускальных и крупнообломочных грунтах (валунник, галечник, гравийно-галечные отложения) — не менее 3 м	Как правило, не менее 15 м от дна реки При прочных скальных грунтах глубина скважины должна быть не менее 5 м, полускальных и крупнообломочных грунтах (валуны, галечники, гравийно-галечные отложения) — 10 м
При неблагоприятных грунтовых условиях (переувлажненные глинистые грунты, мелкозернистые и пылеватые водонасыщенные пески, илы, торф и др.) глубина скважины должна быть не менее 30 м	При неблагоприятных грунтовых условиях (переувлажненные глинистые грунты, мелкозернистые и пылеватые водонасыщенные пески, илы и др.) глубина скважин должна быть не менее 30 м от дна реки
б) Под подходные насыпи не менее 6 м. При слабых грунтах в основании в зависимости от высоты насыпи не менее 10 м, а в крупнообломочных грунтах — не менее 2 м	—

Таблица 2.5. **Способ бурения и диаметр скважин**

Грунты	Способ бурения	Глубина скважин, м	Диаметр скважин, мм	
			начальный	конечный
Песчаные и глинистые	Ударно-канатный	До 10	127	
		10 — 20	168	127
		20 — 40	219	
	Колонковый	До 10	110	
		10 — 20	130	110
		20 — 40	150	
Крупнообломочные: валунники, галечники, гравийно-галечные отложения и другие грунты с включением крупнообломочного материала более 40%	Ударно-канатный	До 10	168	
		10 — 20	219	168
		20 — 40	219	
Полускальные	Колонковый	До 10	127	
		10 — 20	160	127
		20 — 40	160	
Скальные	Колонковый	До 10	127	
		10 — 20	160	127
		20 — 40	160	

Таблица 2.6. **Сведения об инженерно-геологических пробах**

Показатели состояния и физико-механических свойств	Состав и состояние грунта	Масса или объем грунта
	Физические свойства	
Гранулометрический состав	Глинистые грунты нарушенной структуры, не сохранившие естественной влажности в воздушно-сухом состоянии	10 — 20 г, полученные квартованием из объема 250 см^3
	Пески в воздушно-сухом состоянии	100 г, полученные квартованием из объема 1000 см^3
Плотность	Песчано-глинистые грунты нарушенной структуры в воздушно-сухом состоянии	20 — 30 г, полученные квартованием из объема 200 — 300 см^3
Плотность (определяется в рыхлом и плотном сложениях)	Пески в воздушно-сухом состоянии	250 — 300 см^3
	Глинистые грунты ненарушенной структуры с естественной влажностью	Кусочек грунта объемом до 150 см^3 для метода парафинирования и монолит 1000 см^3 (10 × 10 × 10 см) для метода режущих колец
Естественная влажность	Глинисто-песчаные грунты ненарушенной структуры	20 — 30 г
Гигроскопическая влажность	Песчано-глинистые грунты в воздушно-сухом состоянии	10 — 20 г
Максимальная молекулярная влагоемкость	Песчано-глинистые грунты нарушенной структуры	50 г, полученные квартованием из 500 см^3
Полная влагоемкость	Пески	200 — 300 г
Граница раскатывания	Глинистые грунты, супеси нарушенной структуры в воздушно-сухом состоянии	20 — 30 г
Граница текучести		60 — 100 г
Набухание	Глинистый грунт ненарушенной структуры с естественной влажностью	Монолит 1000 см^3 (10 × 10 × 10 см)
Размокание		Монолит 250 см^3 (5 × 5 × 10 см)

Показатели состояния и физико-механических свойств	Состав и состояние грунта	Масса или объем грунта
	Физические свойства	
Усадка	Глинистый грунт нарушенной и ненарушенной структуры с естественной влажностью в воздушно-сухом состоянии	Монолит 1000 см^3 (10 × 10 × 10 см) и 150 — 200 см^3 грунта ненарушенного сложения, полученного квартованием
Коэффициент фильтрации	Пески и супеси Глинистый грунт ненарушенной структуры с естественной влажностью	300 см^3 Монолит 1000 см^3 (10 × 10 × 10 см)
Липкость	Глинистый грунт нарушенной структуры Механические свойства	50 — 100 г
Сжимаемость	Глинистый грунт ненарушенной структуры с естественной влажностью	Монолит 15625 см^3 (25 × 25 × 25 см)
Сопротивление сдвигу		Монолит 8000 см^3 (20 × 20 × 20 см)
Угол естественного откоса	Песок в воздушно-сухом состоянии	1200 — 1500 см^3

Таблица 2.7. **Оптимальные размеры образцов грунтов ненарушенной структуры, отбираемых из буровых скважин**

Грунты	Высота образца, мм	Минимальный диаметр образца, мм	Средняя толщина нарушенной зоны образца с ненарушенным сложением, мм
Скальные	700 — 1500	80	2
Глинистые:			
твердые, полутвердые	700	90	9
тугопластичные, мягкопластичные	400 — 700	100	10
текучепластичные, текучие	300 — 500	80	3
Песчаные:			
плотные	500	90	7
рыхлые	500	90	5
водонасыщенные	700	90	3

Таблица 2.8. **Сроки хранения монолитов**

Состояние грунта	Сроки хранения монолитов, мес
Текучее и пластичное $W_e > W_p$	1,5
Полутвердое $W_e \leqslant W_p$	6

Примечание. W_e—естественная влажность, %; W_p—влажность предела раскатывания, %.

случае отсутствия литературных данных) производят палеонтологический споропыльцевой анализ.

Обработка результатов разведки обязательно включает составление разрезов (колонок) скважин и геолого-литологических разрезов (рис. 2.1).

По всем конкурирующим вариантам мостового перехода производят химические анализы подземных и русловых вод. Анализы выполняют с целью определения агрессивности воды по отношению к бетону и в отдельных случаях выщелачивающей способности по отношению к некоторым раз-

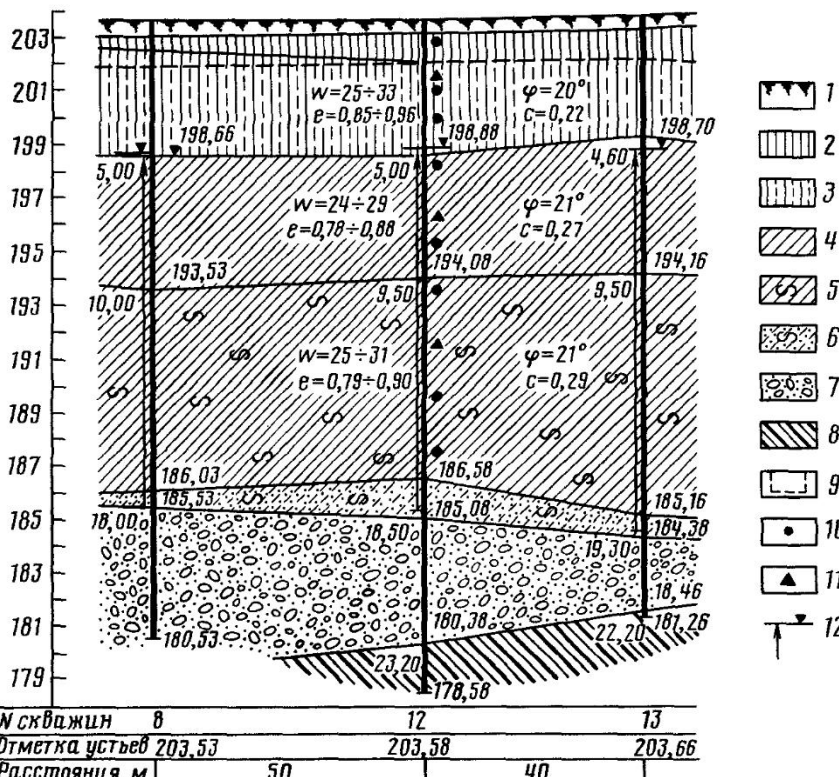


Рис. 2.1. Геологический разрез:

1—почвенный слой; *2*—суглинок лёссовидный; *3*—суглинок лёссовидный деградированный; *4*—суглинок; *5*—суглинок пылеватый заиленный; *6*—супесь заиленная; *7*—галечник с песчано-гравийным заполнителем; *8*—аргиллит; *9*—уровень грунтовых вод; *10*—места отбора проб для лабораторных исследований физико-механических свойств грунтов; *11*—места отбора проб для лабораторных исследований физических свойств грунтов; *12*—высота напора галечникового водоносного горизонта

Таблица 2.9. **Виды лабораторных исследований**

Тип грунтов	Вид определений для	
	грунтов оснований опор мостов	грунтов оснований подходных насыпей
Песчаные	Гранулометрический состав Естественная влажность Угол внутреннего трения φ Дополнительно для мелких и пылеватых песков: модуль деформации	Гранулометрический состав Естественная влажность Угол внутреннего трения φ Плотность (для мелких и пылеватых песков)
Глинистые (глины, суглинки, илы, лёссовидные суглинки и лёссы)	Гранулометрический состав Пределы пластичности Естественная влажность Плотность при естественной влажности скелета грунта Угол внутреннего трения φ Сопротивление грунта сдвигу C Сопротивление раздавливанию (для грунтов твердой консистенции)	Гранулометрический состав Пределы пластичности Естественная влажность Плотность при естественной влажности скелета грунта Угол внутреннего трения φ Сопротивление грунта сдвигу C
Крупнообломочные (валуны, галечники, гравийно-галечные отложения и другие грунты с включением крупнообломочного материала)	Гранулометрический состав Петрографический состав Физико-механические свойства заполнителя (гранулометрический состав, естественная влажность, пределы пластичности)	Гранулометрический состав Петрографический состав Физико-механические свойства заполнителя (гранулометрический состав, естественная влажность, пределы пластичности)
Полускальные и скальные	Петрографический состав Пределы прочности в сухом и водонасыщенном состоянии: Плотность Удельный вес Водопоглощение В необходимых случаях: водорастворимость карбонатность	Петрографический состав
Торф	Устанавливается в процессе работы	Сопротивление сдвигу Угол внутреннего трения Влажность Плотность

новидностям пород (гипсы, доломиты, известняки). Обследованию подлежат все гидравлические горизонты на участке строительства мостового перехода, вода русла реки, а также водоносные горизонты в местах расположения других сооружений мостового перехода (малые искусственные сооружения на подходах, регуляционные сооружения, подпорные стенки).

Опробование подземных и поверхностных вод должно быть произведено в объеме, позволяющем получить значения химических компонентов, необходимых для оценки агрессивности и выщелачивающей способности воды.

При разведочных работах в соответствующих геологических условиях, кроме бурения, применяют геофизические методы — электроразведку и микросейсмику. Электроразведочные работы выполняют для выявления закарстованных зон, установления глубины залегания коренного ложа реки, определения мощности делювиальных, пролювиальных и оползневых накоплений, расчленения геологического разреза, трещиноватости скальных пород, определения глубины залегания водоносного горизонта, направления потока грунтовых вод и степени их минерализации, а также при поисково-разведочных работах местных строительных материалов. Микросейсмический метод применяется для расчленения геологического разреза, определения глубины залегания кровли скальных грунтов.

Для выяснения возможности обеспечения строительства моста, подходных насыпей, регуляционных сооружений и других объектов мостового перехода местными минеральными и строительными материалами производят сбор и изучение данных в местных организациях по существующим карьерам и месторождениям. Устанавливают возможность и условия получения материала для строительства в необходимые сроки и в нужном объеме, проводят согласования.

В случае отсутствия карьеров производят поисково-разведочные работы местных строительных материалов. Район охвата поисково-разведочными работами должен устанавливаться для каждого мостового перехода в зависимости от конкретных геологических и других природных условий района перехода, возможности и экономической целесообразности использования привозных материалов.

Детальность разведки месторождений строительных материалов должна соответствовать требованиям категорий В+С (В — 40 %, С—60 %) согласно инструкции Всесоюзной комиссии по запасам полезных ископаемых (ВКЗ).

2.5. СОСТАВЛЕНИЕ РАБОЧЕЙ ДОКУМЕНТАЦИИ

Для инженерно-геологических и гидрогеологических работ при составлении рабочей документации необходимо:

детальное изучение геологических и гидрогеологических условий каждой мостовой опоры и других сооружений, входящих в мостовой переход;

определение показателей физико-механических свойств грунтов, являющихся основанием сооружения;

детальное обследование неблагоприятных физико-геологических процессов, воздействующих на сооружения мостового перехода;

доразведка месторождений местных строительных материалов.

В состав работ входит: разведочное бурение, опытные работы, лабораторные исследования грунтов и воды, камеральная обработка материалов.

Основной вид разведочных работ под опоры моста — бурение. Объем буровых работ под каждую опору устанавливают в зависимости от размера фундамента и сложности инженерно-геологических условий. Эти условия разделяются на простые и сложные.

К простым относятся следующие условия:

грунты по всей сжимаемой толще однородны по механическому составу и физико-механическим свойствам;

грунты, слои которых залегают горизонтально, имеют четкую границу между собой, причем каждый слой однороден по своим физико-механическим свойствам;

Таблица 2.10. **Количество скважин для разведочных работ под каждую опору**

Размеры фундамента по длинной стороне	Инженерно-геологические условия	
	простые	сложные
До 15 м	1	2 В особых случаях, когда по двум скважинам невозможно установить необходимые для проектирования опоры данные по характеристике грунтов или изучить неблагоприятные физико-геологические явления, развивающиеся в скальных грунтах основания опоры, устраивают дополнительные выработки
Более 15 м	1 — 2	2 — 4 В процессе работ при необходимости уточнения характеристик грунтов (скальных) или более детального изучения задаются дополнительные выработки

скальные интрузивные или эффузивные грунты однородны по составу и генезису, а также степени трещиноватости и выветрелости;

скальные или полускальные грунты осадочного происхождения, пласты которых залегают горизонтально или моноклинально с пологим (до 15°) углом падения, однородны по степени трещиноватости и выветрелости. Тектонические разрывы в сплошности пластов отсутствуют;

метаморфические грунты с горизонтальным или моноклинальным залеганием; пласты пород однородны по степени трещиноватости и выветрелости. Тектонические разрывы в сплошности грунтов отсутствуют.

К сложным относятся такие случаи:

грунты однородны по механическому составу, но неодинаковы по физико-механическим свойствам;

грунты, слои которых залегают горизонтально, но физико-механические свойства их в слое неодинаковы (изменяются в плане или в разрезе);

грунты характеризуются резкой фациальной изменчивостью в горизонтальном направлении (линзовидное залегание слоев с различными физико-механическими свойствами);

грунты обладают просадочностью, малой несущей способностью или способностью изменять свои физико-механические свойства под воздействием различных факторов;

скальные интрузивные или эффузивные грунты неоднородны по составу и генезису или неодинаковы по степени трещиноватости и выветрелости;

скальные и полускальные осадочные грунты или метаморфические породы, пласты которых залегают горизонтально или полого моноклинально, по степени трещиноватости или выветрелости пласта по горизонтали или в вертикальном разрезе не одинаковы;

скальные и полускальные грунты осадочные и метаморфические с крутозалегающими пластами характеризуются различной трещиноватостью, выветрелостью или различными физико-механическими свойствами;

скальные или полускальные грунты, имеющие резко эродированную поверхность;

вечномерзлые грунты;

грунты, подверженные процессам карстообразования или другим неблагоприятным физико-геологическим явлениям.

Количество скважин при производстве разведочных работ под каждую опору принимают в соответствии с табл. 2.10.

Глубину скважин под каждую опору моста устанавливают в техническом задании на производство инженерно-геологических работ на основании конкретных инженерно-геологических условий, принятого типа фундамента, данных его расчета и других проектных проработок, проведенных при разработке проекта. Способ

Таблица 2.11. **Рекомендуемые станки и установки для бурения инженерно-геологических скважин**

Назначение и глубина скважин, м	Условия работ					
	легкие		средние		тяжелые	
	Преобладающие грунты в районе работ					
	скальные	нескальные	скальные	нескальные	скальные	нескальные
Зондировочные до 5	УКБ 12/25 УКБ 12/25 С	Д10М, КМ-10, УКБ 12/25 С	УКБ 12/25	Д10М, КМ-10, УКБ 12/25	УКБ 12/25	Д10М, КМ-10, УКБ 12/25
Зондировочные и разведочные от 5 до 30	УКБ 12/25, УКБ 12/25 С, БСК-2М1-100, УТБ-50М, СБУДМ-150-ЗИВ	УБП-15М, БУКС-ЛГТ, БУЛИЗ-15, УБР-2, АВБ-2М, АВБ-3, УГБ-50М, ЛБУ-50	УКБ 12/25, БСК-2М1-100	БУКС-ЛГТ УРБ-1В-2	УКБ 12/25, БСК-2М1-100	БУКС-ЛГТ, УБР-1
Разведочные более 30	БСК-2М1-100, СБУДМ-150-34В, УКБ-200/300, СБУЭМ-150-ЗИВ, ЗИФ-300М	УГБ-50М, ЛБУ-50, АВБ-3, СБУД-150-ЗИВ, АСУУБ-75, УРБ-2А2	БСК-2М1-100	АВБТМ	БСК-2М1-100	БСК-2М1-100

бурения и диаметр скважин при бурении опор моста принимают по табл. 2.5. Отбор проб производят в соответствии с указаниями п. 2.4.

По результатам полевых и лабораторных работ, выполненных для разработки рабочей документации, составляют заключение об инженерно-геологических и гидрогеологических условиях мостового перехода.

2.6. ОБОРУДОВАНИЕ ДЛЯ БУРОВЫХ И ГОРНОПРОХОДЧЕСКИХ РАБОТ

Буровые станки и установки. По глубине инженерно-геологические скважины условно подразделяют: а) от 1 до 10 м; б) от 10 до 30 м; в) свыше 30 м.

По условиям транспортирования бурового оборудования выделяют легкие, средние и тяжелые условия. В легких условиях возможен подъезд автотранспортными средствами любой проходимости; в средних — подъезд автотранспортными средствами высокой проходимости при устройстве временных подъездных дорог или транспортом на гусеничном ходу; в тяжелых — подъезд обычными транспортными средствами практически исключен.

При выборе марки станка или установки для бурения инженерно-геологических скважин в зависимости от глубины скважины, грунтов и условий производства работ следует руководствоваться табл. 2.11.

Наиболее распространены и имеют большие перспективы внедрения на работах по изысканиям мостовых переходов станки: КМ-10, УКБ 12/25, УКБ 12/25 С, АВБ-2М, УРБ-2, УРБ-18-2, УГБ-50М, ЛБУ-50, АВБ-3.

Глава 3

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ

3.1. ПОЛЕВЫЕ МЕТОДЫ ДЛЯ ХАРАКТЕРИСТИК ДЕФОРМАЦИОННЫХ И ПРОЧНОСТНЫХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ

Характеристики свойств грунтов, определяемые полевыми методами, перечень методов, а также грунты, для исследования которых применяют эти методы, приведены в табл. 3.1.

Опытные нагрузки в шурфах и скважинах. Испытания грунтов статической нагрузкой при инженерно-геологической разведке участков строительства мостового перехода производят в шурфах и скважинах. Испытания выполняют с помощью штампов, размеры которых приведены в табл. 3.2. Схемы испытаний грунтов опытными нагрузками приведены на рис. 3.1 и 3.2.

В пределах опытов нагрузку увеличивают ступенями до стабилизации осадки от каждой ступени нагрузки. Считают, что стабилизация достигнута в том случае, если приращение осадки за 1 сут не превышает 1 мм. Максимальные нагрузки на штампы даны в табл. 3.3, примерные интервалы нагрузок — в табл. 3.4, а данные о режиме наблюдений за осадкой — в табл. 3.5.

В отдельных случаях (по специальному заданию) нагрузку увеличивают до достижения предельного (критического) значения, фиксируемого: 1) по появлению валика выпирания или трещин вокруг штампа; 2) по деформированию грунта с постоянной скоростью, продолжающейся не менее 1 сут; 3) по резкому увеличению осадки при незначительном увеличении нагрузки (в 5 раз и более по сравнению с осадкой от предыдущей ступени).

Разгрузку ведут теми же ступенями. После снятия каждой ступени нагрузки в течение 1 ч наблюдают за разуплотнением грунта. По результатам опытных нагрузок составляют график $S=f(P)$.

Зависимость осадки S, мм, от нагрузки в пределах пропорциональности выражают уравнением

$$S=c(P-P_0), \qquad (3.1)$$

где P — удельное давление на штамп, МПа; P_0 — начальное давление уплотнения (нагрузка, соответствующая отрезку, отсекаемому прямой $S=f(P)$ на оси абсцисс), МПа; $c=\operatorname{ctg}\alpha$.

Таблица 3.1. **Основные методы полевых исследований свойств грунтов при инженерно-геологических работах**

Изучаемые характеристики	Полевые методы	Грунты
Динамическое и статическое сопротивление пенетрации, предельное направление сдвига, сопротивление резанию и другие показатели свойств, используемые для характеристики геологического строения грунтов и пространственной изменчивости их свойств	Динамическое зондирование Статическое зондирование Пенетрационно-каротажный Искиметрия Микропенетрация	Песчано-глинистые
Деформационные характеристики грунтов	Опытные нагрузки в шурфах и скважинах. Прессиометрия	Песчано-глинистые, крупнообломочные и трещиноватые скальные
Прочностные характеристики	Опытные сдвиги на полевых приборах и установках	Трещиноватые скальные и полускальные, обломочные, песчано-глинистые
	Опытные обрушения и выпирания в шурфах Прессиометрия	Обломочные с глинистым заполнителем, полускальные и выветрелые скальные
	Крыльчатое зондирование	Песчано-глинистые
Водонепроницаемость грунтов	Опытные откачки из скважин	Трещиноватые, скальные, несвязные
	Опытные наливы в шурфы	Песчано-глинистые
	Опытные нагнетания в скважины	Трещиноватые, несвязные

Таблица 3.2. **Основные размеры штампов**

Тип штампа	Площадь, см^2	Диаметр или длина стороны, мм	Тип выработки и ее размеры по дну
Круглый Квадратный	5000 5000	798 707	Шурф сечением 225 × 225 см
Круглый штамп для скважин	600	277	Скважина диаметром 325 мм

Примечание. В таблице даны размеры минимального по площади штампа. Могут применяться штампы и больших размеров.

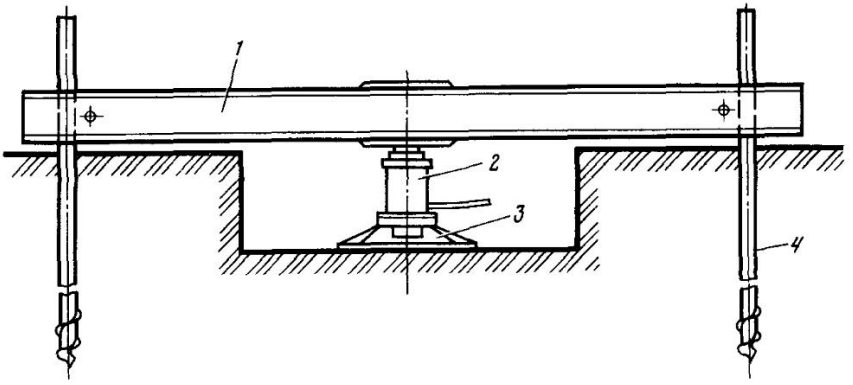


Рис. 3.1. Схема установки для испытания грунтов в шурфе статической нагрузкой: *1*—продольная упорная балка; *2*—гидравлический домкрат; *3*—круглый штамп площадью 500 см^2; *4*—винтовые анкерные сваи

По графику находят поправочное значение осадки S_0, в котором учтены осадки от веса нагруженного штампа и первичное обмятие неровностей грунта. Значения осадки, полученные по данным наблюдений, исправляют на величину S_0.

При испытаниях в скважинах вводят поправку Δ на обмятие штанг, определяемую по формуле

$$\Delta = \frac{LP}{AE}, \qquad (3.2)$$

где L — длина штанг, передающих нагрузку на штамп; P — нагрузка на погрузочной платформе, Н; A — площадь поперечного сечения штанг, см^2; E — модуль упругости материала штанг, МПа.

Модуль деформации. Модуль деформации пород E определяют по одной из формул.

1. Формула Буссинеска для круглого штампа

$$E = (1 - \mu^2)\frac{P}{Sd}, \qquad (3.3)$$

где μ — коэффициент поперечного расширения (для песков и супесей, равный 0,30, для суглинков — 0,35, для глин — 0,42); P — полная нагрузка на штамп, принимаемая по прямолинейному участку графика $S = f(P)$, Н; d — диаметр штампа или круга, равновеликого площади штампа, если ис-

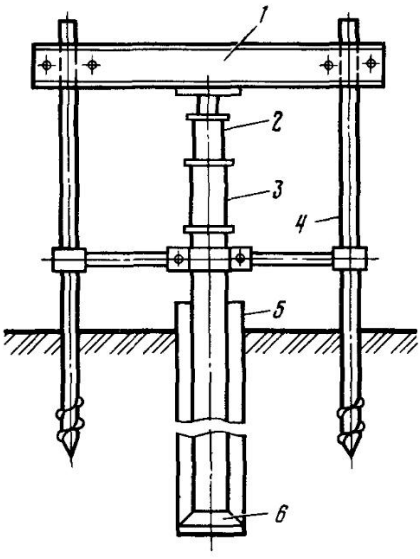


Рис. 3.2. Схема установки для испытания грунтов пробной нагрузкой в скважине:

1—упорная балка; *2*—динамометр; *3*—домкрат; *4*—винтовые анкерные сваи; *5*—обсадная труба; *6*—штамп

Таблица 3.3. **Нагрузки на штампы**

Характеристика грунтов	Нагрузка на штамп, МПа
С плотным сложением (ε не более 0,5 — 0,6) или с влажностью, близкой к W_p, но не более 1,4 W_p	0,3 — 0,5
Менее плотные и более влажные	0,1 — 0,3

Таблица 3.4. **Ориентировочные значения ступеней нагрузок на штамп**

Грунты	Значение первых* трех-четырех ступеней нагрузок, МПа
Плотные песчаные, твердые и тугоплавкие глинистые	0,10
Песчаные средней плотности и мягкопластичные глинистые	0,05
Рыхлые песчаные и текучепластичные глинистые	0,02

* Последующие ступени нагрузки принимают меньшими в 2 раза.

Таблица 3.5. **Режим наблюдений за осадкой штампов** *

Грунты	Периоды наблюдений					
	I ступень нагрузки			II ступень нагрузки		
	Первый час	Второй час	Далее	Первый час	Второй час	Далее
Глинистые	Через 15 мин	Через 30 мин	Через 1 ч до условной стабилизации осадки	Через 30 мин	Через 30 мин	Через 1 ч до условной стабилизации осадки
Песчаные	Четыре отсчета через 10 мин	Далее через 30 мин до условной стабилизации осадки		Два отсчета через 15 мин	Далее через 30 мин до условной стабилизации осадки	

* Точность определения осадки должна быть не менее 1 мм.

Таблица 3.6. **Значения коэффициента ω**

Форма загруженной площади	ω	Форма загруженной площади	ω
Круг	0,96	Прямоугольник с отношением сторон:	
Квадрат	0,95	10	0,71
Прямоугольник с отношением сторон:		50	0,45
1,5	0,94	100	0,37
2,0	0,92	1000	0,16
5,0	0,82		

Таблица 3.7. **Значения коэффициентов α и k**

Условия испытания и размер штампа	Песок		Глина	
	α	k	α	k
В шурфах квадратным штампом площадью 5000 см^2	1,0	0,0115	1,0	0,0103
В скважинах круглым штампом площадью 600 см^2	0,7	0,0131	0,7	0,2970

пытания вели квадратным или прямоугольным штампом:

Площадь штампа, см^2	600	2500
d, см	27,7	56,2
Площадь штампа, см^2	5000	10000
d, см	79,6	112,6

S — конечная осадка, соответствующая нагрузке P, см.

2. Формула для определения E при наличии на графике $S=f(P)$ участков с разными наклонами

$$E=(1-\mu^2)\frac{P_{n+1}-P_n}{(S_{n+1}-S_n)\,d}, \qquad (3.4)$$

где P_n и P_{n+1} — начальная и конечная нагрузки на рассматриваемом участке; S_n и S_{n+1} — соответствующие им деформации.

3. Формула Шлейхера

$$E=(1-\mu^2)\frac{\omega P\sqrt{A}}{S}, \qquad (3.5)$$

где A — площадь штампа; ω — коэффициент, зависящий от формы подошвы штампа (табл. 3.6).

4. Формула НИИОСП

$$E=\alpha K\frac{P}{S}, \qquad (3.6)$$

где α — поправочный коэффициент, учитывающий различие деформации при испытаниях в шурфах и скважинах; A — площадь штампа, см^2;

$$k=\frac{\sqrt{2\pi}}{2}\,\frac{(1-\mu)^2}{\sqrt{A}}.$$

Значения коэффициентов α и k приведены в табл. 3.7.

Прессиометрия. Прессиометрию применяют для определения деформационных и прочностных свойств песчано-глинистых грунтов (с содержанием щебня не более 30 %) в буровых скважинах. Метод заключается в измерении осадки грунта, вскрытого в стенке скважины, под действием давления, создаваемого с помощью прессиометров (рис. 3.3), техническая характеристика которых приведена ниже:

Техническая характеристика скважинных прессиометров

Давление в газовом баллоне, МПа	До 12,0
Минимальное давление, передаваемое камерами на грунт, МПа	До 2,5
Точность измерения деформаций, мм	± 1
Точность измерения давлений от верхнего предела измерений, %	± 4
Диаметр скважин при использовании различных камер давления, мм	От 10 до 220
Максимальная глубина испытаний, м	50
Число опытов за смену	До 20
Масса прибора, кг	До 100

В скважину на требуемую глубину опускают снаряд прессиометра с эластичными стенками, разделенными на три камеры: рабочую и две вспомогательные. Затем прикладывают нагрузку на эластичные стенки снаряда и измеряют деформации породы. Деформации измеряют при испытаниях по схеме быстрого загружения — через

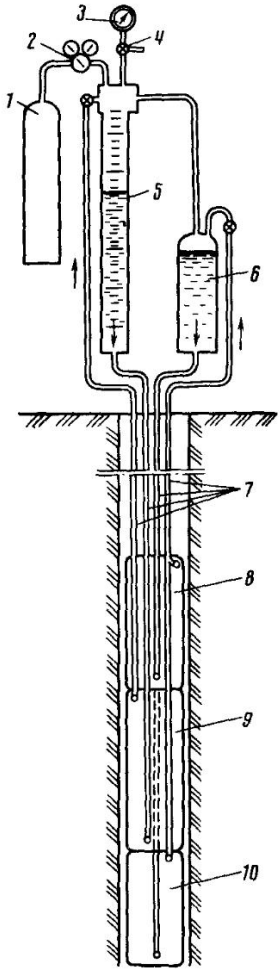


Рис. 3.3. Схема прессиометра:
1—газовый баллон; *2*—редуктор; *3*—манометр; *4*—кран-тройник; *5*—измерительный цилиндр; *6*—бачок; *7*—шланги; *8, 10*—вспомогательные камеры; *9*—рабочая камера

10 с, по схеме медленного загружения—через 1 мин до наступления условной стабилизации. Значение ступеней загружения принимают в зависимости от консистенции грунтов (табл. 3.8).

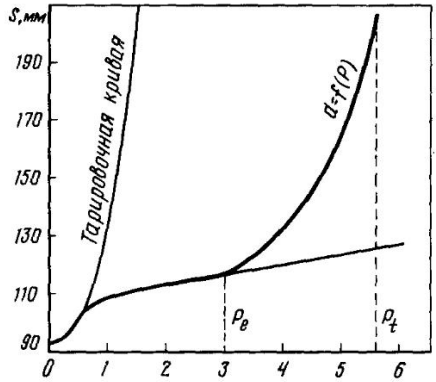


Рис. 3.4. График испытаний грунтов прессиометром

Общее число ступеней загружения должно быть не менее 6—8; конечная ступень должна быть на 25—30 % меньше предыдущей, при которой был получен резкий скачок в приросте деформаций.

По данным испытаний грунтов составляют график (рис. 3.4). Модуль деформации E, кН, определяют по формуле Лямэ:

$$E=(1+\mu)r_0\frac{d_p}{d_r}, \qquad (3.7)$$

где μ — коэффициент Пуассона; r_0 — начальный диаметр скважины, см; d_p — приращение давления на участке пропорциональных деформаций, кН; d_r — соответствующие ему приращения радиальных деформаций, мм.

Таблица 3.8. **Зависимость значения ступеней загружения от консистенции грунтов**

Консистенция грунта	Показатель текучести	Значения ступеней загрузок, МПа
Мягкопластичная	$1>J_L<0{,}5$	0,025—0,05
Полутвердая	$0{,}5>J_L>0{,}8$	0,05 — 0,1
Твердая	$0{,}8>J_L>0$	0,1 — 0,2

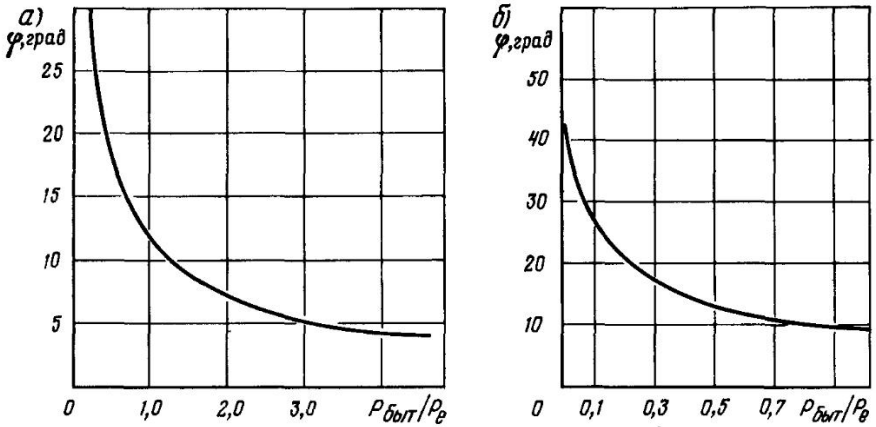


Рис. 3.5. Номограммы для определения угла внутреннего трения по данным испытания грунтов прессиометром:
а—при глубине испытаний более 5 м; *б* — при глубине испытаний менее 5 м

При испытании грунтов прибором, в котором радиальную деформацию камеры получают пересчетом по приращению объема рабочей жидкости ΔV, для получения модуля деформации удобно пользоваться уравнением

$$E=(1+\mu)\lambda\frac{dP}{dV}, \qquad (3.8)$$

где λ — постоянная для установки, определяемая при тарировке прибора.

Параметры прочности: сцепление C, МПа; угол внутреннего трения φ, град, определяют по приближенным формулам при глубине более 5 м:

$$C=\left(\frac{P_{быт}}{P_l}-1\right)P_{быт}\,\mathrm{tg}\varphi; \qquad (3.9)$$

$$\varphi+\mathrm{ctg}\varphi=\pi\left(\frac{P_{быт}}{P_l}+0{,}5\right), \qquad (3.10)$$

а при глубине менее 5 м

$$\frac{\mathrm{ctg}\varphi+\varphi}{\mathrm{tg}^2\left(45+\frac{\varphi}{2}\right)\pi}=\frac{P_{быт}}{P_l}, \qquad (3.11)$$

где $P_{быт}$ — природное давление, МПа; P_l — предел пропорциональности, МПа (рис. 3.5).

Для определения φ можно использовать номограммы (см. рис. 3.5).

3.2. ЛАБОРАТОРНЫЕ МЕТОДЫ ДЛЯ ПЕСЧАНЫХ И ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Определение гранулометрического состава грунтов. К связным грунтам относятся глинистые и лёссовые, к несвязным — песчаные и крупнообломочные. Гранулометрическим составом называют содержание в грунте частиц различной крупности (фракции), выраженное в процентах к массе абсолютно сухого образца.

При инженерно-геологических исследованиях размеры фракций подразделяют в соответствии с классификацией (табл. 3.9).

К глинистым относятся породы, у которых содержание глинистых частиц превышает 3 %, к лёссовым — с содержанием более 50 % частиц размером 0,05—0,005 мм и обладающим высокой пористостью и наличием макропор.

Гранулометрический состав связных грунтов определяют ареометрическим методом (ГОСТ 12536—79) или

Таблица 3.9. **Классификация гранулометрических элементов**

Грунт	Фракция	Размер частиц
Валуны (окатанные) и камни (угловатые)	Крупные Средние Мелкие	> 80 см 80 — 40 см 40 — 20 см
Булыжник, галька (окатанные) и щебень (угловатый)	Булыжник и крупный щебень Щебень и крупная галька Мелкие галька и щебень	20 — 10 см 10 — 6 см 6 — 4 см
Гравий (окатанный) и хрящ (угловатый)	Крупный Средний Мелкий Очень мелкий	40 — 20 мм 20 — 10 мм 10 — 4 мм 4 — 2 мм
Песок	Грубый Крупный Средний Мелкий Тонкий	2 — 1 мм 1 — 0,5 мм 0,5 — 0,25 мм 0,25 — 0,1 мм 0,1 — 0,05 мм
Пыль	Крупная Мелкая Иловатая	0,05 — 0,01 мм 0,01—0,005 мм 0,005 — 0,001 мм
Глина	Собственно глина Коллоидная глина	1 — 0,25 мкм < 0,25 мкм

методом пипетки. Эти методы основаны на различной скорости оседания частиц в воде. Скорость оседания рассматривается по формуле Стокса. Средние пробы грунта для ареометрического анализа отбирают в зависимости от дисперсности грунта в количестве 20 г для глин, 30 г — для суглинков, 40 г — для супесей.

Для анализа по ГОСТ 12536—79 пользуются стеклянным ареометром, позволяющим измерять плотность суспензий от 0,995 до 1,030 г/см^3. Расчет диаметров частиц при ареометрическом анализе осуществляется с помощью номограммы Казагранде, в основу которой положена формула Стокса.

Гранулометрический состав характеризует содержание в породе первичных частиц. Поэтому при подготовке к гранулометрическому анализу пользуются методами, приводящими к предельной диспергации породы, т. е. разрушающими все микроагрегаты, содержащиеся в породе.

Определение плотности грунта. Плотность грунта, т. е. отношение *твердых частиц к их объему, не зависит* от ее пористости и влажности, а зависит только от плотности слагающих грунт минералов и присутствия органических веществ. Плотность песчано-глинистого грунта лежит в интервале от 3,65 до 2,76 г/см^3 (см. табл. 1.4).

Плотность грунтов определяют пикнометрическим методом. При определении плотности грунтов, содержащих легкорастворимые соли, вместо воды пользуются аполярной жидкостью — чаще керосином, реже бензином, толуолом. При расчете плотности по ГОСТу учитывают массу воды, массу пикнометра, массу грунта. Известен способ определения плотности, обладающий рядом преимуществ перед стандартным методом. Сущность метода сводится к гидростатическому взвешиванию навески сухого грунта (~10 г) в керосине. Сухой грунт помещают в коническую колбу объемом

50 мл, заливают керосином и вакуумируют в течение 10 мин. Затем колбу почти полностью заполняют керосином и взвешивают на технических весах 1-го класса точности. Плотности находят по формуле

$$\gamma_y = \frac{g\gamma_k}{g - g_1}, \qquad (3.12)$$

где g — масса сухого грунта, г; g_1 — масса сухого грунта в керосине, г; γ_k — плотность керосина, г/см^3.

Плотность влажного грунта γ_0 (г/см^3) — это масса единицы объема грунта при естественной влажности и пористости:

$$\gamma_0 = \frac{P}{V}, \qquad (3.13)$$

где P — масса пробы грунта, г; V — объем грунта, см^3.

Пористость, т. е. суммарный объем всех пор в единице объема, определяют как отношение объема пор в грунте $V_п$ к всему занимаемому грунтом объему V, выраженное в процентах:

$$n = \frac{V_п}{V} 100\%, \qquad (3.14)$$

или к объему, занимаемому только грунтовыми частицами, $V_з$ — выраженному в долях единицы:

$$e = \frac{V_п}{V_з}. \qquad (3.15)$$

Величину n называют пористостью, величину e — коэффициентом пористости, или приведенной пористостью.

Определение влажности и максимальной молекулярной влагоемкости. Влажностью называется отношение массы воды к массе скелета грунта (к массе грунта, высушенного при температуре 105—107 °С) в данном объеме, выраженное в процентах; естественной влажностью — количество воды, содержащейся в порах грунтов в условиях их естественного залегания. Методика определения влажности приведена в ГОСТ 5180—84.

Различается весовая (абсолютная) и относительная влажность грунта. Влажность, выраженная по отношению к массе абсолютно сухого грунта, представляет весовую, или абсолютную, влажность W. Относительная влажность — это отношение массы воды в грунте к объему пор, она выражается в долях единицы.

Определение пластичности, липкости, набухания и водопрочности. Способность грунта под воздействием внешних усилий изменять форму без разрушения или разрыва и сохранять ее после устранения действия внешней силы называют пластичностью. Она наблюдается в определенном для каждого грунта интервале влажности. Влажности, ограничивающие интервал проявления пластичных свойств, называют пределами пластичности.

Под верхним пределом пластичности W_L понимают влажность, при увеличении которой грунт теряет свои пластические свойства и переходит в текучее состояние (граница текучести). Нижний предел пластичности W_p характеризует минимальную влажность, при которой частицы способны перемещаться относительно друг друга без нарушения сплошности породы (граница раскатывания).

Для приближенной оценки консистенции связных грунтов в строительных целях пользуются показателем текучести J_L:

$$J_L = \frac{W - W_p}{J_p}. \qquad (3.16)$$

При $J_L < 0$ грунты называют твердыми, при J_L от 0 до 1 — пластичными, при $J_L > 1$ — текучими. Эта классификация весьма условна, так как не учитывает уменьшения прочности за счет нарушения структуры грунтов, которое наблюдается при определении пределов пластичности. Классификация связных грунтов по показателю консистенции приведена в табл. 1.10.

Липкость — это способность грунтов при определенном содержании воды прилипать к поверхности различных предметов. Липкость характеризуется тремя показателями: влажностью начального и максимального прилипания (%) и максимальным значением липкости (МПа). Количественной характеристикой липкости является усилие (МПа), требующееся для отрыва прилипшего предмета от грунта при различных его

влажностях. Максимальное значение липкости для грунтов в зависимости от их состава изменяется от 0,002—0,003 до 0,55—0,055 МПа, наиболее часто она составляет 0,005—0,02 МПа.

Набухание — способность грунта увеличивать объем при увлажнении — характеризуется тремя показателями:

1) степенью или деформацией набухания, определяемой соответственно по изменению объема, массы или высоты образца R_0, R_g, R_h, %:

$$R_0 = \frac{V_к - V_н}{V_н} 100; \quad R_g = \frac{g_к - g_н}{V_н \gamma_в} 100;$$

$$R_h = \frac{h_к - h_н}{h_н} 100, \qquad (3.17)$$

где $V_н$, $V_к$ — начальный и конечный объем образца, см^3; $g_н$, $g_к$ — начальная и конечная масса образца, г; $h_н$, $h_к$ — начальная и конечная высота образца, мм; $\gamma_в$ — плотность воды, г/см^3.

2) влажностью набухания $W_н$, %, при которой прекращается процесс поглощения жидкости:

$$W_н = \frac{g_к - g_с}{g_с} 100, \qquad (3.18)$$

где $g_к$ — масса полностью набухшего образца, г; $g_с$ — масса абсолютно сухого образца, г.

3) давлением набухания $P_н$, которое развивается при невозможности объемных деформаций в процессе набухания грунта, МПа:

$$P_н = F/S, \qquad (3.19)$$

где F — сила набухания, Н; S — площадь образца, см^2.

Наиболее распространено определение степени набухания по изменению высоты образца в приборах ПНГ, серийно выпускаемых нашей промышленностью.

Водопрочность — это способность грунтов сохранять механическую прочность и устойчивость при взаимодействии с водой; она характеризуется размокаемостью и размываемостью.

Под размокаемостью понимают способность грунтов при погружении в спокойную воду терять связность и превращаться в рыхлую массу с частичной или полной потерей несущей способности. Размокаемость чаще характеризуется двумя показателями: 1) временем размокания; 2) характером размокания. В ряде случаев она определяется также влажностью размокшего образца.

Размываемость грунтов—способность отдавать агрегаты и элементарные частицы движущейся воде, воздействующей на поверхность грунтовой толщи. Размываемость определяют в гидравлических лотках.

Определение коэффициента фильтрации. Фильтрацией называют движение воды в грунтах под действием напора.

Коэффициент фильтрации $K_ф$ — основная характеристика водопроницаемости грунтов, он равен скорости движения воды при градиенте напора, равном единице. Для определения коэффициента фильтрации грунтов в лабораторных условиях имеется ряд приборов.

В последнее время коэффициент фильтрации песчано-глинистых грунтов определяют с помощью универсальной трубки К-01, которая позволяет проводить опыты в условиях установившегося движения при напорных градиентах, лежащих в пределах от 0,1 до 1,0. Эти трубки применяют в основном для песчаных пород.

3.3. ЛАБОРАТОРНЫЕ МЕТОДЫ ДЛЯ СКАЛЬНЫХ ГРУНТОВ

Отбор и подготовка проб для физико-механических испытаний. При отборе проб необходимо четко представлять, для каких видов физико-механических испытаний предназначается каждая проба и оценивать ее необходимость для конкретных геологических условий. Для определения в лабораторных условиях основных прочностных и упругих показателей требуются пробы следующих размеров: керн диаметром более 42 мм, суммарной длиной не менее 20 см, с длиной отдельных кусков керна 10—12 см или монолиты размером 25×25×40 см, или два-три монолита размером 20×20×20 см, отобранных в одном месте.

Для определения водно-физических свойств, а также прочностных и упругих свойств ускоренными и косвенными методами размер проб может быть порядка 10×10×10 см.

В ответственных случаях, особенно из грунтов, обладающих анизотропией механических свойств, желательно отбирать пробы удвоенного объема, позволяющие проводить механические испытания в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Основные положения по отбору проб регламентируются ГОСТ 21153.6—75.

Методы определения физико-механических свойств. Многие физико-механические показатели скальных грунтов определяют в лабораторных условиях аналогично связным грунтам. Для отдельных методов испытаний имеются соответствующие ГОСТы, в связи с чем ниже рассматриваются только важнейшие методы испытаний, рекомендуемые для преимущественно массовых испытаний.

Определение водно-физических свойств грунтов. Плотность характеризует отношение массы твердой фазы грунта к объему, занимаемому твердой фазой. Плотность грунта определяется плотностью слагающих его породообразующих минералов.

Плотность — отношение массы основных агрегатных фаз грунта (твердой, жидкой, газообразной) к объему, занимаемому этими фазами. Определяют объем минеральным составом и ее структурными особенностями и прежде всего пористостью.

Плотность скелета грунта определяется как масса единицы его объема (твердой, жидкой и газообразной фаз, входящих в состав грунта).

Влажность выражается отношением массы воды к массе абсолютно сухой твердой фазы образца.

Водонасыщение — заполнение всех пор, трещин и других пустот в образце грунта, из которого предварительно удален под вакуумом воздух водой, нагнетаемой под давлением. Количественно водонасыщение выражается отношением поглощенной воды к массе сухого грунта.

Водопоглощение — способность грунтов впитывать воду при погружении их в воду в обычных условиях. Водопоглощение выражается в долях единицы или в процентах от массы абсолютно сухого грунта. Обычно опыты по водопоглощению продолжаются 3 или 5 сут. Водопоглощение всегда меньше, чем водонасыщение.

Пористость — объем всех пустот (пор, микротрещин и др.) в грунте. Пористость имеет определяющее значение для физико-механических свойств грунтов. Определяется отношением объема пор к всему объему грунта и выражается в процентах.

Пористость общую (абсолютную, истинную, физическую) определяют по формуле

$$n=\frac{\gamma-\delta}{\gamma}100\%. \qquad (3.20)$$

Соответственно коэффициент пористости $e=\frac{\gamma-\delta}{\gamma}$. Между пористостью и коэффициентом пористости существует следующая зависимость:

$$e=\frac{n}{100-n}. \qquad (3.21)$$

Пористость открытую определяют объемом воды, вышедшей в поровое пространство после 3—5-суточного свободного водонасыщения.

Пористость эффективную определяют аналогично открытой пористости, но по объему воды, заполнившей поровое пространство породы после принудительного водонасыщения с предварительным вакуумированием образца.

В практике инженерно-геологических изысканий наиболее часто используют следующие буквенные выражения пористости — По или Пэ.

Глава 4
НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СВАЙ И ФУНДАМЕНТОВ

4.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Несущую способность оснований свай всех видов, фундаментов мелкого и глубокого заложения определяют аналитическими и полевыми методами.

К сваям всех видов согласно классификации СНиП 2.02.03-85 относят забивные и буровые сваи всех видов и сваи-оболочки (оболочки); к свайным элементам — эквивалент принятого в СНиП 2.02.03-85 термина «сваи всех видов».

Фундаменты мелкого заложения передают на грунт нагрузки всех видов от надфундаментной части сооружений только через подошву фундаментов; ***фундаменты глубокого заложения*** передают на грунт нагрузки через подошву и боковую поверхность фундаментов.

Аналитический метод, широко применяемый в практике проектирования фундаментов, сводится к расчету несущей способности оснований по принятым в нормативных документах формулам с использованием характеристик физико-механических свойств грунтов, принимаемых по их номенклатуре или определяемых по результатам полевых и лабораторных исследований. Полевые методы применяют, как правило, для уточнения или контроля соответствия вычисленной аналитическим методом и фактической несущей способности оснований, а также для проверки возможности погружения свай на проектную глубину и оценки относительной однородности грунтовой толщи.

Область применения каждого из методов (табл. 4.1) определяется специфическими особенностями его использования для определения нормативных значений предельного сопротивления свай всех видов F_u, включая сопротивления грунтов на контакте с боковой поверхностью свай F_{cf} и под их торцом F_{cr} или под подошвой фундаментов мелкого и глубокого заложения, а также под торцом свай-оболочек и буровых свай.

Рекомендации по использованию аналитических методов определения несущей способности фундаментов мелкого заложения, свайных и из опускных колодцев содержатся в гл. 9. В настоящей главе рассмотрены только широко применяемые в практике проектирования и строительства фундаментов мостов полевые методы определения несущей способности свай и фундаментов — путем динамического или статического нагружения свай для определения значений предельного сопротивления и последующего вычисления несущей способности. Для уточнения расчетного сопротивления грунтов под подошвой свай-оболочек и свай-столбов или фундаментов используют результаты испытаний грунтов с помощью штампов. Методы статического зондирования грунтов, испытания свай-зондом или эталонной сваей (см. табл. 4.1) в мостостроении почти не применяют из-за отсутствия необходимых установок для определения несущей способности грунтов на глубине до 50 м. Динамическое зондирование применяют пока редко.

Полевые испытания свай производят нагрузками, предусмотренными в табл. 4.2.

Осевые вдавливающие статические нагрузки используют для испытаний не только свай, но и грунтов.

Результаты полевых испытаний свай и грунтов оформляют в виде актов и приложенных к ним графиков установленной формы.

Несущую способность оснований свай и фундаментов F_d определяют исходя из нормативного значения их предельного сопротивления F_u, за которое принимают нагрузку на одну степень менее нагрузки, при которой на последней ступени испытания возникает:

а) приращение осадки за одну ступень загружения (при общем значении осадки более 40 мм), превышающее в 5 раз и более приращение осадки, полученное за предшествующую ступень загружения;

б) осадка, не затухающая в течение суток и более (при общем ее

Таблица 4.1. **Области применения разных методов определения несущей способности оснований свай и фундаментов**

Методы определения несущей способности	Области применения каждого метода для определения значений предельного сопротивления грунтов			Нормативные документы, используемые для определения несущей способности оснований
	свайных элементов		*под подошвой* свайного элемента или фундамента	
	вдоль боковой поверхности	под их торцом		
Аналитические				
Расчеты (по нормам) несущей способности оснований:				
свай	+	+	+	СНиП 2.02.03-85 (пп.4.1 — 4.3, 4.5 — 4.9, 4.11 — 4.13)
фундаментов мелкого заложения	—	—	+	СНиП 2.05.03-84 (пп. 7.8, 7.9)
фундаментов глубокого заложения	+	—	+	СНиП 2.05.03-84 (пп. 7.8, 7.9 и приложение 25)
Полевые				
Определение несущей способности оснований свай и фундаментов:				
динамическим зондированием	+	+	+	ГОСТ 19912 — 81
статическим зондированием	+	+	+	СНиП 2.02.03-85 (формула 21); ГОСТ 20069 — 81
испытанием сваей-зондом	+	+	—	СНиП 2.02.03-85 (формула 21); ГОСТ 24942 — 81 (применительно к эталонной свае типа II)
испытанием эталонной сваей	+	+	—	СНиП 2.02.03-85 (формула 21); ГОСТ 24942 — 81
испытанием свай динамической нагрузкой	—	—	—	СНиП 2.02.03-85 (пп.5.3, 5.4, 5.7); ГОСТ 5686 — 78 (п. 3.4.2)
испытанием свай статической нагрузкой	+	+	—	СНиП 2.02.03-85 (пп. 5.3 — 5.6), ГОСТ 5686 — 78 (п. 4.4.2)
испытанием грунтов с помощью штампов	—	—	+	ГОСТ 20276 — 85 (разд. 2)

значении более 40 мм). Если в период испытаний произойдет затухание осадки при значении менее 40 мм, то за предельное сопротивление сваи допускается принимать максимальную нагрузку, соответствующую достигнутой осадке.

При испытаниях свай статической выдергивающей или горизонтальной нагрузкой за предельное сопротивле-

Таблица 4.2. **Виды нагрузок и испытываемых свай**

Виды нагрузок, применяемых для полевых испытаний свай	Виды испытываемых свай
Динамические (ударные и вибрационные)	Погружаемые всех видов
Статические (ступенчато-возрастающие):	
осевые вдавливающие	Погружаемые и устраиваемые в грунте всех видов
осевые выдергивающие	Погружаемые и устраиваемые в грунте всех видов, кроме бетонных и погружаемых, сращенных по длине
горизонтальные	Погружаемые и устраиваемые в грунте всех видов, кроме бетонных

ние F_u по графикам зависимости перемещений от нагрузок принимают нагрузку на одну ступень менее нагрузки, без увеличения которой перемещения сваи непрерывно возрастают.

Несущая способность свай всех видов по результатам испытаний вдавливающей, выдергивающей и горизонтальной статическими нагрузками и их динамических испытаний

$$F_d = \gamma_c \frac{F_u}{\gamma_g}, \qquad (4.1)$$

где γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый равным 1 для вдавливающих или горизонтальных нагрузок, а для выдергивающих нагрузок $\gamma_c/0{,}6$, если сваи погружены в грунт на глубину менее 4 м и $\gamma_c=0{,}8$ для свай, погруженных в грунт на 4 м и более; F_u — нормативное значение предельного сопротивления сваи, кН, определяемое по формуле для свай, испытанных динамической нагрузкой (согласно п. 4.2 настоящей главы); γ_g — коэффициент надежности по грунту; $\gamma_g=1$ при числе свай, испытанных в пределах одного фундамента менее шести. Если испытано шесть и более свай, то γ_g следует определять согласно п. 5.4 СНиП 2.02.03-85.

Если в одинаковых грунтовых условиях испытано меньше шести свай, то за нормативное значение предельного сопротивления сваи (грунта) следует принимать наименьшее предельное сопротивление, полученное по результатам испытаний.

Если в период подстройки или эксплуатации мостов вокруг верхней части свайных элементов будет удален грунт в результате планировки территории срезкой, разработки котлована или местного размыва дна русла, то необходимо значение несущей способности свайных элементов на вдавливание и выдергивание уменьшить на разность сил трения грунтов о боковую поверхность элементов соответственно для двух уровней поверхности грунта: 1) в период проведения испытаний; 2) после удаления грунта.

Расчетное сопротивление грунтов на сжатие R, кПа, под торцом свайных элементов или подошвой фундаментов мелкого и глубокого заложения по результатам штамповых испытаний определяют по формуле

$$R = \gamma_c \frac{R_u}{\gamma_g}, \qquad (4.2)$$

где R_u — нормативное значение предельного сопротивления грунта, кПа, в основании свайного элемента или фундамента, определяемого по графику испытания грунта штампом (согласно п. 4.4 настоящей главы); γ_c и γ_g — те же обозначения, что в формуле (4.1). Значения коэффициентов принимают равными единице при числе испытаний грунтов менее шести в пределах одного фундамента. При числе штамповых испытаний шесть и более значения коэффициентов определяют, используя указания ГОСТ 20522—75.

Испытания свай и грунтов надле-

жит проводить с учетом следующих положений: 1) для испытаний принимают, как правило, свайные элементы из состава фундамента; 2) динамической нагрузкой испытывают не менее пяти забивных свай или двух свай-оболочек одного фундамента; 3) статической вдавливающей, выдергивающей или горизонтальной нагрузкой — не менее двух забивных свай (одной буровой сваи или одной сваи-оболочки); 4) для фундамента, опирающегося на плотные пески, плотные крупнообломочные грунты и твердые глины, достаточно одного испытания грунта штампов, а при опирании фундамента на прочие грунты — число испытаний должно быть не менее двух; 5) до начала динамических или статических испытаний необходимо отогреть замерзший грунт на всю глубину промерзания в пределах зоны, граница которой удалена от боковой поверхности свайного элемента или края штампа не менее чем на 1 м при испытании элемента или штампа осевой нагрузкой и не менее чем на 2 м при испытании элемента горизонтальной нагрузкой. Допускается испытывать элементы вдавливающей нагрузкой без предварительного оттаивания грунта; 6) на время испытаний на акваториях в период отрицательных температур воздуха между испытываемым горизонтальной нагрузкой элементом и ледяным покровом (по всей его толщине) следует сохранять кольцевой зазор шириной не менее 10 см; испытания свай и свай-оболочек динамической или статической нагрузками допускается проводить по истечении (после окончания погружения свай и оболочек) сроков, зависящих от вида прорезаемых грунтов и грунтов под их нижним концом — при песчаных грунтах не менее 3 сут, глинистых или разнородных грунтах не менее 6 сут. При прорезании свайными элементами толщи водонасыщенных мелких и пылеватых песков — не менее 10 сут, а при прорезании глинистых грунтов мягко и текучепластичной консистенции — не менее 20 сут. В случаях заглубления низа свай и оболочек в крупнообломочные грунты, плотные пески и твердые глины указанные сроки допускается сокращать до 1 сут; 7) забетонированные в грунте элементы допускается испытывать статическими нагрузками после достижения бетоном проектной прочности; 8) приборы для измерения перемещений свай, оболочек и столбов, а также манометры при использовании в испытаниях гидравлических домкратов должны быть проверены согласно паспортным данным. Цену деления манометров, применяемых в испытаниях статическими нагрузками, определяют в зависимости от максимальной нагрузки, которую предполагается передать на испытуемую сваю, оболочку или столб, числа домкратов и площади их поршня.

Сваи для динамических испытаний после погружения не должны иметь продольных и поперечных трещин с раскрытием более 0,2 мм, а также сколов в голове сваи, уменьшающих поперечное сечение сваи более чем на 15%. Сваи с разрушенной головой, предназначенные для испытаний статической вдавливающей нагрузкой, должны быть на участке разрушения обрублены, а торцовая поверхность обрубленного ствола сваи выровнена с образованием плоскости, имеющей отклонение от проектного положения не более 1/100 и сколы глубиной не более 2 см.

Перед испытанием статической выдергивающей нагрузкой свая должна быть подготовлена в соответствии с намечаемым способом передачи нагрузок: через предварительно обнаженную продольную арматуру на длине до 15 см, боковое трение или другими способами. Специальной подготовки сваи перед испытанием статической горизонтальной нагрузкой не требуется.

4.2. ИСПЫТАНИЯ СВАЙ ДИНАМИЧЕСКОЙ НАГРУЗКОЙ

Такие испытания несущей способности забивных свай на осевую сжимающую нагрузку должны проводиться, как правило, тем же молотом, который использовали для погружения свай. В период подготовки к испытаниям необходимо проверить: пользуясь рекомендациями гл. 13, правильность выбора типа сваебойного молота для погружения свай под заданную нагрузку

АКТ ИСПЫТАНИЯ СВАИ ДИНАМИЧЕСКОЙ НАГРУЗКОЙ

Дата составления акта_____19____г.

Организация_____Объект_____

Фундамент_____

Характеристика сваи:

Свая №_____

Вид сваи_____А

Материал сваи_____

Дата изготовления сваи_____

Сечение (диаметр) сваи _____ см

Длина сваи (без острия) _____ м

Масса сваи_____ т

Паспорт предприятия-изготовителя____

Характеристика копра и молота:

Копер_____

Молот (тип)_____

Общая масса молота_____ т

Масса ударной части молота_____ т

Паспортная энергия удара молота_____ кДж

Паспортное число ударов в мин_____

Масса наголовника_____ т

Прокладка в наголовнике_____

До отметки _____ м свая забита с использованием подмыва (центрального или бокового), осуществляемого подмывной трубкой диаметром _____ мм при давлении воды _____ кПа и расходе воды _____ $м^3$/мин.

При отключенном подмыве свая добита на _____ м.

исходя из требований обеспечения предусмотренной проектом фундамента несущей способности свай; наличие в наголовнике обмятой (в период забивки свай) упругой прокладки из такого же материала, который использовали при забивке свай; возможность измерения отказов свай приборами с точностью не менее 1 мм; достаточность продолжительности «отдыха» свай к началу их испытаний; отсутствие недопустимых повреждений головы свай, которые будут испытаны.

Динамические испытания свай с помощью молота проводят с соблюдением следующих требований: добивку свай осуществлять последовательными тремя-четырьмя залогами из трех-пяти ударов в каждом с помощью молота дизельного или одиночного действия или двумя-тремя залогами продолжительностью по 1 мин в каждом с помощью молота двойного действия; за расчетное значение отказа принимать наибольшее среднее, полученное в любом из залогов как среднее арифметическое от деления углубления сваи на число ударов; режим работы молота (высота падения ударной части или давления воздуха (пара) должен быть одинаков для всех залогов при добивке сваи; в случае разрушения головы сваи необходимо прекратить испытание и взамен разрушенной испытать другую сваю; результаты испытаний оформить актом; полученное в результате испытаний значение расчетного отказа должно быть сопоставлено со значением отказа, вычисленного по рекомендациям гл. 13 (по формуле 13.4), исходя из предусмотренной в проекте фундамента несущей способности свай; если замеренный отказ погруженных на проектную глубину свай превысит вычисленное его значение, проектная организация, запроектировавшая фундамент, должна принять решение об испытании свай статической нагрузкой или о дополнительном углублении их.

Нормативное значение предельного сопротивления забивной сваи F_u по результатам динамических испытаний с помощью молота при фактических (замеренных) остаточных отказах $s_a \geqslant 2$ мм определяют по формуле

$$F_u = \frac{\eta A M}{2}\left[\sqrt{1+\frac{4E_d}{\eta A s_a}\,\frac{m_1+\varepsilon^2(m_2+m_3)}{m_1+m_2+m_3}}-1\right], \qquad (4.3)$$

где η — коэффициент, зависящий от материала сваи, кН/м^2:

Железобетонные с наголовником	1500
Деревянные без подбабка	1000
То же с подбабком	800

A — площадь, ограниченная наружным контуром сплошного или полого поперечного сечения ствола сваи (независимо от наличия или отсутствия у сваи острия), м^2; M — коэффициент, принимаемый при забивке свай молотами ударного действия равным единице; E_d — расчетная энергия удара молота, кДж, зависящая от вида молота:

Подвесной или одиночного действия	GH
Трубчатый дизель-молот	0,9 GH
Штанговый »	0,4 GH
Дизельный при контрольной добивке одиночными ударами без подачи топлива	$G(H-h)$

Примечания. 1. G — вес ударной части молота, кН.

2. H — высота падения ударной части молота, м.

3. h — высота первого отскока ударной части дизель-молота от воздушной подушки, определяемая по мерной рейке, м. Для предварительных расчетов допускается принимать: для штанговых молотов $h=0{,}6$; для трубчатых $h=0{,}4$ м.

S_a — фактический остаточный отказ, равный значению погружения сваи от одного удара молота, а при применении вибропогружателей — от их работы в течение 1 мин, м; m_1 — масса молота или вибропогружателя, т; m_2 — масса сваи и наголовника, т; m_3 — масса подбабка (при вибропогружении свай $m_3=0$), т; ε — коэффициент восстановления удара; при забивке железобетонных свай молотами ударного действия с применением наголовника с деревянным вкладышем $\varepsilon^2=0{,}2$; а при вибропогружателе $\varepsilon^2=0$.

Примечания. 1. При забивке свай в грунт, который необходимо удалить при разработке котлована, или в грунт дна водотока значение расчетного отказа следует определять исходя из несущей способности свай, вычисленной с учетом неудаленного или подверженного возможному размыву грунта, а в местах вероятного проявления отрицательных сил трения — с их учетом.

2. В случае расхождения более чем в 1,4 раза значений несущей способности свай, определенных по формуле (4.3), с несущей способностью, определенной расчетом, необходимо дополнительно проверить несущую способность свай по результатам статических испытаний свай.

На последних залогах погружения подлежащей испытанию сваи получают данные, приведенные ниже:

Глубина забивки сваи, м	Число ударов на 1 м или 10 см погружения сваи	Высота подъема ударной части молота, см	Средний отказ от одного удара, см	Число ударов, затраченное с начала забивки свай	Примечание

Способ измерения перемещения сваи _____
(отказомером, линейкой и др.)

Положение сваи после забивки:

Абсолютные отметки:

а) верха сваи _____ м

б) поверхность грунта у сваи _____ м

в) низа сваи _____ м

Глубина забивки сваи _____ м

Состояние головы сваи после забивки _____

Температура воздуха _____ °С

Испытание сваи

Дата	Продолжительность «отдыха» сваи, дни	Число ударов	Погружение сваи, см	Средний отказ от одного удара, см

Способ измерения перемещений сваи_____ (отказомером, линейкой и др.)

Температура воздуха_____°С.

Во время погружения и испытания сваи отмечены следующие ненормальные явления_____

Приложения. 1. Журнал забивки (погружения) свай.
2. Геологическая колонка и график погружения сваи.

Подписи_____

4.3. ИСПЫТАНИЯ СВАЙ СТАТИЧЕСКИМИ НАГРУЗКАМИ

Испытания проводят для определения или уточнения несущей способности свай всех видов (свайных элементов) на действие осевой вдавливающей, осевой выдергивающей, горизонтальной нагрузок и выявления количественной зависимости перемещения испытываемой сваи от изменения прикладываемой к ней нагрузки.

При выборе методики испытаний свайных элементов (забивных и буровых свай, свай-оболочек) на действие статических нагрузок разных видов и оформлении получаемых результатов необходимо учитывать перечисленные ниже общие положения.

Получаемые при испытаниях статическими нагрузками данные со значительно большей степенью достоверности характеризуют несущую способность испытанного элемента по сравнению с другими методами испытаний, в том числе статическим и динамическим зондированием, с помощью сваи-зонда и эталонной сваи, а для испытаний вдавливающей нагрузкой— по сравнению с испытанием динамической нагрузкой.

Увеличение времени действия нагрузки (продолжительности испытаний) на испытуемый элемент приводит к росту его перемещений, но не оказывает существенного влияния на увеличение его предельного сопротивления.

Данные о результатах испытаний одиночных элементов, находящихся в кусте, характеризуют с достаточной степенью приближения нормативное значение их предельного сопротивления при работе в составе фундамента, но не могут быть непосредственно использованы при оценке осадки или горизонтального смещения фундамента в целом.

Предельное сопротивление элемента по условию несущей способности грунта характеризуется началом значительного прироста перемещений испытываемого элемента при несущественном увеличении прикладываемой к нему нагрузки.

Испытания свайных элементов производят ступенчато-возрастающими нагрузками. Ступени принимают в зависимости от грунтовых условий в диапазоне 1/10—1/15 предполагаемого нормативного значения предельного сопротивления свайного элемента (именуемого в дальнейшем предельным сопротивлением элемента).

В случаях заглубления нижних концов элементов в высокопрочные грунты (в крупнообломочные грунты, гравелистые и плотные пески, твердые глины), а также для ускорения испытаний элементов в других грунтах допускается первые три ступени загружения принимать равными 1/5—

1/8 предполагаемого предельного сопротивления элемента.

На каждой ступени нагружения испытываемого элемента необходимо производить отсчеты по всем приборам: первый — сразу после приложения нагрузки, затем последовательно четыре отсчета с интервалами через 15 мин; два с интервалами через 30 мин и далее через каждый 1 ч до условного затухания (условной стабилизации) перемещений.

Перемещение испытываемого элемента вдавливающей, выдергивающей или горизонтальной нагрузкой на каждой ступени нагрузки условно считают затухшим, если его значение не превышает 0,1 мм за последние 30 мин — при опирании на крупнообломочные, песчаные и твердые глинистые грунты и за последний 1 ч — при опирании на полутвердые и тугопластичные глинистые грунты.

После условного затухания перемещения на предыдущей ступени можно прикладывать к испытуемому элементу нагрузку следующей ступени. Для элементов, опирающихся на высокопрочные грунты, допускается проведение испытаний форсированным методом, т. е. без достижения условной стабилизации перемещений. В таком испытании интервалы действия нагрузок на разных ступенях должны быть равными и составлять не менее 5 мин.

Разгрузку испытываемых элементов рекомендуется производить минимум 2 раза: после достижения несущей способности элемента (именуемой в дальнейшем расчетной нагрузкой элемента) согласно проекту фундамента и максимальной предельной нагрузке, достигнутой в конце испытания. Ступени при разгрузке принимаются равными удвоенным ступеням при загружении.

После полной разгрузки (до нуля) наблюдения ведут в течение 1 ч за перемещением элементов в глинистых грунтах и 30 мин в песчаных грунтах. При этом отсчеты по приборам берут через каждые 15 мин.

Значение перемещения испытываемого элемента следует определять как среднее арифметическое показаний минимум двух прогибомеров, установленных симметрично относительно элемента.

В ходе испытания статическими нагрузками свайных элементов необходимо вести журнал работ, на основании которого оформляют акт испытаний.

АКТ ИСПЫТАНИЯ СВАЙ И ОБОЛОЧЕК (СВАЙНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ) СТАТИЧЕСКОЙ ВДАВЛИВАЮЩЕЙ, ВЫДЕРГИВАЮЩЕЙ И ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ НАГРУЗКАМИ

Дата составления акта_____ 19____ г.

Организация_____ Объект_____ Фундамент_____

Элемент №_____

Материал элемента_____

Сечение (диаметр) элемента_____см

Длина элемента (без острия или уширения) _____м

Длина острия или уширения_____м

Глубина погружения или заложения элемента_____м

Ближайшая геологическая скважина (шурф) №_____ пройденная в _____ месяце, 19_____ года

Дата погружения или окончания изготовления элемента _____

Даты испытания:

а) начала_____

б) окончания_____

Схема испытательной установки и расположения приборов для измерения перемещений

Расстояние от элемента до геологической скважины (шурфа) _____м

Краткая характеристика грунта под нижним концом элемента

Состояние головы элемента после погружения_____

Абсолютные отметки:

а) головы элемента после погружения _____ м

б) головы элемента перед испытанием _____ м

в) нижнего конца _____ м

г) поверхности грунта у элемента _____ м

Тип приборов для изменения перемещений элемента

Домкрат № _____ грузоподъемностью _____ т

Площадь плунжера домкрата _____ см^2

Манометр № _____ на _____ атм

Цена деления манометра _____ атм

1 МПа соответствует _____ атм

Результаты испытания элемента заносят в таблицу

Дата	Часы, мин фиксирования показаний приборов	Показания манометра, атм	Нагрузка на данной ступени, кН	Отсчеты по приборам, мм			Примечание
				первому	второму	значение перемещения, мм	

Во время испытания отмечены следующие ненормальные явления

Приложения. 1. Журнал испытания элемента.

2. Геологическая колонка.

3. Графики осадка — нагрузка и осадка — время (рис. 4.1, 4.2, 4.3).

Подписи _____

Результаты испытаний каждого элемента должны быть оформлены в виде графиков зависимости перемещения от нагрузки и изменении перемещения во времени на каждой ступени нагрузки.

Графики испытаний элементов вдавливающей нагрузкой приведены на рис. 4.1, выдергивающей — на рис. 4.2. Масштаб: в 1 см — 1 мм перемещения; в 1 см — 50 кН нагрузки; в 1 мм — 10 мин выдержки нагрузки. В случаях испытаний элементов большой несущей способности допускается пользоваться масштабами: в 1 мм — 1 мм перемещения; в 1 см — от 50 до 1000 кН.

Графики испытаний элементов горизонтальной нагрузкой приведены на рис. 4.3. Масштаб: в 1 см — 1 мм перемещения; в 1 см — от 5 до 50 кН нагрузки; в 1 мм — 10 мин выдержки нагрузки.

После окончания испытаний элементов и обработки результатов (по журналу испытаний) должен быть составлен акт. К нему необходимо приложить графики зависимости перемещений от испытательной нагрузки и продолжительности ее действия, геологический разрез в месте испытания элементов, план фундамента с указанием на нем испытанных элементов, чертеж (схема) испытательных устройств.

Испытательная установка для нагружения испытываемого элемента должна обеспечить: приложение к элементу заданной нагрузки в требуемых местах; достаточный запас прочности, исключающий возможность выхода ее из работы в процессе испытаний; минимальные затраты материалов и труда на устройство и разборку установки; безопасность производства работ во время устройства

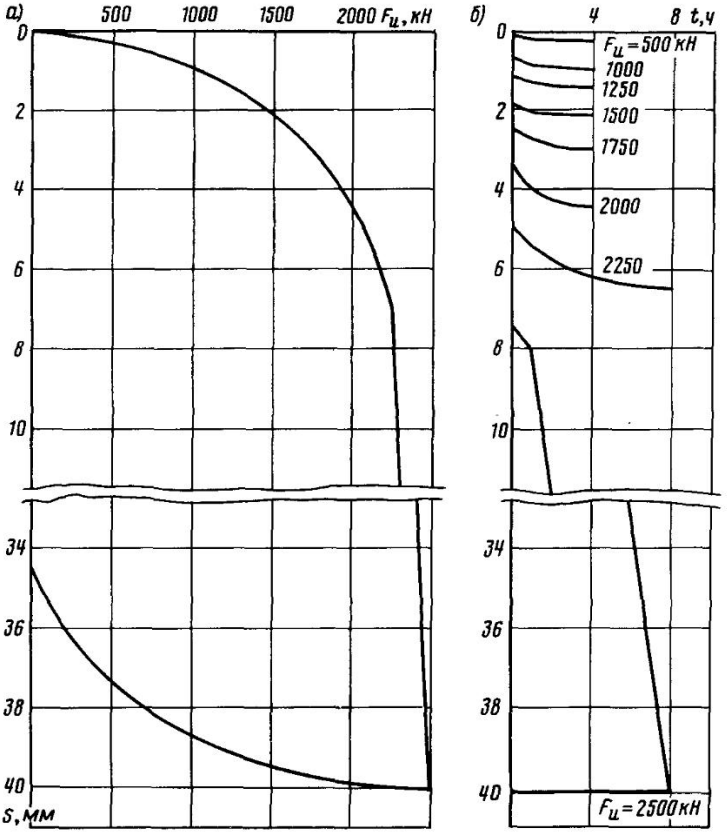


Рис. 4.1. Графики результатов испытания свайного элемента статической вдавливающей нагрузкой:

а—зависимость осадки элемента *s* от нагрузки F_u; *б*—зависимость осадки элемента *s* во времени *t*

и разборки установки и проведения испытаний.

Реперная система, используемая в испытаниях свайных элементов вдавливающей, выдергивающей, горизонтальной нагрузками должна: обеспечивать возможность крепления к ней приборов (например, прогибомеров) для измерения перемещений испытываемого и анкерных элементов; быть надежно изолированной от случайных толчков в процессе испытаний, а ее конструкция — исключать возможность искажающего влияния на результаты замеров температурных ее деформаций, размывов дна водотока и пучения грунтов; крепиться к заглубленным в грунт элементам или к шпунтовому ограждению котлована; иметь места крепления, удаленные от испытываемого элемента не менее чем на 2,5 м; от анкерных — на 1,5 м. Удаление системы от ограждения котлована не ограничивается, но должно осуществляться в соответствии со специальным проектом, если испытания проводятся на акваториях. Допускается в виде исключения в качестве

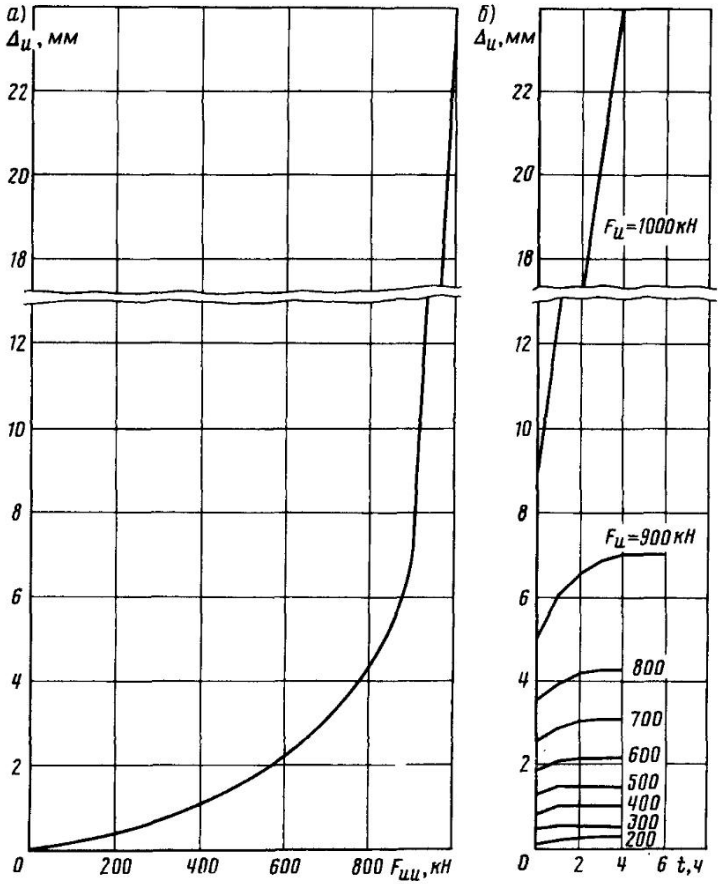


Рис. 4.2. Графики результатов испытания свайного элемента статической выдергивающей нагрузкой:

а—зависимость подъема элемента $\Delta_и$ от нагрузки $F_{ии}$; *б*—зависимость подъема $\Delta_и$ во времени t

реперов использовать грузы массой 20—30 кг, опускаемые на дно водоема на расстоянии не менее чем на 3 м от испытываемого элемента (рис. 4.4).

Для замера перемещений испытываемых элементов рекомендуется использовать прогибомеры конструкции Максимова или другие аналогичные приборы, например конструкции Аистова. Пользование такими приборами должно осуществляться в соответствии с заводской инструкцией по их эксплуатации.

Применяемые приборы должны обеспечить измерение перемещений с точностью до 0,1 мм.

К использованию должны допускаться только протарированные в соответствии с паспортными данными приборы для измерения перемещения и манометры для замера давлений в гидравлических домкратах.

Испытания свай статической осевой вдавливающей нагрузкой. При испытаниях вдавливающей нагрузкой свай всех видов рекомендуется учи-

тывать следующие обстоятельства: до испытания статической вдавливающей нагрузкой торцовую поверхность головы (верхнего конца) сваи в случае необходимости надо выровнить цементно-песчаным раствором. Сваи с поврежденным верхним концом могут быть испытаны только при условии усиления его стальной обоймой; после окончания испытаний таких свай вдавливающей нагрузкой их можно использовать в составе фундамента; анкерные свайные элементы можно использовать в составе фундамента, если не зафиксированы их остаточные перемещения, в противном случае элементы необходимо допогрузить и после этого учесть в работе фундамента.

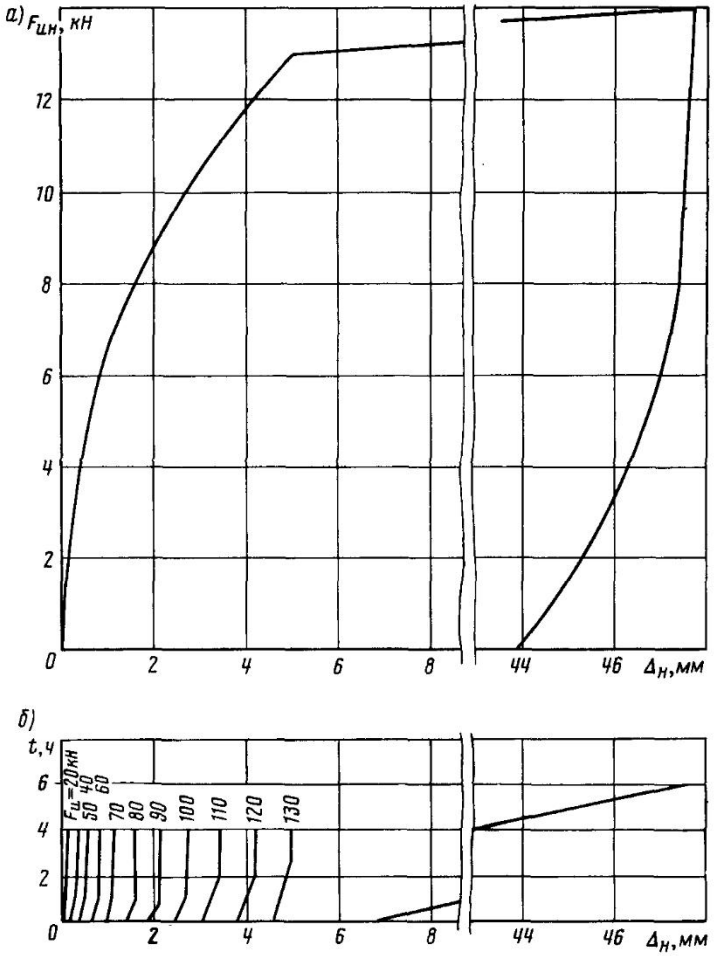


Рис. 4.3. Графики результатов испытания свайного элемента статической горизонтальной нагрузкой:

а—зависимость перемещения элемента $\Delta_н$ от нагрузки $F_{ин}$; *б*—зависимость перемещения элемента $\Delta_н$ во времени t

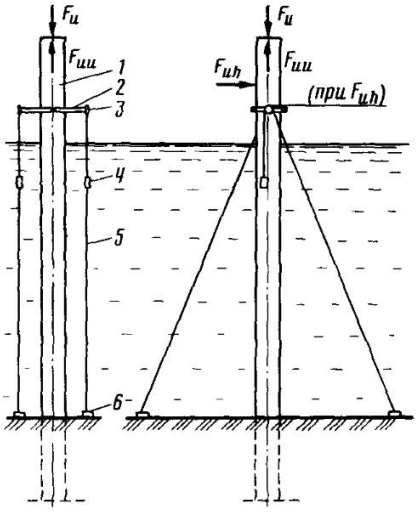


Рис. 4.4. Схема использования грузов в качестве реперов:

1—испытываемый свайный элемент; *2*—прикрепляемая к элементу съемная консоль для установки прогибомера; *3*—прогибомер; *4*—грузик массой 2—3 кг; *5*—проволока диаметром 0,5 мм; *6*—груз на дне русла

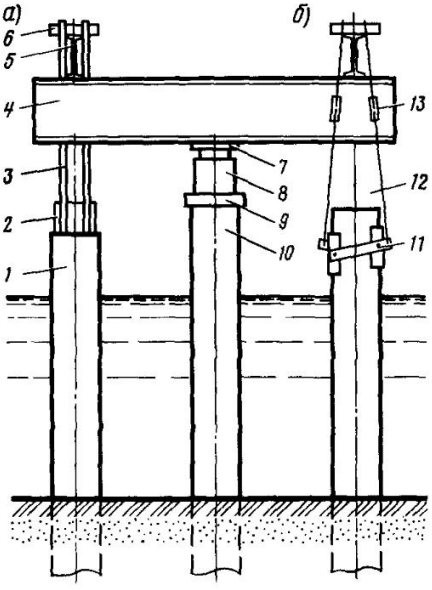


Рис. 4.5. Установка для испытания сваи вдавливающей нагрузкой:

а—закрепление домкратной балки к анкерной свае с использованием выпусков ее арматурных стержней; *б*—то же с помощью инвентарного самоанкерующего устройства; *1*—анкерная свая; *2*—обечайка для приварки выпусков арматурных стержней и анкерных тяг; *3*—анкерная тяга; *4*—домкратная балка; *5*—закладная балка; *6*—закладной элемент; *7*—верхняя прокладка; *8*—гидравлический домкрат; *9*—нижняя прокладка; *10*—испытываемая свая; *11*—самоанкерующее устройство; *12*—гибкая тяга; *13*—натяжная муфта

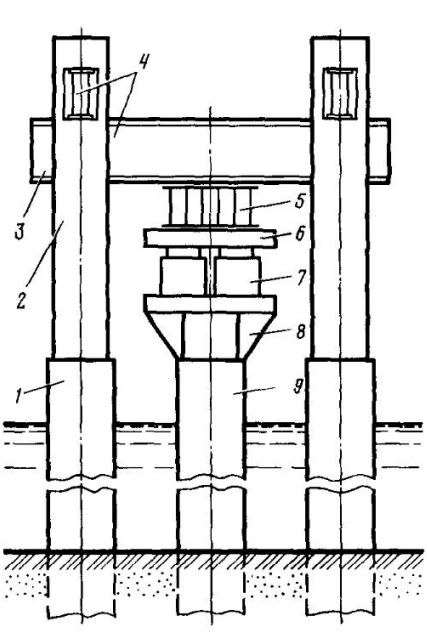


Рис. 4.6. Установка для испытания вдавливающей нагрузкой свайного элемента:

1—анкерный свайный элемент; *2*—стальная труба, привареиная к выпускам арматурных стержней свайного элемента; *3*—балка; *4*—закладные балки; *5*—упорная балочная конструкция; *6*—прокладник; *7*—гидравлический домкрат; *8*—оголовок испытываемого элемента; *9*—испытываемый элемент

В зависимости от положения испытываемого элемента относительно вертикали, значения испытательной нагрузки, наличия или отсутствия анкерных устройств элементы нагружают с помощью гидравлического домкрата (батареи домкратов) или тарированного груза.

Наиболее распространен способ нагружения испытываемых элементов с помощью гидравлического домкрата или батареи домкратов, упираемых в балочную конструкцию, закрепленную за анкерные сваи (рис. 4.5), оболочки (рис. 4.6), за плиту фундамента или надфундаментную конструкцию (рис. 4.7).

Анкерную установку, применяемую для загружения испытываемого элемента с помощью гидравлического домкрата (батареи домкратов), необходимо проектировать с учетом следующих требований: установка должна быть рассчитана на усилие, превышающее в 1,5 раза наибольшую испытательную нагрузку; грузоподъемность домкрата (батареи домкратов) должна превышать не менее чем в 2 раза наибольшую испытательную нагрузку; балочная конструкция для упора домкратов должна крепиться с помощью тяг, приваренных к обнаженной арматуре анкерных элементов. Вместо этого допускается использовать самозахватывающие анкерные крепления, анкерные пучки или другие аналогичные конструкции (см. рис. 4.5); максимальный прогиб балочной конструкции не должен превышать 1/250 ее расчетного пролета; число анкерных свай, оболочек или столбов должно назначаться в зависимости от значения испытательной нагрузки, предельного сопротивления анкерных элементов по грунту и материалу на растяжение; расстояние в свету от испытываемого элемента до каждой из анкерных должно быть не меньше удвоенного наибольшего размера поперечного сечения забивных свай и 1 м при испытании оболочек и буровых свай; заглубление в грунт анкерных элементов не должно превышать заглубления испытываемых элементов; если для нагружения испытываемого элемента используют два гидравлических домкрата или более, они должны подключаться к одному насосу или одной насосной станции, или к специальному устройству автоматического поддержания заданного давления; конструкция установки домкратов должна исключать возможность их выброса в сторону, для чего необходима постановка над домкратом и под ним прокладок из фанеры или рубероида.

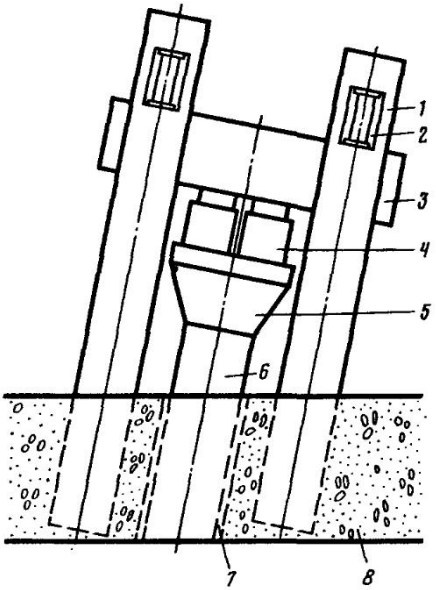


Рис. 4.7. Установка для испытания вдавливающей нагрузкой наклонного свайного элемента в опоре:
1—анкерная тяга; *2*—закладная балка; *3*—домкратная балка; *4*—гидравлический домкрат; *5*—оголовок испытываемого элемента; *6*—испытываемый элемент; *7*—отверстие для испытываемого элемента; *8*—ростверк фундамента или надфундаментная часть опоры

Опробование гидравлической системы не допускается, если при этом возможно нагружение испытываемого элемента.

Нагрузка на испытываемый элемент должна плавно прикладываться вдоль его оси.

Испытываемые элементы рекомендуется нагружать до наступления их предельного сопротивления по грунту

согласно критерию, приведенному в п. 4.1.

Если через 24 ч в глинистых грунтах и через 12 ч в песчаных не наблюдается затухания перемещения испытываемого элемента за одну ступень нагружения, то допускается прекращение испытания независимо от значения достигнутой нагрузки. В этих случаях организация, проектировавшая сооружение, должна принять решение о допогружении элементов и повторном испытании или об уменьшении на них расчетных нагрузок.

Результаты испытаний свайного элемента вдавливающей нагрузкой должны быть оформлены актом и графиком зависимости перемещений от нагрузки (см. рис. 4.1).

Испытания свай статической осевой выдергивающей нагрузкой. Для испытания допускается использовать элементы, ранее испытанные динамической нагрузкой или статической вдавливающей.

Загружение испытываемых элементов выдергивающей нагрузкой следует производить с помощью гидравлических домкратов.

Испытательные установки для загружения элементов выдергивающей нагрузкой (рис. 4.8) должны удовлетворять требованиям, предъявляемым к установкам для испытания элементов вдавливающей нагрузкой, с той разницей, что анкерные (опорные) элементы будут работать на сжатие, а испытываемый элемент — на выдергивание.

Элементы, которые после испытаний выдергивающей нагрузкой не будут использованы в составе фунда-

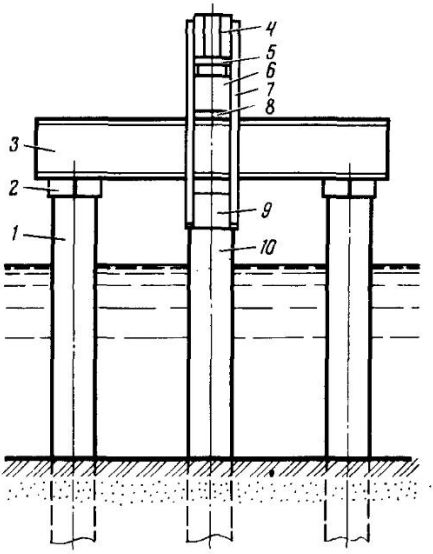


Рис. 4.8. Установка для испытания выдергивающей нагрузкой свайного элемента:

1—опорный элемент; *2*—брусчатая прокладка; *3*—опорная балка; *4*—закладная балка; *5*—верхняя прокладка; *6*—гидравлический домкрат; *7*—анкерная тяга; *8*—нижняя прокладка; *9*—обечайка для приварки выпусков арматурных стержней и анкерных тяг; *10*—испытываемый элемент

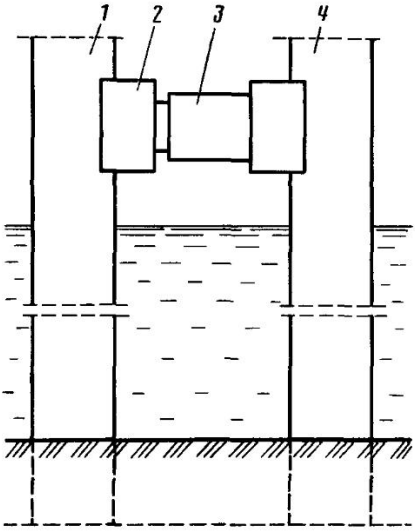


Рис. 4.9. Схема установки домкрата для испытания горизонтальной нагрузкой свайных элементов:

1—испытываемый элемент; *2*—деревянная прокладка; *3*—гидравлический домкрат; *4*—анкерный элемент (элементы)

мента, следует загружать до выхода их из грунта не менее чем на 25 мм.

Элементы, используемые в фундаменте, следует испытывать нагрузками, не превышающими их проектных значений.

Допускается применять в фундаментах свайные элементы, испытанные нагрузками, превышающими расчетные, при условии допогружения таких элементов до отказов, обеспечивающих восприятие расчетных осевых вдавливающих нагрузок.

Для фундаментов мостов за нормативное значение предельного сопротивления испытанного элемента следует принимать значение нагрузки на одну ступень меньше соответствующей нагрузки, при которой приращение выхода элемента из грунта за одну ступень загружения (при общем выходе элемента более 25 мм) превышает в 5 раз и более приращение выхода, полученное за предшествующую ступень загружения; перемещение элемента непрерывно возрастает без увеличения нагрузки.

Элементы следует испытывать с «условной стабилизацией» перемещений во времени (для каждой ступени нагрузки), характеризуемой скоростью выхода элементов из грунта не более 0,1 мм за последний час наблюдений.

Испытания свай статической горизонтальной нагрузкой. Для испытания горизонтальной нагрузкой допускается использовать сваи (свайные элементы), ранее испытанные вдавливающей или выдергивающей нагрузками. Испытания элементов следует производить с помощью гидравлического домкрата или полиспаста.

Наибольшее значение горизонтальной испытательной нагрузки должна назначать проектная организация, исходя из полученных по расчету горизонтальных перемещений в уровне поверхности грунта элементов, работающих в составе фундамента, а также различия в характере приложения действующей нагрузки на элемент в испытании и при работе в составе фундамента.

При испытании элементов горизонтальной нагрузкой необходимо учитывать следующие обстоятельства: испытывать рекомендуется элементы крайнего ряда фундамента на нагрузку, направленную во внешнюю его сторону; мощность домкрата должна превышать не менее чем в два раза наибольшее значение горизонтальной испытательной нагрузки; элементы рекомендуется испытывать в распор (рис. 4.9). Для упора домкрата допускается использовать стенку шпунтового ограждения котлована или какую-либо другую конструкцию, рассчитанную на горизонтальную нагрузку, превышающую не менее чем в 1,5 раза наибольшую испытательную нагрузку; нагрузка должна прикладываться так, чтобы направление ее действия пересекало продольную ось испытуемого элемента.

Для замера линейных перемещений испытываемого элемента необходимо установить прогибомеры: два вблизи поверхности грунта или воды и два в уровне приложения нагрузки.

Если элементы после испытаний не будут использованы в составе фундаментов, рекомендуется их загружать до появления горизонтальных перемещений в уровне грунта не менее: 30 мм — для свай и 50 мм — для оболочек и столбов.

Результаты испытаний элемента горизонтальной нагрузкой должны быть оформлены актом и графиком зависимости перемещений от нагрузки (см. рис. 4.3).

4.4. ИСПЫТАНИЯ ГРУНТОВ ШТАМПОМ

Испытания штампом проводят для оценки нормативного значения предельного сопротивления грунтов всех видов в уровне подошвы фундаментов мелкого и глубокого заложения, в георазведочных шурфах и скважинах, а также на забое нижней части свай-оболочек и скважин для устройства буровых свай.

При испытаниях грунтов штампом и оценке получаемых результатов необходимо учитывать следующее обстоятельство: полученные результаты испытаний характеризуют значения несущей способности и осадки основания из слоя однородного грунта, расположенного под штампом на глубину активной сжимаемой толщи, равную примерно удвоенной ширине подошвы штампа.

Использование результатов штамповых испытаний для определения несущей способности и осадок оснований фундаментов приводит к погрешностям тем большим, чем выше степень неоднородности механических свойств грунтов, расположенных по глубине активной толщи основания фундамента. В процессе подготовки и проведения испытаний должно обеспечиваться сохранение природного сложения грунтов под штампом, т. е. не допускаться его разуплотнение, изменение естественной влажности вследствие замачивания, высушивания или промерзания; должно обеспечиваться плотное прилегание штампа к поверхности грунта; подошва штампа должна располагаться в уровне заложения фундамента со сплошной подошвой или низа свайного элемента.

За нормативное значение предельного сопротивления грунта основания по результатам штамповых испытаний следует принимать значение удельного давления штампа на грунт на одну ступень меньше давления, при котором приращение осадки за одну ступень загружения (при общей осадке более 40 мм) превышает в 5 раз и более приращение осадки, полученное за предшествующую ступень нагружения. Испытания несущей способности грунтов, за исключением крупнообломочных отложений, плотных песков, твердых и полутвердых глин, рекомендуется доводить до нагрузки, при которой может быть достигнуто предельное сопротивление грунта основания.

Если при максимальном давлении в испытании несущей способности грунтов осадка штампа за одну ступень загружения не превысит в 5 раз и более приращение осадки за предшествующую ступень и общая осадка окажется меньше 40 мм, допускается условно принимать удельное давление за предельное сопротивление грунта основания.

В случаях когда осадки штампа на каждой ступени загружения условно затухают за период менее одних суток и приращение осадки на последней ступени не превышает в 5 раз приращение осадки за предшествующую ступень, но общая осадка штампа превышает 40 мм, решение о принятии значения предельного сопротивления грунта и типа фундамента должно приниматься индивидуально с учетом характерных особенностей грунта основания.

Испытания грунтов штампом производят ступенчато-возрастающей вдавливающей нагрузкой так же, как и для свай.

Испытания начинают с предельного уплотнения грунта нагрузкой, создающей природное давление на грунт в уровне подошвы штампа, но не менее 50 кПа.

При назначении первой ступени нагрузки для предварительного уплотнения грунта штампом следует учитывать вес элементов испытательной установки, передающийся на штамп. Предварительное уплотнение грунта и последующее нагружение штампа производят ступенями, создающими давления в уровне подошвы штампа: крупнообломочных и плотных песчаных грунтов — 100 кПа; песчаных грунтов средней плотности — 50 кПа; глинистых грунтов от 50 до 100 кПа в зависимости от их показателя текучести.

При испытаниях грунтов дочетвертичного периода ступени нагрузки могут быть приняты соответствующими давлениям до 200 кПа.

В процессе предварительного уплотнения грунта штампом каждую ступень нагрузки рекомендуется выдерживать не менее: при крупнообломочных и песчаных грунтах — 5 мин; при глинистых грунтах — 30 мин.

Последнюю ступень нагрузки предварительного уплотнения и все последующие ступени испытания следует выдерживать до условной стабилизации осадки основания, за которую принимают приращение осадки штампа не более 0,1 мм в течение 30 мин при крупнообломочных и песчаных грунтах и 1 ч при глинистых грунтах. Время выдержки каждой последующей ступени нагрузки должно быть не менее времени выдержки предыдущей.

Общее число ступеней нагрузки штампа, включая последнюю ступень нагрузки для предварительного уплотнения грунта, должно быть не менее пяти.

Осадку штампа следует определять как среднее арифметическое значение из показаний двух прогибомеров, измеряющих с точностью 0,1 мм осад-

ку двух противоположных сторон штампа.

Результаты испытаний грунтов штампом необходимо оформить по аналогии с испытаниями свайного элемента вдавливающей нагрузкой.

Испытания грунтов штампом в котлованах, шурфах и скважинах. Для испытаний в котлованах и шурфах следует применять жесткий круглый штамп с плоской подошвой площадью 2500 см^2 при крупнообломочных отложениях, плотных песках и глинистых грунтах с показателем текучести $I_L \leqslant 0{,}25$ и 5000 см^2 при песках средней плотности и глинистых грунтах с показателем текучести $I_L > 0{,}25$.

Форму и размеры поперечного сечения в плане шурфов назначают исходя из удобства производства работ по установке штампа, монтажу и демонтажу испытательной и реперной установок. Минимальный размер шурфа в плане 1,5×1,5 м. Способы проходки шурфов, скважин и других выработок должны обеспечить сохранность естественного состояния грунтов забоя выработки.

Для испытаний грунтов в буровых скважинах рекомендуется использовать жесткий круглый штамп с плоской подошвой площадью не менее 600 см^2.

Для испытания следует использовать скважины диаметром не менее 33 см.

Скважины в грунтах надлежит бурить вертикально с инвентарными обсадными трубами до отметки испытания. При испытании несущей способности нескальных грунтов скважины следует бурить станками вращательного действия. При бурении и испытании водонасыщенных грунтов не допускается понижение уровня грунтовых вод в скважине по сравнению с природным.

Дно скважины должно располагаться на 0,1—0,2 м выше уровня установки подошвы штампа. Зачистку оставшегося грунта производят непосредственно перед установкой штампа.

Загрузку штампа можно производить с помощью гидравлического домкрата или тарированного груза на загрузочной платформе, усилие от которых должно прикладываться по центру штампа.

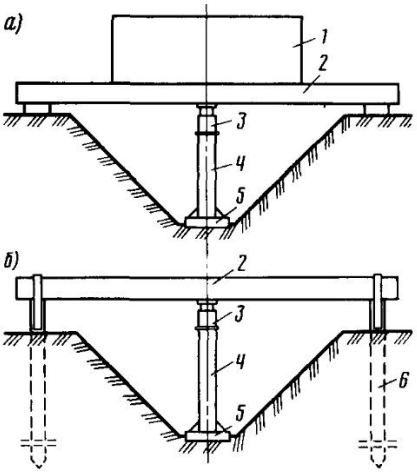


Рис. 4.10. Установки для испытания грунтов штампом:

а—с использованием пригруза; *б* — с использованием анкерных свай; *1*—пригруз; *2*—домкратная балка; *3*—гидравлический домкрат; *4*—стальная труба; *5*—штамп; *6*—анкерная свая

Испытательные установки для загружения штампа с помощью гидравлического домкрата, упираемого в платформу с грузом (рис. 4.10, *а*) или в балку, закрепленную за анкерные сваи (рис. 4.10, *б*), должны удовлетворять следующим требованиям: вес платформы с грузом должен превышать не менее чем в 1,5 раза значение максимальной испытательной нагрузки, назначаемой проектной организацией; платформа должна опираться на четыре точки, по две с каждой стороны котлована или шурфа.

Места крепления реперной установки должны быть удалены не менее чем на 1 м от краев выработки, в которой производится испытание, или на 1,5 м от боковой поверхности штампа.

В сухих или осушенных котлованах и шурфах штамп следует устанавливать на спланированную площадку основания. В случае затруднений с осуществлением непосредственной зачистки грунта планировку площадки рекомендуется произвести путем отсыпки

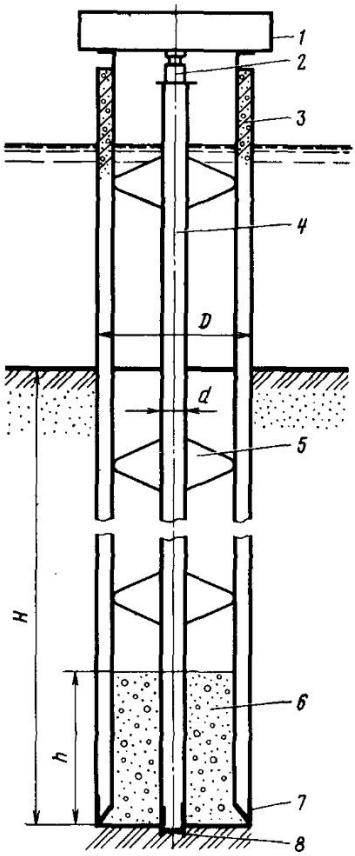


Рис. 4.11. Установка для испытания штампом грунта в основании свай-оболочки:

1—домкратная балка; *2*—гидравлический домкрат; *3*—свая-оболочка; *4*—труба штампа; *5*—центратор; *6*—грунтовая засыпка; *7*—нож свай-оболочки; *8*—штамп

маловлажного песка слоем толщиной до 5 см на поверхность крупнообломочных отложений и до 2 см на поверхность глинистых грунтов.

Для обеспечения плотного прилегания штампа к грунту следует его подошву смазать техническим маслом, а после установки на грунт или песчаную подготовку повернуть вокруг вертикальной оси несколько раз на четверть оборота в противоположных направлениях.

Глинистый грунт в пределах зоны расположения штампа в период положительных температур воздуха следует защищать от избыточного увлажнения путем устройства отводов воды, а при отрицательных температурах воздуха — от промерзания устройством теплоизолирующего покрытия штампа и прилегающей к нему зоны грунтов.

Испытания грунтов штампом в оболочках. Для испытания грунтов в основании железобетонных свай-оболочек, стальных инвентарных и неинвентарных труб следует применить штамп диаметром не менее 300 мм.

В качестве штампа рекомендуется использовать стальную трубу (рис. 4.11), в нижнюю часть которой вваривают днище, являющееся штампом, а в верхнюю — площадку для упора гидравлического домкрата. Сама труба представляет собой штангу, передающую нагрузку от домкрата на штамп. Днище-штамп следует приварить на расстоянии 5 см от низа трубы.

Для обеспечения установки штампа по центру оболочки к трубе надо приварить через каждые 3,5—4 м по ее длине центрирующие направляющие фиксаторы. В качестве загрузочного устройства для штампа следует использовать гидравлический домкрат, реактивное давление от которого воспринимается балкой, прикрепляемой болтами к верху оболочки. Измерения осадки штампа производят двумя прогибомерами, которые крепят к верхней части трубы штампа.

Чтобы обеспечить плотное прилегание штампа к грунту, установленную в оболочку трубу со штампом необходимо 2—3 раза повернуть на полоборота вокруг продольной оси.

Для обеспечения условий подобия работы основания под штампом и под оболочкой рекомендуется применять засыпку песком (после установки штампа) внутренней полости оболочки на высоту h, равную

$$h = \frac{d}{D} H,$$

где d и D — диаметры соответственно штампа и оболочки; H — заглубление низа оболочки от поверхности грунта.

РАЗДЕЛ ВТОРОЙ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ МОСТОВ

Глава 5

ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ

5.1. МЕТОДЫ И НОРМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Проектирование каждого основания и фундамента[1] включает: выбор материалов и обоснование конструктивной формы фундамента; расчет глубины заложения фундамента или его элементов; определение размеров фундамента, его элементов и их числа; определение давления фундамента или его элементов на грунт, а также осадки, крена и горизонтального перемещения верха фундамента; расчет его устойчивости на сдвиг.

Надежность оснований и фундаментов обеспечивается расчетами, учитывающими возможные неблагоприятные характеристики материалов, сочетания нагрузок и воздействий, а также условия эксплуатации мостов, в том числе их фундаментов.

Основания и фундаменты мостов рассчитывают на воздействие предусмотренных СНиП 2.05.03-84 нагрузок по методу предельных состояний (табл. 5.1), при наступлении которых основание, фундамент в целом перестают удовлетворять заданным эксплуатационным требованиям или требованиям в период его возведения.

Предельные состояния подразделяют на две группы: первая — по потере несущей способности или непригодности к эксплуатации; вторая — по непригодности к нормальной эксплуатации.

Осадки фундаментов разрешается не рассчитывать: при опирании их на скальные породы, крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем или твердые глины для мостов всех систем и пролетов; при опирании на прочие грунты — мостов внешне статически определимых систем с пролетами до 55 м на железных дорогах и до 105 м на автомобильных дорогах.

Основными параметрами механических свойств грунтов, принимаемыми в расчетах несущей способности оснований и их деформаций, являются расчетные значения прочностных и деформационных характеристик грунтов (угла внутреннего трения, удельного сцепления, модуля деформации или коэффициента пропорциональности, сопротивлений одноосному сжатию и сдвигу скальных грунтов и твердых глин), определяемых по гл. 3 настоящего справочника.

Расчетные значения характеристик грунта, используемых для определения несущей способности оснований, принимают согласно указаниям пп. 2.13—2.16 СНиП 2.02.01-83.

Несущую способность оснований, для определения которой не разработаны соответствующие достоверные методы расчета с использованием прочностных характеристик грунтов, принимают расчетные сопротивления грунтов согласно приложению 24 СНиП 2.05.03-84.

В расчетах несущей способности оснований и устойчивости положе-

[1] В этой главе и далее термин «фундамент» включает сведения не только о фундаменте традиционных опор с ростверком и надфундаментной частью, но и о безростверковых опорах, стойки которых, являясь одновременно фундаментом и надфундаментной частью, сверху объединены подферменной плитой.

Таблица 5.1. **Виды расчетов оснований и фундаментов по методу предельных состояний**

Виды расчетов	Фундаменты мелкого заложения		Фундаменты глубокого заложения	
	Устоев и опор на береговых склонах	Промежуточные опоры	Устоев и опор на береговых склонах	Промежуточные опоры
Первая группа предельных состояний по:				
несущей способности оснований	+	+	+	+
устойчивости фундаментов против опрокидывания	+	+	—	—
устойчивости фундаментов против плоского сдвига	+	—	+	—
то же против глубокого сдвига	+	—	+	—
устойчивости фундаментов при воздействии сил морозного пучения	+	+	+	+
прочности и устойчивости конструкций фундаментов	+	+	+	+
Вторая группа предельных состояний по:				
деформациям оснований и фундаментов (осадкам, кренам, горизонтальным перемещениям)	+	+	+	+
трещиностойкости железобетонных конструкций фундаментов	+	+	+	+
то же бетонных фундаментов	—	—	+	+

ния фундаментов на опрокидывание и сдвиги учитывают взвешивающее действие воды на грунты и части фундаментов и опор, расположенные ниже уровня поверхностных или подземных вод, если фундаменты заложены в крупнообломочных отложениях с песчаным заполнителем, песках, супесях и илах — во всех случаях, за исключением расчетов несущей способности оснований по условным сопротивлениям. При заложении фундаментов в суглинках, глинах и крупнообломочных отложениях с глинистым заполнителем взвешивающее действие воды учитывают в случаях, когда оно создает более неблагоприятные расчетные условия. Уровень воды принимают невыгоднейший — наинизший или наивысший.

Влияние взвешивающего действия воды учитывают путем:

а) уменьшения расчетного давления фундамента на основание от собственного веса опоры и пролетных строений и веса грунта, расположенного на обрезах фундамента (или на других элементах опоры);

б) уменьшения расчетных сопротивлений водонасыщенных крупнообломочных отложений, песков, супесей и илов вследствие уменьшения удельного веса таких грунтов.

Удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды

$$\gamma_{sb} = (\gamma_0 - \gamma_w)\frac{1}{1+e},$$

где γ_0 — удельный вес частиц грунта, принимаемый в среднем 27 кН/м^3; γ_w — удельный вес воды, равный 10 кН/м^3; e — коэффициент пористости грунта.

Фундаменты мостов следует проектировать, руководствуясь указаниями СНиП 2.05.03-84, СНиП 2.02.01-83 и СНиП 2.02.03-85 с использованием рекомендаций гл. 6—10 настоящего справочника.

5.2. МАТЕРИАЛЫ

Фундаменты мелкого и глубокого заложения возводят преимущественно из железобетона и бетона, а в редких случаях для свайных элементов используют лесоматериал и сталь. Деревянные сваи применяют главным образом в местах наличия сильноагрессивной среды по отношению к бетону

Таблица 5.2. **Классы и морозостойкость бетона для элементов фундаментов**

Элементы фундаментов	Класс бетона для всех районов страны	Марки бетона по морозостойкости $M_{рз}$ для климатических условий		
		умеренных	суровых	особо суровых
В подземной или подводной зоне (в грунте или в воде)				
Сваи забивные	В 25	Не нормируется	Не нормируется	Не нормируется
Сваи-оболочки (оболочки)	В 35	То же	То же	То же
Буроопускные сваи-столбы (столбы), омоноличиваемые в скважинах	В 27,5	»	»	»
Сваи буровые, бетонируемые в скважинах	В 25	»	»	»
Опускные колодцы монолитные	В 22,5	»	»	»
То же сборные	В 25	»	»	»
Заполнение полости оболочек и уширений	В 20	Не нормируется	Не нормируется	Не нормируется
Заполнение скважин в скальных грунтах	В 25	»	»	»
Ростверки фундаментов сборные	В 25	200	200	300
То же монолитные	В 22,5	100	200	200
В зоне переменного уровня воды				
Сваи	В 35	200	300	400
Оболочки	В 35	200	300	400
Столбы	В 35	200	300	400
Ростверки сборные	В 30	200	300	400
То же монолитные	В 27,5	200	300	400
В надземной или в надводной зоне (над грунтом или водой)				
Сваи	В 30	200	200	300
Оболочки	В 35	200	200	300
Столбы	В 30	200	200	300
Ростверки сборные	В 27,5	200	200	300
То же монолитные	В 25	200	200	300

Примечания. 1. За верхнюю границу подземной или подводной зоны принимают уровень ниже нормативной глубины промерзания грунта или воды (при низком ледоставе) на размер одного диаметра свайного элемента.

2. За верхнюю границу зоны переменного уровня воды принимают отметку на 1 м выше наивысшего уровня ледохода, за нижнюю — верхнюю границу подводной зоны.

3. Верхнюю границу надземной зоны принимают на 1 м выше незатопляемой поверхности грунта, а надводной — верхнюю границу переменного уровня воды.

4. Элементы фундаментов проектируют из бетона, имеющего марку по водонепроницаемости: *W*4 для элементов в подводных и подземных зонах; *W*6 для элементов в зоне переменного уровня воды в умеренных условиях и надводной и надземной зонах в умеренных и суровых условиях; *W*8 для элементов, расположенных в зонах надводной, надземной и переменного уровня воды в особо суровых условиях.

Таблица 5.3. **Арматурная сталь для элементов фундаментов**

Арматурная сталь	Класс арматурной стали	Документ, регламентирующий качество арматурной стали	Марка стали	Диаметр, мм	Элементы с арматурой, не рассчитываемой на выносливость			Элементы с арматурой, рассчитываемой на выносливость		
					Районы со средней температурой наружного воздуха наиболее холодной пятидневки, °С					
					минус 30° и выше	ниже минус 30 до минус 40	ниже минус 40	минус 30 и выше	ниже минус 30 до минус 40	ниже минус 40
Стержневая горячекатаная гладкая	А-I	ГОСТ 5781—82	ВСт3сп2	6—10	+	+	+	+	+	+
		ГОСТ 380—71	ВСт3сп2	12—40	+	+	+	+	+	—
			ВСт3пс2	6—10	+	+	+[1]	+	+[1]	—
			ВСт3пс2	12—16	+	+[1]	—	+	+[1]	—
			ВСт3пс2	18—40	+	+[1]	—	+[1]	—	—
			ВСт3Гпс2	6—10	+	+	+[1]	+	+[1]	—
			ВСт3Гпс2	12—16	+	+[1]	—	+	+[1]	—
			ВСт3Гпс2	18	+	+[1]	—	+[1]	—	—
			Ст3сп3	6—10	+	+	—	—	—	—
			Ст3пс3	6—10	+	+	—	—	—	—
			Ст3кп3	6—10	+	—	—	—	—	—
			ВСт3кп2	6—10	+	—	—	—	—	—
Стержневая горячекатаная периодического профиля	А-II	ГОСТ 5781—82	ВСт5сп2	10—40	+	+	+[1]	+	+	—
			ВСт5пс2	10—16	+	+[1]	—[2]	+	+[1]	—
			ВСт5пс2	18—40	+	—	—	+[1]	—	—
			18Г2С	40—80	+	+	+	+[1]	+[1]	+[1]
	Ас-II		10ГТ	10—32	+	+	+	+	+	+
	А-III		25Г2С	6—40	+	+	+[1]	+	+[1]	+[1]
			35ГС	6—40.	+	+[3]	—	—	—	—
	А-IV		20ХГ2Ц	10—22	+	+	+[4]	+	+	+[4]
	А-V		23Х2Г2Т	10—32	+	+	+[4]	+	+	+[4]

[1] Допускается применять в вязаных каркасах и сетках.
[2] Не допускается к применению, если динамический коэффициент свыше 1,1.
[3] Если динамический коэффициент свыше 1,1, допускается к применению только в вязаных каркасах и сетках.
[4] Только в виде целых стержней мерной длины.

и стали в случаях затруднений с осуществлением эффективных мер по долговечной защите бетона от агрессии. Стальные сваи применяют в сложных инженерно-геологических и других местных условиях, когда использование железобетонных свай невозможно или нецелесообразно.

Для фундаментов используют тяжелый бетон, удовлетворяющий требованиям ГОСТ 25192-82. Классы бетона по прочности на сжатие и марки его морозостойкости принимают не ниже указанных в табл. 5.2 в зависимости от зон расположения элементов фундаментов по отношению к поверхности грунта или воды. Марки бетона по морозостойкости назначают также в зависимости от климатических условий, характеризуемых среднемесячной температурой наиболее холодного месяца в местах возведения мостов согласно указаниям СНиП 2.01.01-82: для умеренных — минус 10 °С и выше, суровых — ниже минус 10 до минус 20 °С, особо суровых — ниже минус 20 °С.

Расчетные сопротивления бетона разных классов при расчете конструкций фундаментов по предельным состояниям первой и второй групп принимают согласно пп. 3.24—3.32 СНиП 2.05.03-84.

Марки стали для арматуры железобетонных элементов фундаментов и безростверковых опор, устанавливаемой по расчету, принимают в зависимости от условий их работы и средней температуры наружного воздуха наиболее холодной пятидневки в районе строительства по табл. 5.3.

Арматурную сталь класса А-II марки ВСт5сп2 допускается применять, если диаметр ее не более 20 мм для элементов фундаментов и безростверковых опор, не рассчитываемых на выносливость; 16 мм — то же для стоек опор, рассчитываемых на выносливость. Такую сталь при диаметре 22 мм и более можно применять только в элементах фундаментов и опор, расположенных в подземной зоне.

Таблица 5.4. **Сталь закладных деталей для элементов фундаментов**

Средняя температура наружного воздуха наиболее холодной пятидневки, °С	Сталь для закладных изделий		
	Марка	Государственный стандарт	Толщина проката, мм
Минус 40 включительно	16ГС-12	ГОСТ 19281—73	4—60
	17ГС-12	ГОСТ 19282—73	4—20
	16Д	ГОСТ 6713—75	4—60
	16ГС-6*	ГОСТ 19281—73	4—60
	17ГС-6*	ГОСТ 19282—73	4—20
	ВСт3сп5	ГОСТ 380—88	12—30
	ВСт3Гпс5		12—30
	ВСт3пс6**		4—10
Ниже минус 40	10ХСНД-2	ГОСТ 6713—75	8—40
	15ХСНД-2		8—50
	09Г2СД-14	ГОСТ 19281—73	4—60
	09Г2С-14	ГОСТ 19282—73	4—60
	10Г2С1-14		4—60
	16ГС-14		4—60
	09Г2СД-8*		4—60
	09Г2С-8*		4—60
	10Г2С1-8*		4—60
	16ГС-8*		4—60

* Только для несвариваемых изделий.

** Только для деталей, воздействие на которые временных вертикальных нагрузок учитывают с динамическим коэффициентом не более 1,1.

Для закладных изделий сборных конструкций в зависимости от средней температуры наружного воздуха наиболее холодной пятидневки в районе строительства мостов следует применять стали марок, указанных в табл. 5.4.

Для закладных изделий, воздействие на которые временной вертикальной нагрузки учитывают с динамическим коэффициентом не более 1,10, а средняя температура наружного воздуха наиболее холодной пятидневки в районе строительства не ниже минус 30 °С, допускается использовать углеродистую сталь обыкновенного качества марки ВСт3пс2 по ГОСТ 380—71 с толщиной проката 4—24 мм.

Для закладных изделий, не рассчитываемых на силовые воздействия, допускается использовать предусмотренные ГОСТ 380—71 стали марок ВСт3кп2 с толщиной проката 4—30 мм и БСт3кп2 с толщиной проката 4—10 мм.

Нормативные и расчетные сопротивления растяжению и сжатию арматурных сталей, используемых в фундаментах, следует применять согласно пп. 3.37—3.46 СНиП 2.05.03-84.

5.3. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

Для проектирования фундаментов моста, включая выбор их типов и оснований, необходимы следующие исходные данные: материалы инженерно-геологических изысканий; данные о проектируемом сооружении, характере и нагрузках, передаваемых на фундаменты; сведения об опыте возведения и эксплуатации зданий и сооружений, ранее построенных вблизи проектируемого моста или в других местах, но в аналогичных инженерно-геологических условиях.

В материалах инженерно-геологических изысканий должны содержаться данные: о характере напластования грунтов в местах расположения проектируемых фундаментов (толщине пластов и особенностях их залегания по глубине и площади); о физических свойствах (плотности, удельном весе, влажности грунтов); о классификационных характеристиках (гранулометрическом составе, степени влажности, относительной плотности песчаных грунтов и показателе текучести глинистых грунтов); о прочностных характеристиках грунтов (параметрах предельного сопротивления— угле внутреннего трения и сцепления грунтов природной плотности и влажности, а также структурной прочности); о характеристиках деформативности грунтов (результатах компрессионных испытаний, модуле деформации грунтов).

Для скальных грунтов, кроме физических свойств, оценивают (в местах естественного залегания) степень трещиноватости и глубину выветренности, а по результатам испытаний кернов определяют временное сопротивление грунтов одноосному сжатию в насыщенном водой и воздушно-сухом состояниях.

Данные о показателях физико-механических свойств грунтов и характере их напластования следует определять для каждого слоя в пределах ожидаемой глубины заложения фундаментов с увеличением ее не менее чем на размер ширины их подошвы, но не менее 10 м для случаев отсутствия прослоек сильносжимаемых грунтов в пределах обследуемой толщи. При наличии прослоек сильносжимаемых грунтов ниже подошвы фундаментов или их элементов глубину бурения геологоразведочных скважин увеличивают минимум на двукратный габаритный размер ширины подошвы фундамента.

Для проектирования фундаментов в районах распространения лёссовых грунтов в материалах инженерно-геологических изысканий должны быть данные: о мощности толщи лёссовых грунтов, а также о виде и характеристиках нижерасположенных нелёссовых грунтов; показателе относительной просадочности каждого характерного слоя грунта после его замачивания под действием собственного веса вышележащей толщи грунтов; типе грунтовых условий по просадочности; об изменении физико-механических характеристик грунтов по глубине исследованной толщи; специфических природных формах рельефа местности (просадочные блюдца, суффозионно-просадочные воронки, эрозионные размывы и т. п.), их приурочен-

ности к определенным геоморфологическим элементам (речным долинам, оврагам, балкам, склонам, террасам и т. п.); наличии в толще лёссовых грунтов и распределении по площади и глубине карбонатных и гипсовых образований.

Места развития оползней должны быть охарактеризованы данными об истории формирования рельефа оползневого склона и приуроченности оползней к определенным геоморфологическим элементам склона; влиянии на формирование оползней особенностей рельефа, геологических структур, тектонических процессов, современных физико-геологических процессов (выветривание горных пород, наличие и изменение уровня подземных вод и пр.); о типах оползней, особенностях их микрорельефа; наличии на площади распространения оползней ранее построенных зданий и сооружений и их состоянии.

Особое внимание должно быть обращено на склоны с напластованием грунтов, имеющих наклон в сторону возможного сползания массива после пригрузки склона весом насыпи или только сооружения.

В местах развития карста должны быть выявлены: распространение, условия возникновения, закономерности проявления и развития карста; влияние карста на существующие сооружения, а также влияние сооружений на дальнейшее развитие карста; виды грунтов с плоскостями и состав подземных вод.

Для закарстованных мест требуются более подробные (и на большую глубину) инженерно-геологические исследования. В материалах таких исследований должны быть сведения: 1) о глубине залегания растворимых пород от естественной поверхности грунтов, особенностях рельефа, их поверхности, мощности, составе и свойствах покровных отложений; 2) мощности толщи растворимых пород, степени их закарстованности, пространственном расположении поверхностных и глубинных форм карста и их влиянии на устойчивость территории; 3) размерах распространения активной (сжимаемой) зоны оснований в пределах закарстованных пород; 4) несущей их способности и покровных отложений; 5) водопроницаемости и водосодержании закарстованных пород, глубине залегания уровня карстовых вод и их напоре; 6) интенсивности развития карста, виде, форме проявления, причинах и условиях, способствующих его развитию.

В местах вынужденного строительства моста на закарстованной территории материалы изысканий должны быть исчерпывающими и совершенно однозначно характеризовать степень и масштаб закарстованности пород, пространственное расположение всех поверхностных и глубинных форм карста.

В местах наличия прослоек сильносжимаемых грунтов необходимо указать их расположение в плане и по глубине; определить физико-механические характеристики грунтов.

В материалах инженерно-геологических изысканий должны содержаться сведения о подземных водах в пределах строительной площадки: 1) абсолютных отметках уровней появления и установления подземных вод; 2) скорости и направлении потока подземных вод; 3) характере сезонного колебания таких вод во времени и, в частности, отметках максимального и минимального уровней вод, а также влиянии атмосферных осадков на изменение этих уровней; 4) химическом составе подземных вод для определения основных показателей их агрессивности по отношению к бетону фундаментов; 5) характере гидравлической связи подземных вод с водами открытых водоемов (рек, озер, прудов и т. п.).

Кроме сведений о подземных водах, в материалах изысканий должны быть данные о поверхностных водах: 1) абсолютных отметках и датах максимального, минимального и рабочего уровней воды в водотоках; 2) максимальных и минимальных расходах воды; 3) датах начала и конца ледостава и ледохода, толщине льда, уровнях ледостава и ледохода, возможных заторах льда; 4) характере и степени агрессивности воды.

При оценке качества материалов инженерно-геологических изысканий необходимо учитывать, что наиболее распространенными недостатками и дефектами таких изысканий являются: недостаточная глубина исследованной

толщи грунтов; ошибки в определении положения границ пластов в плане и по глубине толщи; отступления от общепринятой номенклатуры грунтов; ошибки в определении физико-механических характеристик грунтов; недостаточная полнота освещения особенностей напластования грунтов в пределах склонов и косогоров, а главное, отсутствие оценки их устойчивости, что нередко приводит к непредвиденным значительным деформациям или авариям мостов из-за смещений их устоев.

5.4. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ВЫБОРУ ОСНОВАНИЙ И ТИПА ФУНДАМЕНТОВ

Основания и тип фундаментов рекомендуется выбирать на базе всестороннего анализа следующих, наиболее существенных факторов: 1) особенностей конструкции моста в целом, его пролетных строений и опор; 2) требований, предъявляемых к фундаментам в отношении допустимых осадок кренов и перекосов; 3) значений и характера нагрузок, воспринимаемых фундаментами; 4) особенностей напластования грунтов и их физико-механических свойств; 5) наличия подземных и поверхностных вод и их режима; 6) наличия срезок, подсыпок и размывов дна водотоков; 7) характерных особенностей климатических и местных условий; 8) способов производства работ по строительству фундаментов; 9) результатов технико-экономического сравнения вариантов фундаментов разных типов.

Глубину заложения фундамента следует назначать с учетом: 1) глубины залегания несущего слоя грунта; 2) типа и особенностей конструкции фундамента; 3) глубины размыва дна русла у фундамента; 4) необходимой глубины заделки фундамента в грунт для передачи на него расчетных нагрузок и воздействий при допустимых осадках и перемещениях верха фундамента; 5) влияния напластования грунтов на устойчивость оснований в пределах береговых склонов, влияния колебаний уровня подземных вод на физико-механические свойства грунтов основания; 6) глубины сезонного промерзания грунтов в местах расположения проектируемых фундаментов.

Во всех случаях, где экономически оправдано и возможно, в качестве основания фундаментов мелкого и глубокого заложения принимают скальные и другие малосжимаемые грунты (твердые и полутвердые глины и суглинки, плотные крупнообломочные и песчаные грунты), а также грунты средней сжимаемости (пески средней плотности, тугопластичные глины и суглинки).

При выборе оснований в толще сильносжимаемых, насыпных, просадочных и набухающих грунтов следует *использовать рекомендации* гл. 10.

Если возможен размыв дна у опор, их фундаменты мелкого заложения заглубляют не менее 2,5 м от наинизшего уровня дна водотока после его общего и местного размыва расчетным паводком и не менее 2 м при размыве наибольшим паводком.

В случае невозможности размыва грунта фундаменты мелкого заложения заглубляют от поверхности грунта не менее 1 м. В скальные грунты с пределом прочности на сжатие $R_{c,n} > 50$ МПа подошву таких фундаментов заглубляют не менее 0,1 м, а при $R_{c,n} \leqslant 50$ МПа — не менее 0,25 м.

Заглубление низа свайных элементов в скальные сплошные грунты принимают по расчету, но не менее 0,5 м, а в трещиноватые грунты — не менее 1 м, в остальные грунты — не менее 4 м от уровня поверхности размытого дна при расчетном паводке и не менее 3 м — при наибольшем паводке.

Необходимое заглубление в грунт подошвы фундаментов мелкого заложения или низа свайных элементов следует определять расчетом, пользуясь рекомендациями гл. 6 и 9 соответственно. При этом следует, кроме расчетов оснований по несущей способности грунтов, а фундаментов — по материалу, вычислить вертикальные и горизонтальные перемещения верха фундаментов.

Различные по значению осадки фундаментов соседних опор не должны вызывать появления в продольном профиле проезда дополнительных углов перелома, превышающих для автодорожных и городских мостов 2‰; железнодорожных — 1‰.

Предельные значения продольных и поперечных смещений верха опор

Таблица 5.5. **Глубина заложения подошвы фундаментов или ростверков в зависимости от расчетной глубины промерзания грунтов d_f**

№ п/п	Грунты под подошвой фундаментов или ростверков	Глубина заложения подошвы, м
1	Скальные, крупнообломочные с песчаным заполнителем, пески гравелистые, крупные и средней крупности	Не зависит от d_f
2	Пески мелкие и пылеватые	Не менее $d_f+0{,}25$
3	Супеси, суглинки, глины, а также крупнообломочные грунты с глинистым заполнителем	Не менее $d_f+0{,}25$

Примечания. 1. Толщина слоя грунта несущего пласта под подошвой фундамента должна быть не менее 1 м.

2. Заглубление подошвы фундаментов мелкого заложения и ростверков не зависит от глубины промерзания, если толща грунтов по п. 1 таблицы простирается ниже глубины промерзания и в период промерзания отсутствуют напорные подземные воды.

3. В п. 2 расчетную глубину промерзания грунтов принимают равной ее нормативному значению.

железнодорожных мостов с разрезными балочными пролетными строениями с учетом общего разрыва русла не должны, как правило, превышать значения $0{,}5\sqrt{l_0}$ (в сантиметрах, где l_0 — длина меньшего примыкающего к опоре пролета, принимаемая не менее 25 м).

Особое внимание должно быть обращено на проверку расчетами устойчивости против плоского или глубокого сдвига фундаментов мелкого и глубокого заложения, расположенных на крутых береговых склонах в случаях, когда такие склоны периодически подтапливаются паводковыми водами или при заполнении и срабатывании водохранилищ.

Для предотвращения деформаций фундаментов в период промерзания грунтов подошву фундаментов мелкого заложения или ростверков свайных фундаментов закладывают в соответствии с рекомендациями табл. 5.5.

Нормативную глубину сезонного промерзания грунта принимают равной средней из ежегодных максимальных глубин сезонного промерзания грунтов (по данным наблюдений за период не менее 10 лет) на открытой, оголенной от снега горизонтальной площадке при уровне подземных вод, расположенном ниже глубины сезонного промерзания грунтов.

Нормативную глубину сезонного промерзания грунта d_{fn} (м) при отсутствии данных многолетних наблюдений следует определять на основе теплотехнических расчетов. Для районов, где глубина промерзания не превышает 2,5 м, ее нормативное значение допускается определять по формуле

$$d_{fn}=d_0\sqrt{M_t}, \qquad (5.1)$$

где M_t — безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном районе, принимаемых согласно СНиП по строительной климатологии и геофизике, а при отсутствии в них данных для конкретного пункта или района строительства — по результатам наблюдений гидрометеорологической станции, находящейся в аналогичных условиях с районом строительства; d_0 — величина, принимаемая равной для: суглинков и глин — 0,23 м; супесей, песков мелких и пылеватых — 0,28 м; песков гравелистых, крупных и средней крупности — 0,30 м; крупнообломочных грунтов — 0,34 м.

Значение d_0 для грунтов неоднородного сложения определяют как средневзвешенное в пределах глубины промерзания.

Расчетная глубина сезонного промерзания грунта

$$d_f=k_h d_{fn}, \qquad (5.2)$$

где k_h — коэффициент, принимаемый равным 1,1, кроме районов с отрицательной среднегодовой температурой воздуха, для которых значение d_f определяют теплотехническим расчетом согласно СНиП II-18-76; d_{fn} — нормативная глубина промерзания.

Выбор типа фундаментов рекомендуется начинать с обследования экономической целесообразности и возможности применения безростверковых опор из свайных элементов. Если такие опоры окажутся неприемлемыми, следует рассмотреть фундаменты из тех же элементов, но с ростверком, расположенным над поверхностью грунта или дна водотока, а иногда и над уровнем низких вод. Фундаменты с ростверком, заглубленным в грунт, надо применять в крайних случаях, когда по местным условиям нормального пропуска ледохода, лесосплава, селевых потоков или по эстетическим требованиям ростверк нельзя расположить над грунтом или поверхностью воды.

При выборе типа безростверковых опор следует в первую очередь воспользоваться типовыми проектами таких опор. Кроме типовых, рекомендуется обследовать целесообразность применения безростверковых устоев из свайных элементов, заглубляемых в грунт с поверхности предварительно отсыпанных и уплотненных участков насыпей, примыкающих к мостам. Преимущество таких устоев заключается в возможности использования связных грунтов насыпи взамен обсыпки их дренирующими грунтами; исключаются ручные работы, связанные с уплотнением грунта между свайными элементами, и повышается его качество, резко уменьшается горизонтальное давление грунтов насыпи на устои, что способствует значительному облегчению их конструкции.

Использование буровых свай, сооружаемых с применением инвентарных обсадных труб и подводного бетонирования, допускается при обязательном контроле за соблюдением требований технологии работ. Применение буровых свай, бетонируемых при наличии в скважине глинистого раствора или избыточного давления воды, следует рассматривать как вынужденное решение, возможное при строгом контроле качества работ в период строительства фундаментов.

Выбору типа фундаментов на склонах и косогорах должна обязательно предшествовать проверка их устойчивости на сдвиг в период эксплуатации мостов. При положительных результатах такой проверки следует рассмотреть в первую очередь возможность и целесообразность строительства безростверковых опор, а затем фундаментов с ростверком, расположенным над грунтом.

Фундаменты с заглубленным в грунт ростверком можно рекомендовать в виде исключения, особенно для устоев. Если на склонах предстоит расположить устои и опоры, то в их конструкции минимум один-два передних ряда свай необходимо предусмотреть с наклоном в сторону отверстия моста.

Оболочки и столбы фундаментов и безростверковых опор рекомендуются для любых грунтов, включая крупнообломочные и скальные.

Сваи целесообразно применять в грунтах, допускающих забивку на расчетную глубину без устройства лидерных скважин. Не рекомендуются сваи для фундаментов с ростверком над грунтом в пределах водотоков, где возможно абразивное истирание бетона, а также для безростверковых опор в руслах постоянных водотоков с ледоходом.

Опускные колодцы целесообразны в разных грунтах, для разработки и удаления которых (из колодцев) у строительных организаций имеется достаточно эффективное технологическое оборудование, особенно по удалению крупных валунов, зачистке и планировке поверхности скальных пород, твердых глинистых грунтов и сцементированных песков и крупнообломочных отложений.

При выборе оптимальных конструкций опор и фундаментов необходимо стремиться к использованию минимального числа вертикальных элементов возможно меньшего поперечного сечения. Это требование можно выполнить, если низ элементов опирать на малосжимаемые грунты или скальные породы, а в грунтах средней сжимаемости применять элементы с уширенной пятой.

При недостаточной жесткости фундаментов или безростверковых опор в горизонтальном направлении часть элементов следует располагать в наклонном положении.

Оптимальными следует считать решения, где в качестве оснований приняты грунты, при заглублении в которые в поперечном сечении элементов вблизи плиты фундамента или опоры осевые сжимающие напряжения от расчетных нагрузок в бетоне полых и сплошных свай или полых оболочек с утолщенной стенкой будут в диапазонах 10—12 МПа, а в бетоне буровых свай — 6—7 МПа. Это условие можно выполнить, опирая низ элементов на грунты с высокой несущей способностью или устраивая уширенные пяты.

В большинстве случаев более целесообразно увеличивать глубину заложения элементов с целью опирания их низа на хорошие грунты, чем увеличивать число элементов меньшей длины, опертых на более слабые грунты.

При назначении глубины заложения фундаментов необходимо учитывать, что серийно выпускаемым в настоящее время оборудованием можно погрузить в толщу разных покровных отложений, например в рыхлые пески или пластичные связные грунты: призматические сваи на глубину до 40 м; стальные забивные сваи — до 70; железобетонные оболочки — до 50; буровые сваи — до 40; опускные колодцы — до 40 м. Глубины погружения перечисленных элементов в случае необходимости могут быть увеличены, если применить более эффективные технологическое оборудование и методы производства работ.

Тип и глубину заложения фундамента нужно назначать на основании анализа результатов эскизного обследования разных вариантов по затратам материалов, труда и стоимости (см. гл. 6—9).

Глава 6
ФУНДАМЕНТЫ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

6.1. ТИПЫ, ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ И КОНСТРУКЦИИ ФУНДАМЕНТОВ

Отличительные особенности фундаментов мелкого заложения:

нагрузка на основание передается только через подошву фундамента при глубине его заложения до 5 м;

соотношение размеров ширины к высоте такое, при котором эти фундаменты считают как жесткие конструкции;

фундаменты устраивают в огражденных или неогражденных (открытых) котлованах.

Типы фундаментов по конструкции — массивные, плитные, плитно-ребристые, комбинированные. По способу изготовления — монолитные, сборные, сборно-монолитные.

Область (условия) рационального применения фундаментов: грунты высокопрочные (скальные, крупнообломочные, плотные пески, твердые и полутвердые глины), средней прочности (пески средней плотности, тугопластичные глины).

Глубину заложения фундаментов принимают с учетом:

конструктивных особенностей моста и надфундаментной части опор;

глубины заложения фундаментов опор, расположенных вблизи моста;

инженерно-геологических условий площадки строительства (физико-механических свойств грунтов, характера их надпластований, наличия слоев, склонных к скольжению, степени выветривания скальных грунтов, наличия карстовых полостей и пр.);

гидрогеологических условий площадки строительства и возможных их изменений в процессе строительства и эксплуатации моста;

возможного размыва грунта у опор, возводимых в руслах водотоков;

глубины сезонного промерзания грунтов.

6.2. КОНСТРУИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ

Выбор рационального типа фундамента производят исходя из конкретных условий строительной площадки, характеризуемых материалами инженерных изысканий, расчетных нагрузок, действующих на фундамент, на основе результатов технико-экономического сравнения возможных вариантов проектных решений фундаментов (с оценкой по приведенным затратам). Сравнение выполняют с учетом требований экономного расходования основных строительных материалов, обеспечивающего наиболее полное использование прочностных и деформационных характеристик грунтов и прочностных свойств материалов фундаментов, а также с учетом реальных возможностей строительной организации:

1) фундаменты закладывают в грунт на глубине, определяемой расчетами несущей способности оснований и фундаментов, принимаемой не менее значений, приведенных в гл. 5 и СНиП 2.02.01-83;

2) на суходолах фундаменты должны быть заложены не менее чем на 0,25 м ниже глубины зимнего промерзания грунта;

3) в пределах водотоков фундаменты должны быть заложены в грунт ниже уровня местного размыва, определяемого при расчетном и наибольшем расходах воды, на глубине, требуемой по расчету на действие расчетной и эксплуатационной нагрузок;

4) обрез фундамента может быть расположен ниже (рис. 6.1, *а*) и выше (рис. 6.1, *б*) поверхности грунта или воды. При расположении фундамента в пределах колебания уровней воды и льда фундаменту придают обтекаемую форму, а на обрезе устраивают фаски не менее 0,3×0,3 м (см. рис. 6.1, *б*);

5) при необходимости устройства уступов фундамента их размеры должны быть обоснованы расчетом, а поверхности, соединяющие внутренние ребра уступов, не должны отклоняться от вертикали на угол более 30°;

6) развитие фундамента следует делать с таким расчетом, чтобы получить наименьший эксцентриситет равнодействующей всех постоянных сил, действующих на опору, относительно центра тяжести основания; фундаменты устоев балочных мостов развивают в сторону от насыпи в пролет, фундаменты опор арочных мостов — в сторону действия распора;

7) тампонажный слой бетона, уложенного подводным способом, запрещается использовать в качестве рабочей (несущей) части фундамента.

В типовых конструкциях опор мостов, путепроводов и эстакад

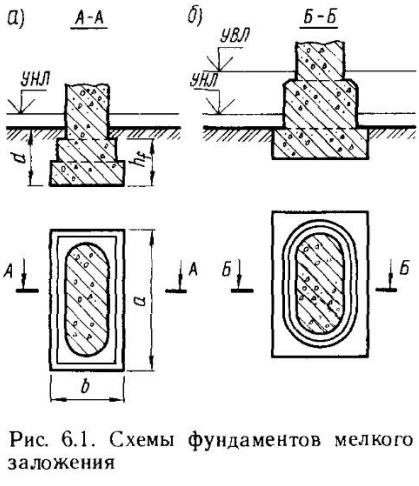


Рис. 6.1. Схемы фундаментов мелкого заложения

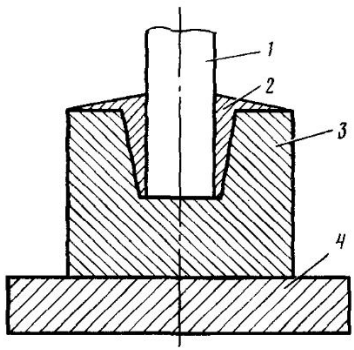


Рис. 6.2. Схема фундамента стаканного типа:
1—стойка; *2*—бетон замоноличивания; *3*—стакан; *4*—плита

Таблица 6.1. **Фундаменты типовых конструкций опор железнодорожных мостов и путепроводов**

№ проекта		Наименование проекта	Характеристика проекта			Тип фундаментов	Условное сопротивление грунта, основания, МПа	Проектная организация	Год выпуска проекта
общий	инвентарный		Высота насыпи, м	Материал пролетных строений	Пролет или длина, м				
3.501-79	828	Опоры железнодорожных мостов под пролетные строения 16,5—34,2 м	6,0—15,5	Железобетонные и металлические	16,5—34,2	Монолитные	0,25 0,30 0,35	Ленгипротрансмост	1971
3501.1-121	1222	Опоры железнодорожных мостов пролетами до 15 м, сооружаемые с использованием местных материалов	3,0—8,0	Железобетонные	4,0—16,5	»	0,20 0,25 0,30	»	1980
3501-70	845	Сборные опоры железнодорожных мостов под пролетные строения от 33,0 до 66,0 м с вариантами опускных колодцев		Металлические	33,0—66,0	»	0,30	Гипротрансмост	1972
3501-92	999	Типовые конструкции опор под сталежелезобетонные пролетные строения железнодорожных мостов пролетами от 44 до 66 м с вариантом для районов вечной мерзлоты		Металлические	44,0—66,0	Монолитные	0,35	Гипротрансмост	1974
503-50	636	Балочные путепроводы под один железнодорожный путь через железные и автомобильные дороги		Железобетонные и металлические	9,3—66,0	Монолитные и сборные	0,2 0,3 0,35	»	1973
501-2-259	708	Сборные железобетонные мосты пролетами до 15 м при высоте насыпи до 8 м под железную дорогу нормальной колеи	До 8	Железобетонные	6,0—16,5	Сборные	0,24—0,38	Лингипротрансмост	1974

Таблица 6.2. **Фундаменты типовых конструкций опор и путепроводов на автомобильных дорогах**

№ проекта		Наименование проекта	Характеристика проекта		Тип фундаментов	Условное сопротивление грунта основания, МПа	Проектная организация	Год выпуска проекта
общий	инвентарный		Материал пролетных строений	Пролет, м				
3.503-20	799/1	Конструкции сборных железобетонных автодорожных путепроводов с наклонными опорами через дороги II категории	Железобетонные	Г-8,5 Г-10,0 Г-11,0 Г-18,5	Монолитные	0,55	Союздорпроект	1974
3.503-27	856	Рамно-неразрезные мосты и путепроводы с пролетами: $12+15\times n+12$; $15+18\times n+15$; $15+21\times n+15$	»		»	Не менее 0,2	»	1973
3.503-28	863	Путепроводы на автомобильных дорогах для пересечения в разных уровнях автомобильных дорог и железнодорожных путей на перегонах и станциях	»	До 18 м	Сборные	0,2 0,3	Гипротрансмост	1972
3.503-2	443	Опоры мостов на автомобильных дорогах под унифицированные ребристые пролетные строения длиной 12—42 м	Железобетонные	12,0—42,0	Сборно-монолитные	0,3	Союздорпроект	1966
3.503-23	791	Опоры под унифицированные сборные железобетонные пролетные строения серии 3.503-12	»	12,0—42,0	»		»	1978

под железнодорожную и автомобильную нагрузки (табл. 6.1 и 6.2) предусмотрены различные типы фундаментов сборной, сборно-монолитной и монолитной конструкции.

Фундаменты стоечных опор мостов, сооружаемых на суходолах, а также при строительстве путепроводов и эстакад, обычно принимают стаканного типа из сборных элементов (рис. 6.2).

Глава 7
СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

7.1. ТИПЫ И КОНСТРУКЦИИ СВАЙ

Классификация свай. Большое число типов свай (более 100), применяемых в отечественном фундаментостроении, классифицируют:

по способу передачи нагрузки на грунт: сваи-стойки, передающие нагрузку в основном нижним концом или уширением (уширенной пятой); висячие, передающие нагрузку боковой поверхностью и нижним концом;

по способу заглубления или устройства в грунте: изготавливаемые заранее и погружаемые в грунт в готовом виде; сооружаемые (бетонируемые) в грунте, на месте возведения фундамента; комбинированные, состоящие из свай первых двух типов;

по материалу: деревянные, бетонные, железобетонные, стальные и комбинированные;

по виду армирования: с ненапрягаемой арматурой, с предварительно напряженной арматурой.

Сваи и оболочки, погружаемые в грунт, включают все виды деревянных, стальных и железобетонных, заранее изготовленных свай, принудительно погружаемых в грунт разными способами.

Деревянные сваи иногда используют для фундаментов и опор мостов на автомобильных дорогах, а наиболее часто — для подмостей разных типов. Деревянные сваи используют при сооружении капитальных мостов в удаленных от транспортных магистралей лесных районах, а иногда в местах наличия среды, агрессивной по отношению к бетону или металлу.

Сваи изготовляют преимущественно из сосны, реже из ели и лиственницы, а также пихты, кедра и дуба. Используют древесину зимней рубки как более прочную. Влажность древесины не ограничивается.

Одиночные сваи изготовляют из бревен со сбегом (коничностью) не более 1 см на 1 м; кривизна бревен допускается только односторонняя, не более 1 % длины. Бревна очищают от коры, сучьев и наростов.

Диаметр одиночных свай в тонком конце не менее 0,18 м, длина свай — от 4,5 до 8,5 м. Более длинные сваи изготовляют по индивидуальному заказу.

Для облегчения погружения нижний конец сваи заостряют, придавая ему форму трех- или четырехгранной пирамиды (рис. 7.1, *а, б*). Длину заострения принимают в зависимости от плотности грунтов, равной 1,5—2 диаметрам сваи. Во избежание смятия нижний конец сваи (острие) притупляют. Если сваи погружают в грунты с твердыми включениями, острие закрывают стальным сварным башмаком. Если сваи забивают подвесным или одиночного действия молотом, для предотвращения от размочаливания на верхний конец (голову) сваи надевают предохранительный диск или бугель из полосовой стали (см. рис. 7.1, *а, б*).

При отсутствии длинномерного лесоматериала сваи наращивают, допуская не более одного стыка по длине сваи. В месте стыка диаметры бревен должны быть одинаковыми и не менее 0,2 м. Стыкуют в торец, ставя по оси бревен штырь и перекрывая стык четырьмя стальными полосовыми или уголковыми накладками (рис. 7.1, *в*), или используют отрезок трубы (патрубок) той же длины (рис. 7.1, *г*). Накладки или патрубок крепят болтами диаметром 19—25 мм или шурупами. Иногда применяют стык вполдерева на двух хомутах (рис. 7.1, *д*). Стыки рас-

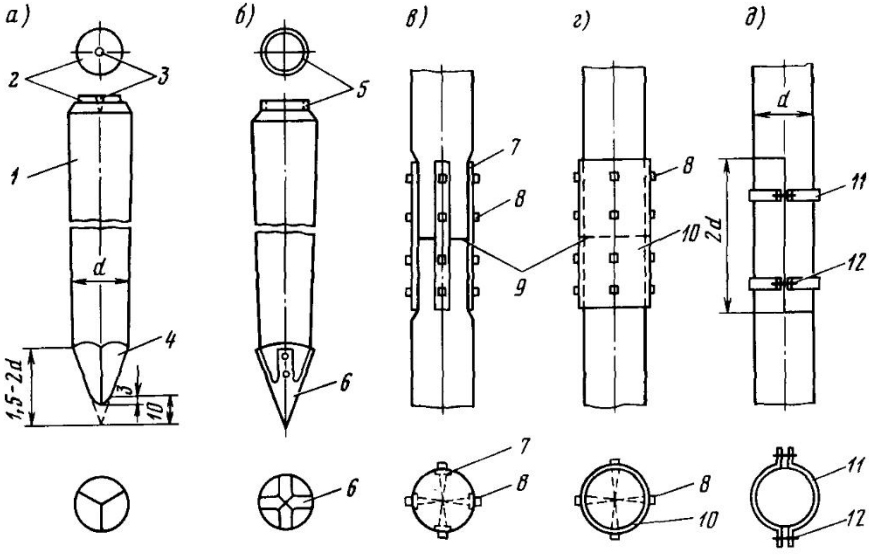


Рис. 7.1. Деревянные одиночные сваи:
1—свая; *2*—предохранительный диск; *3*—штырь; *4*—острие сваи; *5*—бугель; *6*—башмак; *7*—накладка; *8*—шурупы; *9*—стык; *10*—патрубок; *11* — хомут; *12* — болт

полагают так, чтобы они после забивки свай находились на глубине не менее 2 м от поверхности грунта, а стыки смежных свай были в разных уровнях на взаимном расстоянии по высоте не менее 0,75 м.

Стальные сваи применяют преимущественно в сложных геологических условиях, когда непосредственное заглубление железобетонных свай невозможно. Такие сваи допустимы также для усиления фундаментов, поскольку значительно упрощается их наращивание по мере заглубления в грунт.

Стальные сваи разделяют на два основных типа. Сваи замкнутого поперечного сечения (рис. 7.2, *а*), для которых используют стальные трубы, а также элементы, сваренные из двух двутавров или двух швеллеров. В виде исключе-

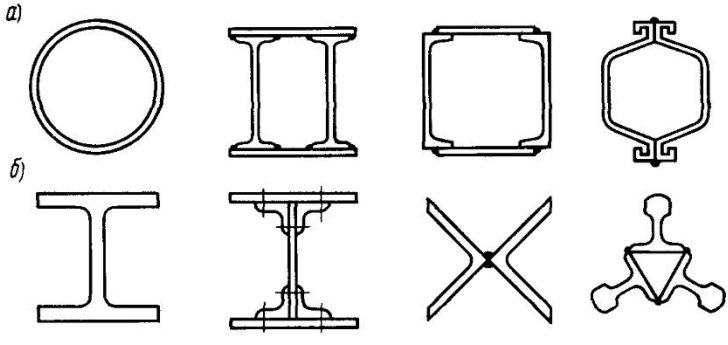


Рис. 7.2. Типы поперечных сечений стальных свай

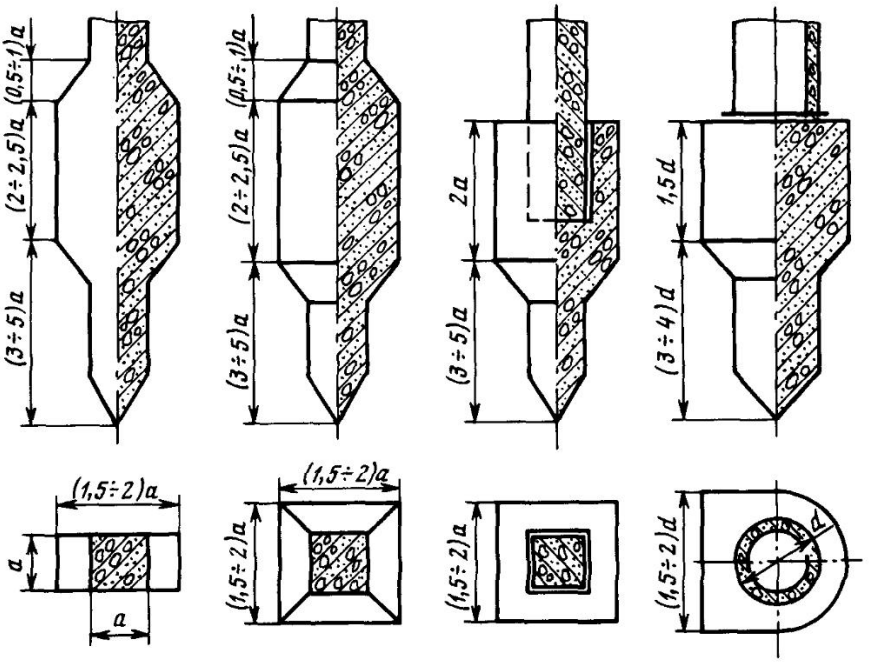


Рис. 7.3. Уширения нижней части железобетонных свай

ния для этих целей допустим стальной шпунт. Нижний конец сваи оставляют открытым или закрывают наконечником. Сваи незамкнутого сечения (рис. 7.2, *б*) изготовляют из широкополых двутавров или элементов, составленных из двутавров, равнобоких уголков, сваренных подошвами рельсов. Кроме приведенных, применяют также элементы других сечений.

Железобетонные сваи широко применяют для фундаментов мостов. Наиболее часто используют сплошные квадратного сечения сваи 35×35 и 40×40 см, реже сваи прямоугольного сечения. При необходимости заглубления на 20 м и более применяют полые, составные по длине сваи диаметром 0,6 м.

Основные данные по типовым железобетонным сваям сечением 35×35 см приведены в табл. 7.1, а сечением 40×40 см — в табл. 7.2.

Призматические сваи с ненапрягаемой арматурой изготовляют из бетона класса не менее В25, а цилиндрические сваи — из бетона класса В30. Сваи армируют продольными стержнями диаметром 12—32 мм. В зависимости от значения расчетного изгибающего момента сечение продольной арматуры изменяется от 0,8 до 4 % площади поперечного сечения сваи.

Применяют сваи, бетонируемые совместно с прямоугольным или квадратным уширением (рис. 7.3, *а*, *б*), а также приставные квадратные или круглые (рис. 7.3, *в*, *г*).

Железобетонные оболочки. В отечественном мостостроении применяют оболочки диаметром 1,2; 1,6 и 3 м при толщине стенок 0,12 м и более с ненапрягаемой арматурой.

В случаях когда армирование типовых оболочек недостаточно для восприятия растягивающих напряжений от эксплуатационных нагрузок, в полость оболочек, заполняемых бетоном, устанавливают по расчету дополнительную арматуру в виде каркаса. Диаметр

Таблица 7.1. **Железобетонные призматические**

Длина сваи, м	Класс бетона	Нетрещиностойкие		Трещиностойкие			
		Рабочая арматура из стали					
		4Ф16	4Ф20	4Ф25	4Ф28	4Ф32	12Ф20
6		СМ6-35	—	СМ6-35Т2	СМ6-35Т3	СМ6-35Т4	СМ6-35Т5
7		СМ7-35	—	СМ7-35Т2	СМ7-35Т3	СМ7-35Т4	СМ7-35Т5
8		СМ8-35	—	СМ8-35Т2	СМ8-35Т3	СМ8-35Т4	СМ8-35Т5
9	В25	СМ9-35	—	СМ9-35Т2	СМ9-35Т3	СМ9-35Т4	СМ9-35Т5
10		СМ10-35	—	СМ10-35Т2	СМ10-35Т3	СМ10-35Т4	СМ10-35Т5
11		СМ11-35	—	СМ11-35Т2	СМ11-35Т3	СМ11-35Т4	СМ11-35Т5
12		СМ12-35	—	СМ12-35Т2	СМ12-35Т3	СМ12-35Т4	СМ12-35Т5
13		—	СМ13-35	СМ13-35Т2	СМ13-35Т3	СМ13-35Т4	СМ13-35Т5
14		—	СМ14-35	—	СМ14-35Т3	СМ14-35Т4	СМ14-35Т5
15	В27,5	—	СМ15-35	—	—	СМ15-35Т4	СМ15-35Т5
16		—	СМ16-35	—	—	СМ16-35Т4	СМ16-35Т5

Обозначения в марках свай: СМ — свая мостовая; 6—16 — длина, м; трещин ограничено 0,1 мм;

стержней дополнительной арматуры — не менее 20 мм, а проволоки поперечной спирали — не менее 8 мм.

Секции оболочки соединяют между собой (при укрупнительной сборке на строительной площадке или наращивании в месте погружения их в грунт) стальными стыками различной конструкции (рис. 7.4).

Сварка выпусков продольной арматуры внахлестку или двусторонними накладками с последующим омоноличиванием стыков бетоном или расширяющимся цементным раствором наиболее экономична по расходу стали, но из-за многодельности и большой трудоемкости в настоящее время не применяется. Фланцевый болтовой стык (рис. 7.4, *а*)

Таблица 7.2. **Железобетонные призматические**

Длина свай, м	Класс бетона	Нетрещиностойкие		Трещиностойкие		
		Рабочая арматура				
		4Ф20	4Ф25	4Ф28	4Ф32	12Ф20
8		СМ8-40	—	СМ8-40Т3	СМ8-40Т4	СМ8-40Т5
9		СМ9-40	—	СМ9-40Т3	СМ9-40Т4	СМ9-40Т5
10	В27,5	СМ10-40	—	СМ10-40Т3	СМ10-40Т4	СМ10-40Т5
11		СМ11-40	—	СМ11-40Т3	СМ11-40Т4	СМ11-40Т5
12		СМ12-40	—	СМ12-40Т3	СМ12-40Т4	СМ12-40Т5
13		СМ13-40	—	СМ13-40Т3	СМ13-40Т4	СМ13-40Т5
14	В30	СМ14-40	—	—	СМ14-40Т4	СМ14-40Т5
15		СМ15-40	—	—	СМ15-40Т4	СМ15-40Т5
16		—	СМ16-40	—	—	СМ16-40Т5
17		—	СМ17-40	—	—	СМ17-40Т5
18		—	—	—	—	—

Обозначения в марках свай: СМ — свая мостовая; 8—18 — длина, м; трещин ограничено 0,1 мм;

сваи сечением 35×35 см для мостовых опор

Выносливостойкие						
АII, мм						
8Ф28	12Ф25	4Ф28	4Ф32	12Ф20	8Ф28	12Ф25
СМ6-35Т6	СМ6-35Т7	СМ6-35В3	СМ6-35В4	СМ6-35В5	СМ6-35В6	СМ6-35В7
СМ7-35Т6	СМ7-35Т7	СМ7-35В3	СМ7-35В4	СМ7-35В5	СМ7-35В6	СМ7-35В7
СМ8-35Т6	СМ8-35Т7	СМ8-35В3	СМ8-35В4	СМ8-35В5	СМ8-35В6	СМ8-35В7
СМ9-35Т6	СМ9-35Т7	СМ9-35В3	СМ9-35В4	СМ9-35В5	СМ9-35В6	СМ9-35В7
СМ10-35Т6	СМ10-35Т7	СМ10-35В3	СМ10-35В4	СМ10-35В5	СМ10-35В6	СМ10-35В7
СМ11-35Т6	СМ11-35Т7	СМ11-35В3	СМ11-35В4	СМ11-34В5	СМ11-35В6	СМ11-35В7
СМ12-35Т6	СМ12-35Т7	СМ12-35В3	СМ12-35В4	СМ12-35В5	СМ12-35В6	СМ12-35В7
СМ13-35Т6	СМ13-35Т7	—	—	СМ13-35В5	СМ13-35В6	СМ13-35В7
СМ14-35Т6	СМ14-35Т7	—	—	—	—	СМ14-35В7
СМ15-35Т6	СМ15-35Т7	—	—	—	—	—
СМ16-35Т6	СМ16-35Т7	—	—	—	—	—

35 — сторона поперечного сечения; Т — трещиностойкая свая — раскрытие поперечных В — выносливостойкая свая.

наиболее универсален и удобен в работе при соединении секций между собой и оболочки с наголовником вибропогружателя. Между собой фланцы секции соединяют на болтах, при этом во избежание отвертывания гайки приваривают к стержню болтов. Сварные стыки стальных патрубков (рис. 7.4, б), уголков (рис. 7.4, *в*) или фланцев (рис. 7.4, *г*) могут применяться как при укрупнительной сборке на строительной площадке, так и при наращивании оболочек в период погружения. Стыковые элементы секции приваривают к продольной арматуре каркасов оболочек.

В целях облегчения погружения оболочек в грунт, а также для предо-

сваи сечением 40×40 см для мостовых опор

			Выносливостойкие			
из стали АП						
8Ф28	12Ф25	12Ф28	12Ф20	8Ф28	12Ф25	12Ф28
СМ8-40Т6	СМ8-40Т7	СМ8-40Т8	СМ8-40В5	СМ8-40В6	СМ8-40В7	СМ8-40В8
СМ9-40Т6	СМ9-40Т7	СМ9-40Т8	СМ9-40В5	СМ9-40В6	СМ9-40В7	СМ9-40В8
СМ10-40Т6	СМ10-40Т7	СМ10-40Т8	СМ10-40В5	СМ10-40В6	СМ10-40В7	СМ10-40В8
СМ11-40Т6	СМ11-40Т7	СМ11-40Т8	СМ11-40В5	СМ11-40В6	СМ11-40В7	СМ11-40В8
СМ12-40Т6	СМ12-40Т7	СМ12-40Т8	СМ12-40В5	СМ12-40В6	СМ12-40В7	СМ12-40В8
СМ13-40Т6	СМ13-40Т7	СМ13-40Т8	СМ13-40В5	СМ13-40В6	СМ13-40В7	СМ13-40В8
СМ14-40Т6	СМ14-40Т7	СМ14-40Т8	СМ14-40В5	СМ14-40В6	СМ14-40В7	СМ14-40В8
СМ15-40Т6	СМ15-40Т7	СМ15-40Т8	—	—	СМ15-40В7	СМ15-40В8
СМ16-40Т6	СМ16-40Т7	СМ16-40Т8	—	—	—	СМ16-40В8
СМ17-40Т6	СМ17-40Т7	СМ17-40Т8	—	—	—	—
СМ18-40Т6	СМ18-40Т7	СМ18-40Т8	—	—	—	—

40 — сторона поперечного сечения, см; Т — трещиностойкая свая — раскрытие поперечных В — выносливостойкая свая.

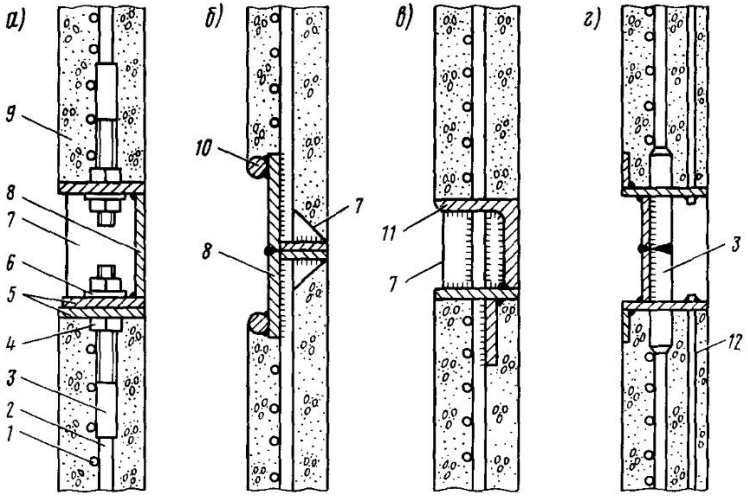


Рис. 7.4. Стыки секций оболочек:
1—спиральная арматура; *2*—стержень продольной арматуры; *3*—наконечник стержня; *4* — гайка; *5* — кольца; *6* — шайба; *7* — ребро; *8* — обечайка; *9*—бетон; *10*—кольцевой стержень; *11*—уголок; *12*—стержень дополнительной арматуры

твращения их разрушения при встрече с препятствиями или при бурении скальных пород нижний конец оболочек снабжают наконечником.

В оболочках диаметром 1,2 м и более применяют, как правило, наконечник (нож) открытой конструкции (рис. 7.5). При погружении таких оболочек в слабые и средней плотности грунты, а также толстостенных оболочек, опираемых на поверхность слабых скальных пород, рекомендуется тип ножа, показанный на рис. 7.5, *а*. Оболочки, погружаемые в плотные и средней плотности грунты, включая и гравийно-галечные отложения, целесообразно снабжать ножом, изображенным на рис. 7.5, *б*. Для предохранения нижней частн оболочек от разрушения при бурении ударно-канатными станками скважин в скальной породе (для заделки низа несущих столбов) используют нож высотой 0,5—1 м (рис. 7.5, *в*). При погружении оболочек

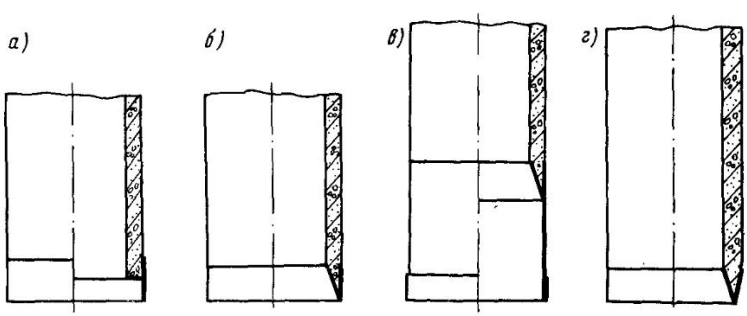


Рис. 7.5. Ножи оболочек

с утолщенной стенкой сквозь рыхлые и средней плотности грунты целесообразен нож клинового профиля (рис. 7.5, *г*).

Ножи, как правило, приваривают непосредственно к продольной арматуре нижних секций оболочек. Однако при необходимости их можно изготовлять отдельно и крепить болтами или сваркой к стыковым закладным частям секций оболочек.

Сваи, сооружаемые в грунте. Для таких свай характерно предварительное устройство в грунте скважин с последующим заполнением их бетонной смесью или установкой в них заранее изготовленных элементов, как правило, без принудительного допогружения.

В зависимости от геологических и гидрогеологических условий скважины разрабатывают насухо или подводным способом, принимая меры против обрушения грунтов. К таким мерам относятся заполнение разрабатываемых скважин водой, глинистым раствором при применении обсадных труб. В зависимости от физико-механических свойств грунтов, характера напластования и длины обсадных труб их погружают с закрытым или открытым нижним концом. С закрытым концом погружают трубы диаметром до 0,8 м в грунты без валунов, скальных прослоек и других твердых предметов. В остальных случаях трубы заглубляют с открытым концом, периодически удаляя из них грунт.

К буровым сваям, сооружаемым в грунте, относятся элементы, заранее изготовленные и затем устанавливаемые в скважины или бетонируемые на месте в скважинах, при устройстве которых плотность грунтов на контакте с боковой поверхностью и торцом элемента снижается по сравнению с естественной или сохраняется равной ей.

Бетонируемые в скважинах буровые сваи армируют каркасами из продольных периодического профиля стержней диаметром 20—38 мм, объединенными спиралью из проволоки диаметром 8—10 мм. Защитный слой бетона принимают не менее 10 см.

В местах, подверженных интенсивному истиранию перемещающимися донными отложениями, буровые сваи защищают железобетонными или стальными оболочками, низ которых располагают на 1—2 м ниже поверхности размыва, возможного в период эксплуатации моста.

Комбинированные сваи. Такие сваи состоят из стальных или железобетонных элементов в верхней части и стальных, железобетонных, бетонных или деревянных элементов в нижней части. Эти конструкции применяют преимущественно в местах, где несущий пласт грунта, прикрытый толщей слабых грунтов, залегает на глубине 20 м и более.

Для предварительно изготовляемых или наращиваемых при погружении комбинированных свай применяют любые рациональные конструкции равнопрочных стыков, в том числе стальные и железобетонные. Если сваи наращивают в толще грунта, то сопрягают трубчатые стальные или железобетонные элементы с элементами сплошного сечения.

7.2. ТИПЫ ФУНДАМЕНТОВ

Классификация фундаментов. Значительное число разнообразных конструкций фундаментов и методов их постройки, применяемых в отечественном мостостроении, классифицируют:

по расположению ростверка, объединяющего верхнюю часть свай, относительно грунта или воды — заглублен в грунт или воду; возвышается над грунтом или водой;

по типу свайных элементов — фундаменты из забивных или буровых свай; из свай-оболочек.

Фундаменты с ростверком, расположенным в грунте или в воде. Отличительная особенность фундаментов этого типа — расположение подошвы ростверка ниже естественной поверхности грунта или уровня возможного размыва дна русла в период эксплуатации моста. Такие фундаменты применяют на реках с тяжелым ледовым режимом, например в местах возможных заторов льда.

Подобного типа фундаменты сооружают также при необходимости предохранения свай от истирания перемещающимися наносами.

Основной недостаток расположения ростверка в грунте или в воде — необходимость дополнительных затрат

труда и времени на устройство н разборку более мощного ограждения котлованов.

Фундаменты с ростверком, расположенным над грунтом или над водой. Такие фундаменты имеют следующие существенные преимущества перед фундаментами с заглубленным ростверком: при равной несущей способности и жесткости на возведение фундаментов с ростверком над грунтом или над водой затрачивается меньше материалов и труда; отпадает необходимость в устройстве и засыпке котлованов; взамен шпунтовых ограждений котлованов могут быть использованы более экономичные перемычки разных конструкций; применением наклонно расположенных элементов можно создать фундаменты, по жесткости и несущей способности равные фундаментам с заглубленным в грунт ростверком; уменьшается глубина местных размывов дна русла.

Фундаменты безрестверковых опор. В фундаментах опор с ростверком, расположенным над грунтом или над водой, отличают конструкции, в которых ростверк является одновременно и подферменной плитой, непосредственно воспринимающей нагрузку от пролетных строений. Конструкции таких опор состоят из одного-двух рядов вертикально или наклонно погруженных свайных элементов, верхние концы которых объединяют железобетонной подферменной плитой. Опоры такого типа широко применяют для путепроводов и эстакад на суходолах и периодически затапливаемых поймах рек, реже — на акваториях.

Благодаря однотипности конструкций, простоте производства работ и возможности применения сборного железобетона строительство эстакад с такими опорами организуют по поточной технологии с комплексной механизацией всех операций.

7.3. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ

Принципы выбора конструктивной схемы фундаментов. Тип и схему фундаментов рекомендуется выбирать в результате технико-экономического сравнения разных, практически осуществимых вариантов конструкции фундаментов. По затратам труда, стоимости и срокам производства работ сравнивают варианты фундаментов свай, оболочек, столбов с ростверком, заглубленным в грунт или под водой, и ростверком, возвышающимся над грунтом или над водой.

Применительно к опорам больших мостов выясняют в первую очередь целесообразность фундаментов с ростверком, расположенным над грунтом или над водой.

Выбор оптимальной схемы свайных фундаментов и опор сводится к выявлению конструкции из наименьшего числа элементов минимально возможного поперечного сечения.

Наиболее просты в строительстве фундаменты из вертикальных элементов с ростверком, расположенным над грунтом или над водой.

При недостаточной горизонтальной жесткости фундамента из одних вертикальных элементов и больших изгибающих моментах в них часть элементов или все элементы погружают в грунт наклонно. В этом случае существенно возрастает жесткость фундамента без увеличения числа элементов или размеров их поперечного сечения и длины. Эффект от наклонных свай будет тем больше, чем выше расположен ростверк по отношению к поверхности грунта, меньше сечение свай, слабее верхние слои грунта и более прочен грунт в уровне нижней части свай. Однако наличие наклонных свай часто приводит к существенному увеличению в них продольных усилий.

Рациональная схема фундамента с наклонными сваями может быть выбрана в результате анализа нескольких вариантов фундаментов, составленных с учетом излагаемых ниже основных положений конструирования. Положения относятся к выбору рациональной плоской схемы фундамента, но их можно использовать для выбора пространственной конструкции, если в качестве исследуемых схем принять проекции рассматриваемой конструкции на две взаимно перпендикулярные вертикальные плоскости, проходящие через оси опоры.

При равном числе свай одинакового сечения и одинаковых размерах ростверка симметричные фундаменты, у

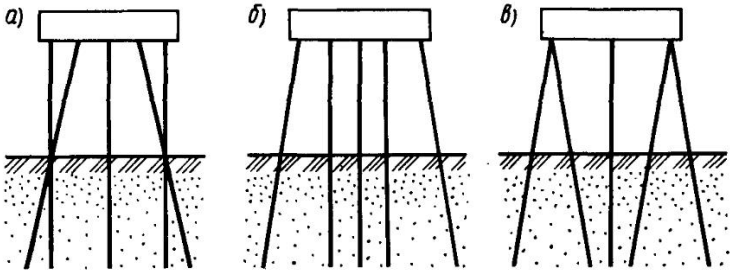


Рис. 7.6. Схемы фундаментов с разным расположением свай

которых сваи с меньшими углами наклона к вертикали (в том числе и вертикальные сваи) расположены ближе к оси симметрии (рис. 7.6, *а, б*), в большинстве случаев обладают меньшей прочностью и жесткостью по сравнению с фундаментом, в котором такие сваи расположены дальше от оси симметрии (рис. 7.6, *в*).

Фундамент из свай, расположенных по козловой схеме (см. рис. 7.6, *в*), обладает значительно большей жесткостью при действии на него горизонтальных нагрузок по сравнению с фундаментом из свай, расположенных по веерной схеме (см. рис. 7.6, *б*).

Если фундамент воспринимает большие горизонтальные нагрузки, то продольные усилия в сваях можно уменьшить, увеличивая наклоны свай к вертикали.

О том, как влияют изменения наклона свай и сама схема фундамента на усилия в сваях и перемещение плиты, можно судить по результатам расчета (табл. 7.3) трех плоских схем фундамента (рис. 7.7) из пяти железобетонных полых свай диаметром 0,8 м и свободной длиной 5 м. В уровне низа ростверка верхние концы свай расположены по фасаду фундамента через 2 м. Сваи заглублены в грунт на 15 м. Наклон свай 3:1 и 8:1. Фундаменты рассчитаны на воздействие горизонтальной нагрузки 500 кН, приложенной в уровне подошвы плиты.

При других нагрузках влияние схемы расположения свай может оказаться менее существенным. Так, при действии только вертикальной нагрузки продольные силы в сваях всех систем фундаментов, рассмотренных в табл. 7.3, мало отличаются одна от другой.

Если на опоры воздействуют эксцентрично приложенные горизонтальные силы, например тормозные силы с одного пути двухпутного моста, боковые удары льда и др., то рекомендуется сваи в фундаменте располагать так, чтобы его жесткость на кручение была возможно большей. Фундаменты с веерным расположением наклонных

Таблица 7.3. **Результаты расчета трех плоских схем фундамента**

Схема расположения свай фундамента	Наклон свай	Наибольшая продольная сила в свае, кН	Наибольший изгибающий момент в свае, кН·м	Горизонтальное перемещение плиты, см
Веерная	3:1	202	286	5,2
	8:1	258	405	10,6
Козловая	3:1	390	52	1,9
	8:1	716	217	7,9
Вертикальная	—	247	566	19,9

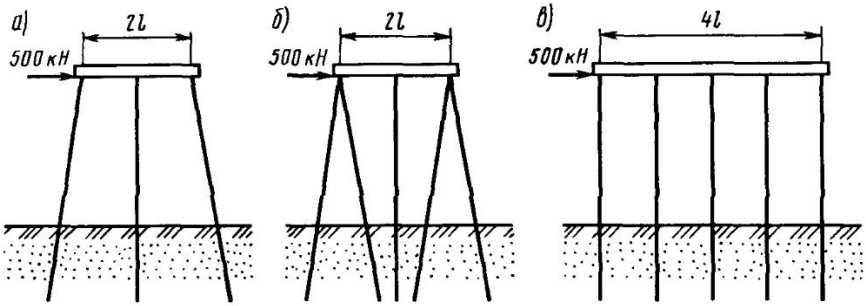


Рис. 7.7. Плоские схемы фундаментов с расположением свай:
а—веерным; *б*—козловым; *в*—вертикальным

свай в двух взаимно перпендикулярных плоскостях (рис. 7.7, *б*) имеют значительно меньшую жесткость на кручение.

Характерная особенность фундаментов с несимметричными плоскими схемами расположения свай, например фундаментов устоев, заключается в том, что уменьшение горизонтальных нагрузок иногда увеличивает перемещение плиты, а также продольные усилия в сваях. Учитывая эту особенность, фундаменты несимметричной схемы следует рассчитывать не только на наибольшие, но и наименьшие возможные горизонтальные нагрузки, например, при определении давления грунта на устои от веса подходных насыпей при разных углах внутреннего трения грунта.

Отмеченная особенность в равной мере относится к фундаментам с ростверком, расположенным над грунтом или водой и в грунте или воде.

7.4. ПРИНЦИПЫ ВЫБОРА ТИПОВ И РАЗМЕРОВ СВАЙНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Тип свайных элементов выбирают исходя из условия обеспечения предельного использования прочностных свойств материала свай при минимальной стоимости работ по возведению фундамента. Наиболее рациональны сваи-стойки, передающие нагрузку нижним концом на скальные породы, крупнообломочные отложения или твердые связные грунты, если они залегают на глубине до 50 м.

Для сокращения затрат труда и сроков строительства стремятся к уменьшению числа свай за счет увеличения их поперечного сечения.

Уменьшению размеров ростверка способствует наклонное расположение свайных элементов. Исходя из технических возможностей оборудования наклоны не должны превышать следующих величин: для свай — 3:1; оболочек и буровых свай диаметром 1—1,2 м — 4:1, диаметром 1,6 м — 5:1.

Вертикальные оболочки и буровые сваи погружают в любые грунты, включая гравийно-галечные, а также при наличии скальных прослоек, или опирают на скальные породы.

Наклонные оболочки и буровые сваи заглубляют, как правило, в грунты, не имеющие валунов размером более 0,3 м или скальных прослоек.

Уширенные пяты в основании вертикальных и наклонных буровых свай устраивают в связных и несвязных грунтах без включения валунов, скальных прослоек, заиленных предметов.

Вблизи существующих сооружений буровые сваи устраивают с использованием инвентарных обсадных труб.

Размеры поперечного сечения и длину свайных элементов назначают на основе результатов расчета несущей способности фундаментов при обязательном учете характера и значения действующих нагрузок, принятого типа и схемы фундамента; геологических и гидрогеологических условий в местах сооружения фундаментов, глубины сезонного промерзания грунтов, условий

общего и местного размыва дна русла, взаимовлияния фундаментов соседних сооружений и возводимого фундамента; особенностей технологии возведения фундаментов.

Размеры свай и оболочек принимают в соответствии с действующими типовыми проектами.

Если в верхней части армированной буровой сваи предусмотрена железобетонная оболочка, ее заглубляют, как правило, на 1—2 м ниже отметки местного размыва у опоры, а при отсутствии в буровой свае арматурного каркаса, способного воспринять растягивающие напряжения от изгибающего момента,— не менее чем на 2 м ниже уровня, на котором эти напряжения равны расчетному сопротивлению бетона столба на растяжение при изгибе.

Глубину заложения ростверка свайных фундаментов назначают:

в грунтах, не подверженных пучению в пределах суши, на любом уровне независимо от глубины промерзания при условии залегания толщи этих грунтов ниже глубины промерзания не менее 1 м и отсутствия при промерзании напорных грунтовых вод;

в грунтах, подверженных пучению, вне пределов промерзания (ниже глубины промерзания не менее 0,25 м или выше дневной поверхности грунта на 0,5 м и более);

в русле реки на любом уровне (в том числе выше дна русла);

при наличии ледохода, карчехода с таким расчетом, чтобы сваи не могли подвергаться их воздействию.

В местах возможного размыва дна водотока низ свайных элементов любого типа заглубляют в грунт ниже уровня местного размыва на величину, определяемую расчетом несущей способности элементов, но не менее 4 м при расчетном паводке и 3 м при наибольшем паводке.

Сваи, оболочки и буровые сваи, как правило, заглубляют сквозь тонкие скальные прослойки. Иногда сваи опирают на скальные прослойки толщиной более 1 м. В этом случае давление на подстилающий слой грунта, подсчитанное при тангенсе угла, равном 0,5 распространения давления в прослойке, не должно превышать несущей способности грунта.

Сваи любых типов опирают на поверхность скальных пород при толще неразмываемых наносных отложений мощностью 4 м и более.

Опираемые закрытым наконечником сваи забивают в поверхностный слой молотами до получения отказа, близкого к нулю. Тип и мощность молота назначают из условия обеспечения расчетной несущей способности сваи.

Толстостенные оболочки диаметром 1,2—1,6 м, опираемые стальным наконечником на горизонтальную поверхность невыветрелых скальных пород прочностью до 10 МПа, заглубляют вибропогружателем до получения отказа, который определяют исходя из расчетной нагрузки на оболочку и при необходимости уточняют, используя результаты статических испытаний.

Для повышения несущей способности по грунту в нижнем конце оболочек и буровых свай диаметром 1,2—1,6 м устраивают уширенные пяты диаметром 2,5—3,5 м. Низ оболочек и буровых свай, а также уширенных пят в уровне их наибольшего размера поперечного сечения заглубляют в несущий слой из нескального грунта на величину, определяемую расчетом, и принимают не менее 0,5—2 м в зависимости от физико-механических свойств грунтов несущего пласта и грунтов, расположенных выше этого пласта и ниже, степени наклона кровли его и толщины, а низ забивных свай — не менее 0,5 м.

Если необходимо повысить несущую способность оболочек диаметром 1,2—1,6 м, опираемых на поверхность выветрелых скальных пород, в полости оболочек устраивают бетонную пробку высотой не менее 3 м. При недостаточной несущей способности основания из выветрелой породы низ бетонной пробки или низ сплошного заполнения оболочки располагают в скважине, пробуренной на 0,25 м ниже отметки, на которой несущая способность основания соответствует расчетной.

Буровые сваи заделывают в скальное основание при недостаточной несущей способности верхнего слоя породы, возможности смыва наносных отложений с поверхности пород и размыва верхнего слоя низкопрочных пород, при необходимости передачи изгибающих моментов на скальное основание, накло-

не поверхности породы или наличии местных неровностей высотой более 20 см.

Размер заделки буровых свай в скальные породы определяют по расчету на действие сжимающих нагрузок и принимают не менее 0,5 м в сплошных породах с пределом прочности на сжатие 50 МПа и выше и не менее 1 м в остальных породах.

Для повышения несущей способности оболочек и буровых свай в нескальные грунты их основания иногда втрамбовывают каменно-щебеночную смесь. В таких случаях степень повышения несущей способности контролируют по результатам статических испытаний оболочек и буровых свай в конкретных инженерно-геологических условиях.

7.5. ДЕТАЛИ ФУНДАМЕНТОВ И СВАЙНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Размеры ростверка (железобетонной насадки) в плане зависят от числа свайных элементов и размещения их в плане. Расстояние от края ростверка до ближайшего элемента в свету (свес ростверка) 10—25 см.

Для оболочек диаметром свыше 1,6 м допускается устраивать ростверк без свеса, вровень с боковой поверхностью оболочки. Высоту ростверков и насадок определяют расчетом и назначают не меньше размера, необходимого для заделки верха свайных элементов, но не менее 0,5 м.

Расстояния в свету между забивными висячими сваями в уровне нижних концов принимают не менее двух толщин (диаметров) свай, а между верхними концами свай-стоек расстояния в свету уменьшают до половины их толщины. Просвет между вертикальными оболочками или буровыми сваями в уровне их нижних концов (а при наличии уширенных пят в уровне наибольшего диаметра пяты) и в уровне подошвы ростверка оставляют не менее 1 м. Для наклонно расположенных оболочек или буровых свай расстояние в уровне нижних концов назначают, как правило, не менее 2 м.

Размер обреза фундамента и его расположение по высоте назначают исходя из обеспечения наиболее благоприятных условий судоходства, пропуска льда и лесосплава, а для городских мостов также эстетических требований при минимально возможных затратах на разборку и устройство ограждений котлованов вокруг ростверков.

Для бетонных ростверков, на которых расположено тело массивной опоры, без расчета можно принимать линию уступов плиты или наклон ее боковых граней к вертикали не более 30°. При наклонах более 30° размеры уступов проверяют расчетом и при необходимости армируют.

Тампонажный слой бетона (водозащитная подушка), уложенного подводным способом с целью возможности осушения затопленных котлованов, нельзя использовать в качестве составной части плиты в расчетах несущей способности и деформируемости фундаментов. Толщину тампонажного слоя определяют в зависимости от давления воды на этот слой снизу (при осушенном котловане), диаметра свайных элементов, расстояния между ними, а также прочности бетона к моменту начала водоотлива из котлована.

Если бетонную смесь укладывают на искусственное дно котлована (из досок или железобетонной плиты), рекомендуемая толщина слоя не менее 1 м, при укладке смеси на грунтовое дно — не менее 1,5 м (при тщательных промерах отметки грунтового дна котлована).

Железобетонные сваи и оболочки в конструкции фундаментов допускается применять без бетонного заполнения их полости при условии проверки прочности и жесткости стен и стыковых соединений секций на воздействие расчетных вертикальных и горизонтальных нагрузок.

Полость оболочек и свай заполняют бетонной смесью при устройстве в их основании уширений, опирании на скальные породы или крупнообломочные отложения, а также при недостаточной прочности и жесткости стен и стыковых соединений. В полости оболочек, заглубленных с опережающей подводной выемкой грунтов, а затем заполняемых (на часть высоты или на полную высоту) бетонной смесью, следует сохранять на последнем этапе погружения ядро высотой 0,5—1 м из несвязных грунтов и 0,1—0,2 м из связных грунтов.

В нижней части оболочек диаметром 1 м и более, не заполненных бетоном на всю высоту, предусматривают устройство бетонной пробки на высоту, определяемую расчетом и принимаемую не менее 3 м при осуществлении конструктивных мер, обеспечивающих передачу расчетных нагрузок от стен оболочки на пробку. Такие меры включают в себя придание искусственной шероховатости бетону с внутренней поверхности оболочки, удаление с нее туфообразного слоя бетона в оболочках центрифугированного изготовления.

Наружную поверхность свайных элементов, находящихся в зоне перемещающихся гравийно-галечных и гравийно-валунных отложений при средней скорости течения в реке более 2,5 м/с с повторяемостью 1 раз в 2 года, защищают от истирания, например, стальными гильзами, железобетонными фартуками.

Верхние концы свайных элементов заделывают в бетонируемый на месте ростверк (выше слоя бетона, который укладывают подводным способом) или в железобетонную насадку (ригель), как правило, не менее чем на две толщины ствола элемента, а при толщине ствола диаметром более 0,6 м — не менее чем на 1,2 м. Допускается заделывать элементы в монолитный или сборный ростверок на длине не менее 10 см при условии, что остальную часть заделки осуществляют с помощью выпусков стержней арматуры (без устройства отгибов и крюков) на длине, определяемой расчетом, но не менее 30 диаметров стержня при арматуре периодического профиля и 40 диаметров стержня при гладкой арматуре.

Напряжение в бетоне ростверка от давления, передаваемого торцом свайного элемента, как правило, не должно превышать более чем на 30 % расчетное сопротивление бетона ростверка (по нормам для осевого сжатия всей площади). Для выполнения этого требования в необходимых случаях для ростверка используют бетон более высокого класса. Если напряжения превышают расчетное сопротивление бетона ростверка, над верхним концом каждой сваи укладывают одну (в случае превышения на 15—20 % расчетного сопротивления бетона ростверка) или две (при напряжениях, превышающих на 20—30 % расчетное сопротивление бетона) сетки из стержней диаметром 12 мм. Длину каждой стороны сетки принимают на 0,5 м больше толщины ствола элемента. Размеры ячеек сетки назначают от 10×10 см для свай до 15×15 см для оболочек и буровых свай.

Нижнюю (одиночную) сетку располагают непосредственно над торцом элемента, а верхнюю — на расстоянии 10—15 см от нижней.

Для восприятия растягивающих напряжений в бетоне буровых свай их следует армировать каркасами, длину и сечения которых определяют в зависимости от характера эпюры изгибающих моментов по высоте свай.

В буровых столбах с железобетонными оболочками, имеющими сварную конструкцию стыков, в расчетах на действие изгибающих моментов частично учитывают армирование оболочек. Дополнительное армирование буровых свай каркасом производят в местах отсутствия железобетонных оболочек, а при недостаточном сечении арматуры оболочек каркас размещают в их полости.

Полые сваи и оболочки центрифугированного изготовления армируют продольными стержнями диаметром 14 мм. В качестве продольной арматуры буровых свай, бетонируемых подводным способом в грунтах и скальных породах, используют стержни диаметром не менее 20 мм. Если скважины пробурены под глинистым раствором, используют арматуру периодического профиля.

Принимаемое по расчету армирование буровых свай, бетонируемых подводным способом, должно удовлетворять следующим требованиям: толщина защитного слоя бетона не менее 10 см; расстояние между продольными стержнями и шаг спирали 15—20 см; соединение продольных стержней со спиралью в местах взаимного пересечения контактной сваркой (или вязальной проволокой), так как дуговая сварка для этой цели не допускается поперечную жесткость каркаса обеспечивают приваркой с его наружной стороны на расстоянии 2—3 м друг от друга колец из стержней такого же диаметра, что и продольная арматура).

Глава 8

ФУНДАМЕНТЫ ИЗ ОПУСКНЫХ КОЛОДЦЕВ

8.1. ТИПЫ КОЛОДЦЕВ И ФУНДАМЕНТОВ

Применяемые в отечественной и зарубежной практике опускные колодцы и фундаменты из них можно классифицировать по:

материалам — бетонные, железобетонные, металлические;

способу изготовления — монолитные, бетонируемые на месте их опускания в грунт; сборные, монтируемые на месте погружения из заранее заготовленных блоков; сборно-монолитные из сборных элементов, заполняемые бетонной смесью по мере опускания в грунт;

месту опускания — опускаемые в пределах суходолов с поверхности грунта; в пределах акватория с искусственных островков, подмостей или на плаву;

способы погружения — опускаемые под действием собственного веса; принудительно погружаемые с помощью пригруза или вибропогружателей;

форме колодца в плане;

числу и расположению колодцев в плане фундамента;

расположению верхней плиты колодца относительно уровней воды и ледохода.

По типу конструкции применяют опускные колодцы с толстыми и тонкими стенами. Толстостенные конструкции подразделяют на массивные (рис. 8.1, *а*), имеющие стены сплошного сечения, пустотелые с полыми стенами (рис. 8.1, *б*) и тонкостенные (рис. 8.1, *в*).

Бетонные и железобетонные колодцы по конструкции, технологии изготовления и опускания в грунты имеют много общего. Различие между ними заключается в расходе материалов. По сравнению с бетонными на железобетонные колодцы расходуют в 2—5 раз меньше бетона, на 40—80 % меньше стали, чем на металлические.

Расход бетона в общем объеме кладки фундаментов изменяется от 10 % для колодцев-оболочек, заполняемых сплошь бетоном, до 90 % для тонкостенных колодцев без бетонного заполнителя.

Расход арматурной стали на 1 м^3 кладки колодцев изменяется от 50 кг

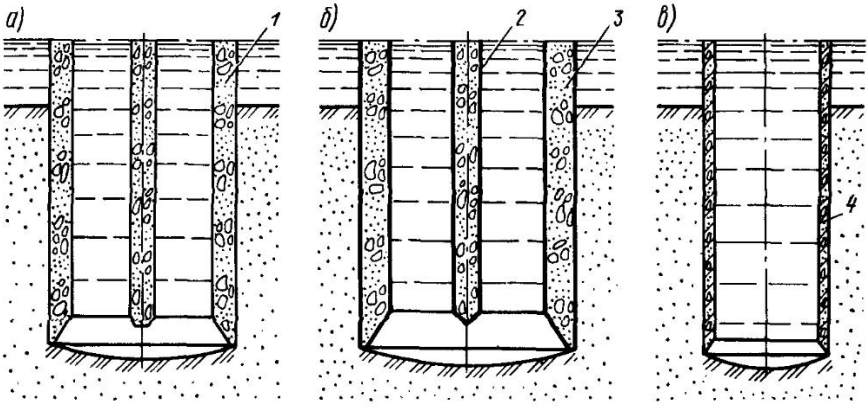


Рис. 8.1. Схемы опускных колодцев:

1—бетонные стены; *2*—стальные стены; *3*—бетонный заполнитель; *4*—железобетонные стены

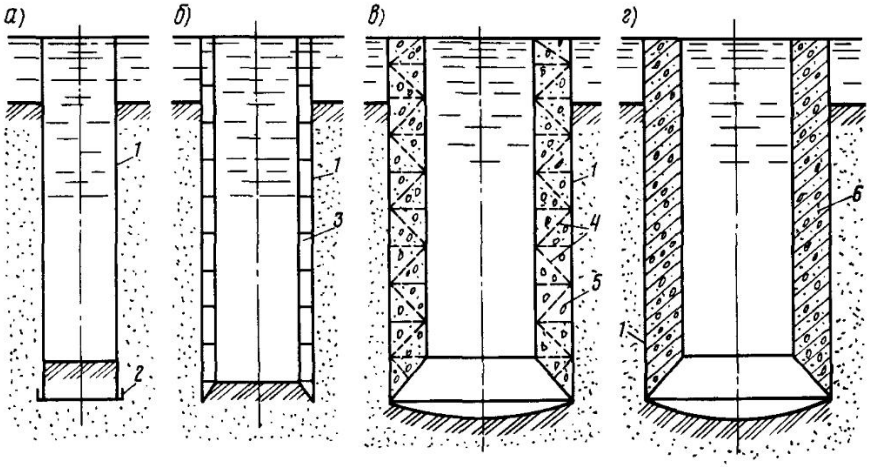


Рис. 8.2. Типы металлических опускных колодцев:
1—стальная стенка; *2*—стальной бандаж; *3*—ребра жесткости; *4*—распорные крепления; *5*—бетонный заполнитель; *6*—железобетонная стена

для массивных конструкций до 300 кг для колодцев-оболочек, принудительно опускаемых в грунт.

В фундаментах мостов применяют преимущественно железобетонные колодцы; бетонные колодцы используют для фундаментов площадью до нескольких десятков квадратных метров при глубине заложения до 20 м.

При небольших объемах работ монолитные, бетонируемые на месте опускания колодцы применяются более часто.

Из металлических (стальных) колодцев возводят фундаменты, расположенные преимущественно в пределах глубоких водоемов. Стальные колодцы являются наиболее универсальными и самыми дорогими конструкциями фундаментов. Из-за большого расхода стали, трудоемкости изготовления и сложности монтажа такие колодцы применяют в виде исключения.

По характерным особенностям конструкций металлические колодцы можно подразделить на трубчатые (рис. 8.2, *а*, *б*), с полыми стенами (рис. 8.2, *в*) и комбинированные (рис. 8.2, *г*).

8.2. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ КОЛОДЦЕВ И ФУНДАМЕНТОВ

Фундаменты из опускных колодцев можно сооружать в разнообразных гидрогеологических условиях, если выполнять некоторые рекомендации.

В галечно-валунных отложениях, грунтах со скальными прослойками с включением отдельных валунов, затопленных деревьев или других предметов фундаменты из опускных колодцев допускается применять в случаях, когда в проекте производства работ предусмотрены достаточно эффективные способы преодоления препятствий, например в осушенном (с помощью глубинного или поверхностного водоотлива) котловане, путем превращения в кессоны, с применением буровых станков.

Если собственный вес недостаточен для заглубления колодцев до проектной отметки, необходимо предусмотреть меры, способствующие облегчению опускания колодцев, например принудительное заглубление колодцев искусственно создаваемой (на период опускания) пригрузкой или с помощью вибропогружателей; устройство на контакте с грунтом тонкой прослойки (рубашки) из глинистого раствора, воды или воз-

духа; покрытие боковой поверхности материалами с малым коэффициентом трения их о грунт; применение подмыва грунта; использование взрывов.

Очертание наружной поверхности колодцев принимают в зависимости от значения сил трения грунтов и глубины заложения фундаментов. Для уменьшения сил трения наружную поверхность колодцев устраивают ступенчатой с одной или несколькими ступенями — уступами шириной не менее 10 см, из которых первая располагается на высоте 2,0—4,0 м от низа колодца. Если для уменьшения сил трения грунта о боковую поверхность колодцев предусмотрены дополнительные меры в виде искусственных рубашек из жидкостей, воздуха или других материалов, то достаточно одного уступа шириной до 10 см.

Необходимо иметь в виду, что наличие наклонных или ступенчатых поверхностей, способствуя уменьшению на 10—30 % сил трения грунтов, существенно ухудшает условия заделки колодцев в грунтах.

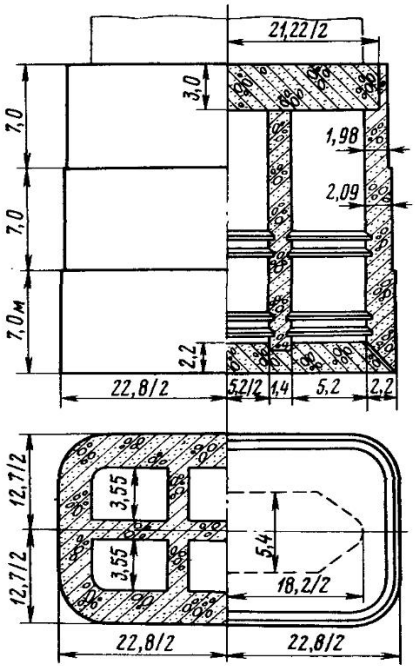


Рис. 8.3. Фундамент опоры железнодорожного моста

В большинстве случаев бетонные и железобетонные фундаменты мостов сооружают из одного колодца монолитной и очень редко сборно-монолитной конструкции. Два колодца и более в одном фундаменте встречаются при сборных конструкциях, например колодцах-оболочках, погружаемых в грунт принудительно.

Недостаток одиночных колодцев, опускаемых под действием собственного веса,— некоторое недоиспользование прочностных свойств бетона, а следовательно, его перерасход. Приведенная к 1 м^2 площади основная несущая способность в 1,5—4 раза ниже у фундаментов из одиночных колодцев по сравнению с фундаментами из нескольких колодцев-оболочек с меньшим в 2—3 раза поперечным сечением (при равном абсолютном заглублении в грунт).

При наличии высокоэффективного оборудования, обеспечивающего разработку и удаление нескальных грунтов и скальных пород, колодцы-оболочки успешно заменяют кессоны при строительстве фундаментов на скальных основаниях и в грунтах с различными твердыми включениями.

Использование подмыва или тиксотропной рубашки наряду со снижением сил трения грунта о боковую поверхность опускаемых колодцев способствует уменьшению толщины их стен только до некоторого значения, определяемого условиями долговечности и прочности фундаментов при воздействии на них эксплуатационных нагрузок. Колодцы с оптимальной толщиной стен обеспечивают возможность создания эффективной конструкции фундамента, представляющего собой полый колодец со сплошной плитой (подошвой) внизу, предназначенной для передачи давлений на грунтовое основание, и распределительной плитой вверху для восприятия нагрузки от надфундаментной части опоры.

В зависимости от скорости течения и направления водотока колодцам придают круглое, овоидальное или прямоугольное с закруглениями очертание в плане.

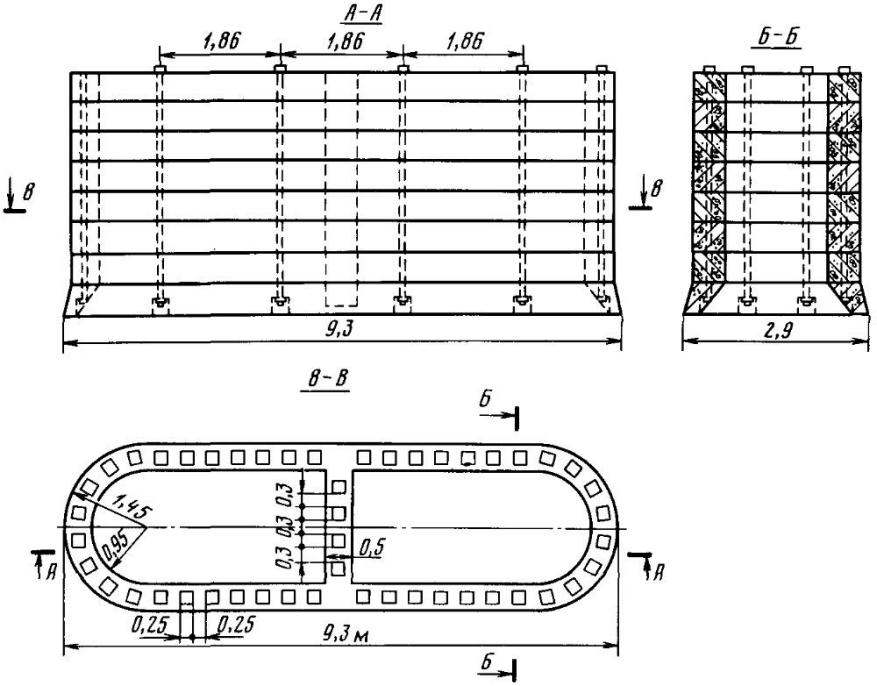


Рис. 8.4. Сборный железобетонный колодец

По условиям производства работ предпочтительнее колодцы кольцевого сечения без внутренних стен, в том числе колодцы-оболочки, способствующие удобству разработки грунтов грейферами. Большие колодцы некруглого очертания в плане, как правило, имеют, кроме наружных, и внутренние стены (рис. 8.3). По высоте колодцев наружные стены конструируют одинаковой или переменной толщины. Изменение толщины достигается устройством уступов с наружной, а иногда и с внутренней стороны стены, а также приданием наклона наружной поверхности. Толщина внутренних стен, равная 0,5—0,9 толщины наружных стен, как правило, не изменяется по высоте колодца.

Размеры шахт в плане назначают исходя из условий наименьшего расхода материалов и возможностей удаления из них грунта. При грейферной разработке грунтов размеры шахт должны минимум на 0,5 м превышать габаритный размер грейфера в раскрытом состоянии.

Наряду с монолитными применяют сборные и сборно-монолитные колодцы.

Сборные колодцы (применены в районах Забайкалья и Дальнего Востока) состоят из отдельных железобетонных секций высотой 0,5 м и ножа, соединенных между собой вертикальными стальными тяжами диаметром 28—36 мм (рис. 8.4).

Сборно-монолитные колодцы применяют двух типов: первый — с устройством нижней части из монолитного железобетона, а верхней из сборного; второй — с устройством пустотелых стен из железобетонных плит или полых блоков, заполняемых бетонной смесью по мере опускания колодца в грунт.

8.3. ДЕТАЛИ КОЛОДЦЕВ И ФУНДАМЕНТОВ

Бетонные колодцы готовят из бетона класса В20, железобетонные колодцы и колодцы-оболочки — из бетона классов В22,5—В30.

Тонкостенные колодцы-оболочки конструируют с однозарядной арматурой. Для колодцев с утолщенной стенкой применяют арматуру, расположенную в один или два ряда. Предварительно напряженную арматуру располагают главным образом в один ряд.

Толстостенные железобетонные колодцы, которые опускаются под действием собственного веса, имеют преимущественно двухрядную арматуру.

Защитный слой бетона в колодцах принимают 4—10 см в зависимости от места расположения фундаментов: меньшие значения для колодцев, находящихся в пределах суходолов, бóльшие — для погруженных в руслах рек при неблагоприятных воздействиях перемещающихся наносов с абразивными свойствами.

Очертание (профиль) ножа назначают в зависимости от свойств прорезаемых грунтов. Лучшей формой ножа для всех случаев является клиновая (рис. 8.5, *а*). Однако при таком ноже возможно неравномерное по периметру колодца его погружение в грунт и появление в связи с этим перекосов.

Для уменьшения распорного (расклинивающего) давления грунта на нож и для предотвращения быстрого опускания или просадок колодца лучше всего подходят ножи, поперечное сечение которых видоизменяется за счет устройства одной (рис. 8.5, *б, в, г*) или двух дополнительных площадок (рис. 8.5, *д—з*).

Наклон внутренней поверхности ножа к горизонту принимают под углом $\alpha_1 \leqslant 70°$ для плотных грунтов, $\alpha_1 \leqslant 45°$ для грунтов средней плотности и $\alpha_1 \leqslant 30°$ для слабых грунтов. Угол наклона α_2 принимают от 0 до 45°.

Режущую часть ножа железобетонных колодцев осуществляют из стальных сварных конструкций (рис. 8.6, *а*), а для бетонных колодцев, опускаемых с поверхности грунта или искусственных островков,— с легкой металлической окантовкой или без нее (рис. 8.6, *б*).

Часто вблизи ножа колодца на внутренней поверхности стен устраивают углубления, называемые штрабами. Они предназначены для обеспечения передачи давления от ножа колодца на нижнюю плиту, находящуюся на грунте и являющуюся подошвой фундамента. Кроме того, штрабами закрепляют железобетонный потолок при необходимости переустройства колодца в кессон.

Размеры и число ярусов штрабов назначают по расчету в зависимости от значения действующих нагрузок, конструкции и способа изготовления плиты или потолка.

Штрабы для нижней железобетонной плиты делают шириной 0,2—0,4 м при высоте от 0,7 до 1,5 м, располагая их в один ярус и более. Чтобы исключить возможность скола бетона стен, штрабы армируют. Иногда для лучшей связи с бетоном нижней плиты или потолка в штрабах оставляют выпуски арматуры. Если потолок или плиту сооружают подводным способом, то для доброкачественного заполнения штраб применяют литую бетонную смесь с осадкой конуса 20—22 см.

Нижнюю железобетонную плиту устраивают одним из двух способов. По первому — плиту проектной высоты бетонируют под водой. По второму — вначале устраивают водозащитную подушку из бетонной смеси, укладываемой под воду. После приобретения бетоном прочности, достаточной для восприятия подушкой гидростатического давления воды, направленного снизу вверх, осушают полость колодца, очищают от шлама поверхность подводного бетона, устанавливают арматуру и бетонируют нижнюю плиту, которая в этом случае должна быть рассчитана на восприятие нагрузки, передаваемой фундаментом в период эксплуатации моста.

Толщину нижней плиты, бетонируемой подводным способом, принимают равной 0,8—1,0 размера в свету колодца или его ячейки и уточняют расчетом с учетом уменьшенной ее толщины за счет исключения местных неровностей ее поверхности и дна котлована, а также с учетом пониженных на 10 % расчетных сопротивлений бетона.

В сборных колодцах рекомендуется использовать конструкции, монтируе-

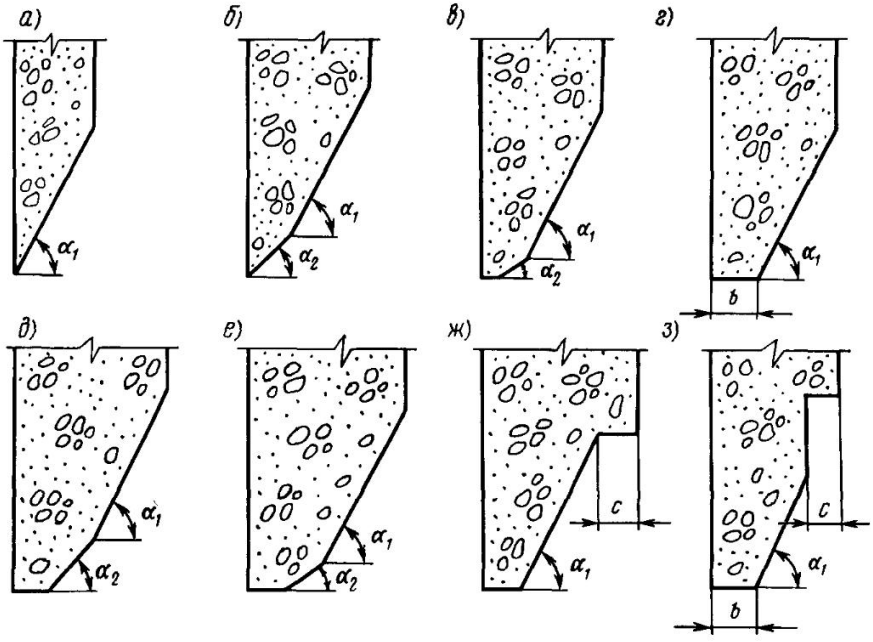


Рис. 8.5. Схемы поперечного сечения ножа опускных колодцев

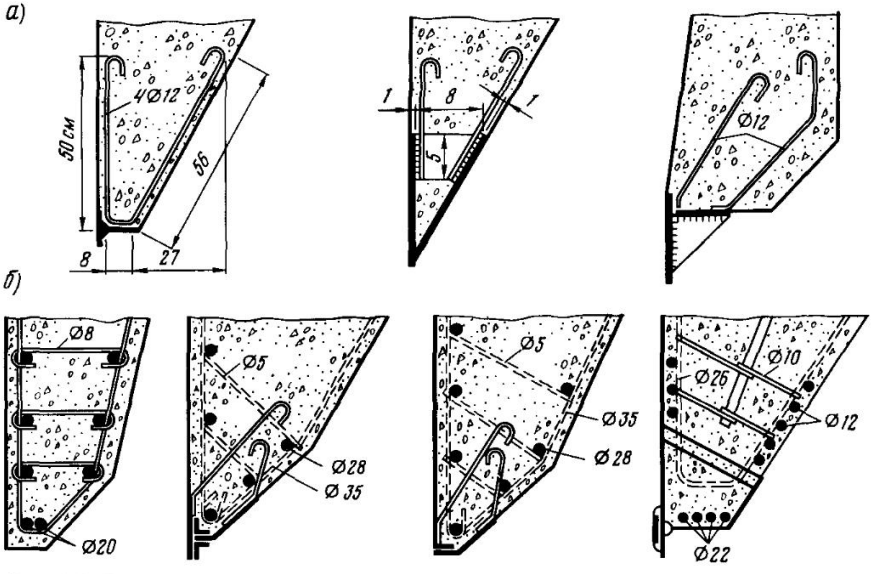


Рис. 8.6. Характерные конструкции режущей части ножа колодцев

мые преимущественно из горизонтально члененных элементов. Это обусловлено тем, что в ряде случаев, когда по разным причинам колодцы недопогружают до проектной отметки, можно без осложнений уменьшать их высоту по сравнению с проектной. Кроме того, имеется возможность при необходимости использовать (уложить или снять) элементы соседних колодцев в качестве дополнительной нагрузки.

Для взаимного объединения элементов колодцев рекомендуются клееные или клеецементные стыки. При выполнении работ в условиях положительной температуры окружающего воздуха целесообразны тонкошовные стыки с песчано-цементным заполнителем.

Взаимное соединение горизонтальных элементов по высоте колодца осуществляют сваркой стальных закладных частей, используемых в качестве строповочных петель при подъемно-транспортных операциях, или стержневой арматурой, устанавливаемой в оставляемые в элементах стен проемы, которые после окончания монтажа колодца заполняют бетоном.

Глава 9

РАСЧЕТЫ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

9.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА ФУНДАМЕНТОВ

Расчеты фундаментов на эксплуатационные нагрузки необходимо производить:

по прочности, а для фундаментов из железобетона и по трещиностойкости конструкций;

по несущей способности оснований;

по деформациям оснований и фундаментов с определением их осадок и горизонтальных смещений верха опор.

Действующие на фундамент нагрузки определяют согласно СНиП 2.05.03.84. При этом горизонтальные поперечные удары подвижной нагрузки, горизонтальную продольную нагрузку от торможения или силы тяги, ветровую нагрузку, ледовую нагрузку и нагрузку от навала судов следует учитывать, не предусматривая возможности одновременного действия одних из этих нагрузок вдоль оси моста, а других — поперек.

Расчеты фундаментов, включающие определение усилий, действующих в поперечных сечениях их элементов, давления на грунт, горизонтальных и угловых перемещений, допускается производить, рассматривая окружающие фундаменты немерзлые грунты как упругую линейно-деформируемую среду, характеризуемую коэффициентом постели, нарастающим пропорционально глубине.

В расчетах фундаментов за расчетную поверхность грунта принимают:

для фундаментов промежуточных опор — естественную поверхность грунта, а при срезке грунта или возможности размыва — поверхность грунта соответственно после срезки или местного размыва дна водотока при расчетном паводке;

для фундаментов устоев — естественную поверхность грунта, а при очень слабом верхнем слое (илы, текучие или текучепластичные глины, суглинки или супеси) — подошву этого слоя.

Для свайных фундаментов устоев с подошвой, расположенной выше естественной поверхности грунта, при наличии старой насыпи или насыпи, возводимой намывом, расчетную поверхность принимают в наиболее высоком уровне, на котором расстояние от плоскости, ограничивающей конус со стороны пролета, до оси ближайшего ряда свай не менее $3d$ при толщине (диаметре) сваи $d \leqslant 0{,}8$ м и 2,5 м при $d > 0{,}8$ м.

Если под несущим пластом грунта, воспринимающим давление от подошвы фундамента, залегает слой более сжимаемого немерзлого или талого грунта, то, кроме расчетов несущей способности по грунту, необходимо дополнительно проверить несущую способность указанного слоя грунта.

В общем случае расчетов фундаментов на действие вертикальных, горизонтальных и моментных нагрузок несущую способность оснований определяют, используя данные о сопротивлении грунтов под подошвой и на боковой поверхности фундаментов.

9.2. РАСЧЕТЫ ОСНОВАНИЙ

Расчетное сопротивление основания из нескального грунта осевому сжатию R, кПа, под подошвой фундамента мелкого заложения или фундамента из опускного колодца следует определять по формуле

$$R = 1{,}7\{R_0[1 + K_1(b+2)] + K_2\gamma(d-3)\}, \quad (9.1)$$

где R_0 — условное сопротивление грунта, кПа, принимаемое по табл. 9.1—9.3; b — ширина (меньшая сторона или диаметр) подошвы фундамента, м; при ширине фундамента более 6 м принимают $b=6$ м; среднее d — глубина заложения фундамента, м; k_1, k_2 — коэффициенты, м$^{-1}$, принимаемые по табл. 9.4; среднее по слоям расчетное значение удельного веса грунта, расположенного выше подошвы фундамента, вычисляют по формуле без учета взвешивающего действия воды (допускается принимать $\gamma = 19{,}62$ кН/м^3):

$$\gamma = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i}, \quad (9.2)$$

где γ_i — расчетный удельный вес грунта i-го слоя, кН/м^3; h_i — толщина i-го слоя, м; знак Σ означает суммирование по всем слоям, расположенным выше подошвы фундамента (в пределах высоты h).

Таблица 9.1. **Условное сопротивление песчаных грунтов средней плотности в основаниях**

Песчаные грунты и их влажность	R_0, кПа
Гравелистые и крупные независимо от их влажности	343
Средней крупности:	
маловлажные	294
влажные и насыщенные водой	245
Мелкие:	
маловлажные	196
влажные и насыщенные водой	147
Пылеватые:	
маловлажные	196
влажные	147
насыщенные водой	98

Примечание. Для плотных песков значения R_0 следует увеличивать на 100 %, если их плотность определена статическим зондированием, и на 60 %, если их плотность определена по результатам лабораторных испытаний грунтов.

Таблица 9.2. **Условное сопротивление пылевато-глинистых (непросадочных) грунтов основания**

Грунт	Коэффициент пористости	R_0, кПа, в зависимости от показателя текучести J_L						
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
Супесь ($J_p \leqslant 5$)	0,5	343	294	245	196	147	98	—
	0,7	294	245	196	147	98	—	—
Суглинок ($10 \leqslant J_p \leqslant 15$)	0,5	392	343	294	245	196	147	98
	0,7	343	294	245	196	147	98	—
	1,0	294	245	196	147	98	—	—
Глина ($J_p \geqslant 20$)	0,5	588	441	343	294	245	196	147
	0,6	490	343	294	245	196	147	98
	0,8	392	294	245	196	147	98	—
	1,1	294	245	196	147	98	—	—

Примечания. 1. Для промежуточных значений J_L и eR_0 определяются по интерполяции.

2. При значениях числа пластичности J_p от 5—10 до 15—20 следует принимать средние значения R_0 соответственно для супесей, суглинков и глин.

Таблица 9.3. **Условное сопротивление крупнообломочных грунтов в основаниях**

Грунт	R_0, кПа
Галечниковый (щебеночный) из обломочных пород:	
кристаллических	1470
осадочных	980
Гравийный (дресвяный) из обломочных пород:	
кристаллических	785
осадочных	490

Примечание. Условные сопротивления R_0 даны для крупнообломочных грунтов с песчаным заполнителем. Если в крупнообломочном грунте содержится свыше 40 % глинистого заполнителя, то значения R_0 для такого грунта принимают по табл. 9.1 в зависимости от $J_p J_L$ и e заполнителя.

Таблица 9.4. **Значения коэффициентов k_1 и k_2**

Грунт	Коэффициенты	
	k_1 м$^{-1}$	k_2
Гравий, галька, песок гравелистый крупный и средней крупности	0,10	3,0
Песок мелкий	0,08	2,5
То же пылеватый, супесь	0,06	2,0
Суглинок и глина твердые и полутвердые	0,04	2,0
То же тугопластичные и мягкопластичные	0,02	1,5

Условное сопротивление для твердых супесей, суглинков и глин ($J_L < 0$)

$$R_0 = 1{,}5 R_{nc}, \qquad (9.3)$$

где R_{nc} — предел прочности на одноосное сжатие образцов глинистого грунта природной влажности, кПа; для супесей — не более 981; для суглинков — 1962; для глин — 2943.

Расчетное сопротивление осевому сжатию оснований из невыветрелых скальных грунтов

$$R = R_c / \gamma_q, \qquad (9.4)$$

где R_c — предел прочности на одноосное сжатие образцов скального грунта, кПа; γ_q — коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным 1,4.

Если основания состоят из однородных по глубине слабо выветрелых или сильно выветрелых скальных грунтов, их расчетное сопротивление осевому сжатию следует определять, пользуясь результатами статических испытаний грунтов штампами. При отсутствии таких результатов допускается значение R определять для слабовыветрелых и выветрелых скальных грунтов по формуле (9.4), принимая значение R_0 с понижающим коэффициентом, равным соответственно 0,6 и 0,3 для сильно выветрелых скальных грунтов по формуле (9.1) и табл. 9.3, как для крупнообломочных грунтов.

При определении расчетного сопротивления оснований из нескальных грунтов по формуле (9.1) заглубление фундамента мелкого заложения или фундамента из опускного колодца следует принимать:

а) для промежуточных опор мостов — от поверхности грунта у опоры на уровне срезки в пределах контура фундамента, а в русле рек — от дна водотока у опоры после понижения его уровня на глубину общего и половину местного размыва грунта при расчетном расходе;

б) для обсыпных устоев — от естественной поверхности грунта с увеличением на половину высоты конуса у передней грани фундамента по оси моста.

Расчетные сопротивления, вычисленные по формуле (9.1) для глин или суглинков в фундаментах опор мостов, расположенных в пределах постоянных водотоков, следует повышать на величину, равную $14{,}7 d_w$ кПа, где d_w — глубина воды, м, от наинизшего уровня межени до уровня, принимаемого по пункту «а» для оснований из нескальных грунтов.

Взвешивающее действие воды на грунты и части сооружения, расположенные ниже уровня поверхностных или подземных вод, необходимо учитывать в расчетах по несущей способности оснований и устойчивости положения фундаментов, если фундаменты заложены в песках, супесях и илах. При заложении фунда-

ментов в суглинках и глинах взвешивающее действие воды требуется учитывать в случаях, когда оно создает более неблагоприятные условия. Уровень воды принимают невыгоднейшим — наинизшим или наивысшим.

Несущая способность основания под подошвой фундаментов мелкого заложения или фундаментов из опускных колодцев должна удовлетворять условиям

$$P \leqslant \frac{R}{\gamma_n} \text{ и } P_{max} \leqslant \frac{\gamma_c R}{\gamma_n}, \qquad (9.5)$$

где P и P_{max} — соответственно среднее и максимальное давления подошвы фундамента на основание, кПа; R — расчетное сопротивление основания из нескальных или скальных грунтов осевому сжатию, кПа; γ_n — коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,4; γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,0 — при определении несущей способности нескальных оснований в случаях действия временной вертикальной нагрузки, давления грунта от подвижного состава и горизонтальной поперечной нагрузки от центробежной силы; 1,2 — при определении несущей способности скальных оснований во всех случаях и нескальных оснований в случаях действия (кроме указанных выше временных нагрузок) одной или нескольких других временных нагрузок.

Проверка несущей способности по грунту как условного фундамента мелкого заложения не требуется для однорядных свайных фундаментов в любых грунтовых условиях и для многорядных свайных фундаментов, сваи которых работают как стойки.

Проверка несущей способности по грунту фундамента из свай или опускного колодца как условного фундамента мелкого заложения. Условный массивный фундамент принимают в форме прямоугольного параллелепипеда. Его размеры для свайного фундамента с заглубленным в грунт ростверком определяют по рис. 9.1, *а, б*; а с расположенным над грунтом ростверком — по рис. 9.1, *в, г*. Для фундамента из опускного колодца эти размеры определяют по рис. 9.2, *а, б*.

Среднее значение расчетных углов трения грунтов φ_m (см. рис. 9.1 и 9.2), прорезанных сваями или колодцем, определяют по формуле

$$\varphi_m = \frac{\sum \varphi_i h_i}{d}, \qquad (9.6)$$

где φ_i — расчетный угол внутреннего трения i-го слоя грунта, расположенного в пределах глубины погружения свай или колодца в грунт; h_i — толщина этого слоя, м; d — глубина погружения свай или колодца в грунт от его расчетной поверхности.

Несущая способность основания условного массивного фундамента считается обеспеченной при значениях среднего давления на грунт в сечении *3—4* по подошве условного фундамента P и максимального давления на грунт в этом сечении P_{max}:

$$P = \frac{N_c}{10 a_c b_c} \leqslant \frac{R}{\gamma_n}; \; P_{max} = \frac{N_c}{10 a_c b_c} + \frac{6 a_c (3M_c + 2F_h d)}{b_c \left(\frac{k}{C_b} d^4 + 3a_c^3 \right)} \leqslant \frac{\gamma_c R}{\gamma_n}, \qquad (9.7)$$

где N_c — нормальная составляющая давлений условного фундамента на грунт основания, кН, определяемая с учетом веса грунтового массива *1—2—3—4* (см. рис. 9.1) вместе с заключенным в нем ростверком и сваями или опускным колодцем; a_c, b_c — размеры в плане условного фундамента в направлении, параллельном плоскости действия нагрузки и перпендикулярном ей, м; R — расчетное сопротивление осевому сжатию грунта по подошве условного фундамента, кПа; γ_n — коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,4; F_n, M_c — соответственно горизонтальная составляющая внешней нагрузки, кН, и ее момент относительно главной оси горизонтального сечения условного фундамента в уровне расчетной поверхности грунта, кН·м; d — глубина заложения условного фундамента по отношению к расчетной поверхности грунта, м; k — коэффициент пропорциональности, определяющий нарастание с глубиной коэффициента постели грунта, расположенного

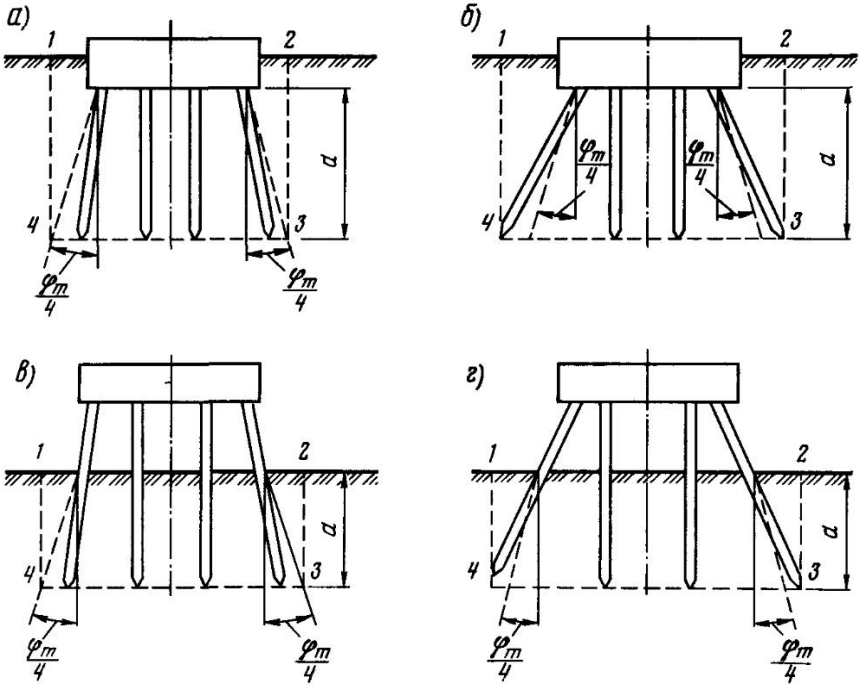


Рис. 9.1. Схемы к проверке несущей способности свайного фундамента как условного фундамента мелкого заложения:

а—фундамент с ростверком, заглубленным в грунт при угле наклона свай менее $\varphi_m/4$; *б*—то же при угле наклона свай более $\varphi_m/4$; *в*—фундамент с ростверком, расположенным над грунтом при угле наклона свай менее $\varphi_m/4$; *г*—то же при угле наклона свай более $\varphi_m/4$

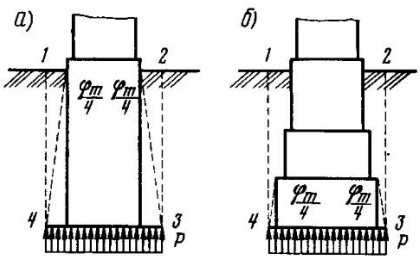


Рис. 9.2. Схемы к проверке несущей способности фундамента из опускного колодца как условного фундамента мелкого заложения:

а—фундамент без уступов; *б*—фундамент с уступами

выше подошвы фундамента, и принимаемый по табл. 9.5; C_b — коэффициент постели грунта в уровне подошвы условного фундамента, кН/м^3, определяемый по формулам: при $d \leqslant 10$ м $C_b = 10$ кН/м^3; при $d > 10$ м $C_b = kd$; γ_c — коэффициент условий работы, значения которого принимают такими же, как в формуле (9.5).

Проверка несущей способности подстилающего слоя грунта. При проектировании мостов иногда встречаются случаи, когда по многим причинам низ свай, оболочек, столбов или подошву фундамента целесообразно расположить на пласте грунта небольшой мощности, но с высокой несущей способностью, который подстилается слоем грунта с более низкой несущей спо-

Таблица 9.5. **Значения коэффициента K**

Грунты	Коэффициент K, кН/м^3
Текучепластичные глины и суглинки ($0{,}75 < J_L \leqslant 1$)	490—1960
Мягкопластичные глины и суглинки ($0{,}5 < J_L \leqslant 0{,}75$); пластичные супеси ($0 \leqslant J_L \leqslant 1$); пылеватые пески ($0{,}6 \leqslant e \leqslant 0{,}8$)	1961—3920
Тугопластичные и полутвердые глины и суглинки ($0 \leqslant J_L \leqslant 0{,}5$); твердые супеси ($J_L < 0$); пески мелкие ($0{,}6 \leqslant e \leqslant 0{,}75$); пески средней крупности ($0{,}55 \leqslant e \leqslant 0{,}7$)	3921—5880
Твердые глины и суглинки ($J_L \leqslant 0$); пески крупные ($0{,}55 \leqslant e \leqslant 0{,}7$)	5881—9800
Пески гравелистые ($0{,}55 \leqslant e \leqslant 0{,}7$) и галька с песчаным заполнителем	9801—19600

собностью. В подобных случаях надо обязательно производить проверку несущей способности подстилающего грунта, используя условие

$$\gamma(d + Z_i) + \alpha(p + \gamma d) \leqslant \frac{R}{\gamma_n}, \quad (9.8)$$

где γ — среднее (по слоям) значение расчетного удельного веса грунта, расположенного над кровлей проверяемого подстилающего слоя грунта, допускается принимать $\gamma = 19{,}62$ кН/м^3; d — заглубление подошвы фундамента мелкого заложения от расчетной поверхности грунта, м; Z_i — расстояние от подошвы фундамента до поверхности проверяемого подстилающего слоя грунта, м; α — коэффициент, принимаемый по табл. 9.6; p — среднее давление на грунт, действующее под подошвой условного фундамента, кПа; R — расчетное сопротивление подстилающего грунта, кПа, определяемое по формуле (9.1) для глубины расположения кровли проверяемого слоя; γ_n — коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,4.

Значение коэффициента α принимают по таблице в зависимости от отношения Z_i/b для круглого в плане и от отношения Z_i/b и a/b для прямоугольного в плане фундамента.

Проверку несущей способности подстилающего слоя грунта под фундаментом из свай или из опускного колодца следует производить, как под условным фундаментом размерами, принимаемыми по рис. 9.1 и 9.2 для проверки несущей способности фундамента из свай или опускного колодца как условного фундамента мелкого заложения.

Определение дополнительных давлений на основание устоя от веса примыкающей части подходной насыпи. Дополнительное давление на грунты основания p_1' под задней гранью устоя (в уровне подошвы фундамента) от веса подходной насыпи (рис. 9.3) определяют по формуле

$$p_1' = \alpha_1 \gamma h_1. \quad (9.9)$$

Для обсыпного устоя дополнительное давление на грунты основания под передней гранью устоя от веса конуса насыпи p_2', кПа, определяют по формуле

$$p_2' = \alpha_2 \gamma h_2. \quad (9.10)$$

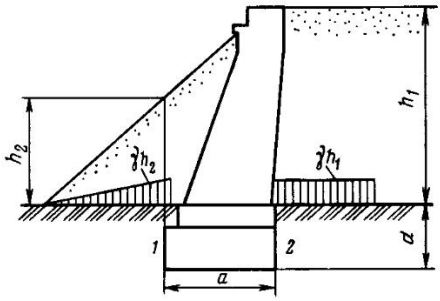


Рис. 9.3. Схема для определения дополнительных напряжений от веса подходной насыпи на грунты основания обсыпного устоя:
1—передняя грань; *2*—задняя грань

Таблица 9.6. **Значения коэффициента α**

$\frac{z_i}{b}$	Круглый в плане фундамент	Прямоугольный фундамент с отношением сторон его подошвы $a:b$											
		1	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,4	2,8	3,2	4	5	10 и более
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,2	0,949	0,960	0,968	0,972	0,974	0,975	0,976	0,976	0,977	0,977	0,977	0,977	0,977
0,4	0,756	0,800	0,830	0,848	0,859	0,866	0,870	0,875	0,878	0,879	0,880	0,881	0,881
0,6	0,547	0,606	0,651	0,682	0,703	0,717	0,727	0,757	0,746	0,749	0,753	0,754	0,755
0,8	0,390	0,449	0,496	0,532	0,558	0,578	0,593	0,612	0,623	0,630	0,636	0,639	0,642
1,0	0,285	0,334	0,378	0,414	0,441	0,463	0,482	0,505	0,520	0,529	0,540	0,545	0,550
1,2	0,214	0,257	0,294	0,325	0,352	0,374	0,392	0,419	0,437	0,449	0,462	0,470	0,477
1,4	0,165	0,201	0,232	0,260	0,284	0,304	0,321	0,350	0,369	0,383	0,400	0,410	0,420
1,5	0,130	0,160	0,187	0,210	0,232	0,251	0,267	0,294	0,314	0,329	0,348	0,360	0,374
1,8	0,106	0,130	0,153	0,173	0,192	0,209	0,224	0,250	0,270	0,285	0,305	0,320	0,337
2,0	0,087	0,108	0,127	0,145	0,161	0,176	0,189	0,214	0,233	0,241	0,270	0,285	0,304
2,2	0,073	0,090	0,107	0,122	0,137	0,150	0,163	0,185	0,208	0,218	0,239	0,256	0,280
2,4	0,062	0,077	0,092	0,105	0,118	0,130	0,141	0,161	0,178	0,192	0,213	0,230	0,258
2,6	0,053	0,066	0,079	0,091	0,102	0,112	0,123	0,141	0,157	0,170	0,191	0,208	0,239
2,8	0,046	0,058	0,069	0,079	0,089	0,099	0,108	0,124	0,139	0,152	0,172	0,189	0,228
3,0	0,040	0,051	0,060	0,070	0,078	0,087	0,095	0,110	0,124	0,136	0,155	0,172	0,208
3,2	0,036	0,045	0,053	0,062	0,070	0,077	0,085	0,098	0,111	0,122	0,141	0,158	0,190
3,4	0,032	0,040	0,048	0,055	0,062	0,069	0,076	0,088	0,100	0,110	0,128	0,144	0,184
3,6	0,028	0,036	0,042	0,049	0,056	0,062	0,068	0,080	0,090	0,100	0,117	0,133	0,175
3,8	0,024	0,032	0,038	0,044	0,050	0,056	0,062	0,072	0,082	0,091	0,107	0,123	0,166
4,0	0,022	0,029	0,035	0,040	0,046	0,051	0,056	0,066	0,075	0,084	0,095	0,113	0,158
4,2	0,021	0,026	0,031	0,037	0,042	0,048	0,051	0,060	0,069	0,077	0,091	0,105	0,150
4,4	0,019	0,024	0,029	0,034	0,038	0,042	0,047	0,055	0,063	0,070	0,084	0,098	0,144
4,6	0,018	0,022	0,026	0,031	0,035	0,039	0,043	0,051	0,058	0,065	0,078	0,091	0,137
4,8	0,016	0,020	0,024	0,028	0,032	0,036	0,040	0,047	0,054	0,060	0,072	0,085	0,132
5,0	0,015	0,019	0,022	0,026	0,030	0,033	0,037	0,044	0,050	0,056	0,067	0,079	0,126

Давление p_1 и p_2 определяют суммированием по соответствующим граням фундамента давления от расчетных нагрузок с добавлением p_1' и p_2'.

В формулах (9.9) и (9.10):

γ — расчетный удельный вес насыпного грунта, допускается принимать $\gamma = 17{,}7$ кН/м^3; h_1 — высота насыпи, м; h_2 — высота конуса над передней гранью фундамента, м; α_1, α_2 — коэффициенты, принимаемые соответственно по табл. 9.7 и 9.8.

Относительный эксцентриситет равнодействующей нагрузок в уровне подошвы фундамента мелкого заложения определяют по формуле:

$$\frac{e_0}{r} = \frac{P_1 - P_2}{P_1\left(\frac{a}{y} - 1\right) + P_2}; \qquad (9.11)$$

$$e_0 = M/N; \; r = W/A,$$

где a — длина подошвы фундамента, м; y — расстояние от главной центральной оси фундамента до более нагруженного ребра, м; M — момент сил, действующих относительно главной центральной оси подошвы фундамента, кН·м; N — равнодействующая вертикальных сил, кН; W — момент сопротивления подошвы фундамента для менее напряженного ребра, м^3; A — площадь подошвы фундамента, м^2.

Расчет устойчивости основания фундаментов против глубокого сдвига по круглоцилиндрической или другой более неблагоприятной поверхности скольжения производят для фундаментов промежуточных опор, расположенных на крутых косогорах; для устоев при высотах насыпи более 12 м — во всех случаях, а при высотах от 6 до 12 м — в случаях расположения в основании фундамента пласта смоченного глинистого грунта или прослойки насыщен-

Таблица 9.7. **Значения коэффициента α_1**

Глубина заложения фундамента d, м	Высота насыпи, h_1, м	α_1 для задней грани устоя	α_1 для передней грани устоя при длине подошвы фундамента a, м: до 5	10	15
5	10	0,45	0,10	0	0
	20	0,50	0,10	0,05	0
	30	0,50	—	0,06	0
10	10	0,40	0,20	0,05	0
	20	0,45	0,25	0,10	0,05
	30	0,50	—	0,10	0,05
15	10	0,35	0,20	0,10	0,05
	20	0,40	0,25	0,15	0,10
	30	0,45	—	0,15	0,10
20	10	0,30	0,20	0,15	0,10
	20	0,35	0,30	0,20	0,15
	30	0,40	—	0,20	0,15
25	10	0,25	0,20	0,20	0,15
	20	0,30	0,30	0,20	0,20
	30	0,35	—	0,20	0,20
30	10	0,20	0,20	0,20	0,15
	20	0,25	0,30	0,25	0,20
	30	0,30	—	0,25	0,20

Примечания. 1. Для промежуточных значений d, h_1 и a коэффициенты α_1 определяют по интерполяции. 2. При расчете фундамент глубокого заложения рассматривают как условный, ограниченный контуром в соответствии с рис. 9.1 и 9.2.

Таблица 9.8. **Значения коэффициента α_2**

Глубина заложения фундамента d, м	α_2 при высоте конуса, h_2, м: 10	20	30
5	0,4	0,5	0,6
10	0,3	0,4	0,5
15	0,2	0,3	0,4
20	0,1	0,2	0,3
25	0	0,1	0,2
30	0	0	0,1

Примечание. Для промежуточных значений d и h_2 коэффициент α_2 определяют по интерполяции.

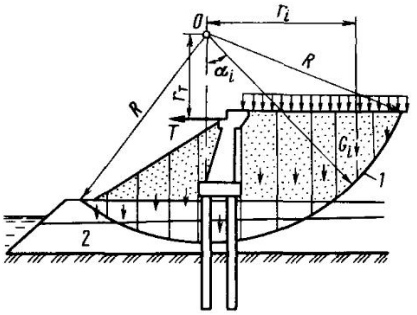


Рис. 9.4. Схема для расчета устойчивости на сдвиг устоя по круглоцилиндрической поверхности:
1—поверхность скольжения; *2*—слой слабого грунта

ного водой песка, подстилаемого глинистым грунтом. Кроме того, для указанных условий проверяют возможность плоских оползневых сдвигов на ранее устойчивых склонах вследствие дополнительного их нагружения весом насыпи и опоры, нарушения устойчивости пластов грунта в процессе производства работ или изменения режима грунтовых и поверхностных вод.

Расчет устойчивости основания фундамента в предположении сдвига его по круглоцилиндрической поверхности сводится к определению отношения момента удерживающих сил $M_{уд}$ относительно оси круглоцилиндрической поверхности к моменту сдвигающих сил $M_{сд}$ относительно той же оси.

Значения $M_{уд}$ и $M_{сд}$ определяют для нескольких произвольно заданных цилиндрических поверхностей скольжения, различающихся положением точки (оси вращения) O и значениями радиуса R (рис. 9.4). Наименьшее от отношений $M_{уд}/M_{сд}$, подсчитанных для каждой из этих поверхностей скольжения, должно удовлетворять условию устойчивости

$$\gamma_n \leqslant \frac{\gamma_c M_{уд}}{M_{сд}}, \qquad (9.12)$$

где $\gamma_n = 1{,}4$ — коэффициент надежности; γ_c — коэффициент условий работы, равный 1,0, если поверхность скольжения не пересекает фундамента,

и 1,1, если пересекает сваи, оболочки или столбы.

Из реально возможных необходимо выбрать поверхность скольжения и соответствующую ей комбинацию нагрузок, при которых отношение $M_{уд}/M_{сд}$ будет наибольшим.

Момент $M_{сд}$ относительно оси O определяют от всех сил, действующих на сползающий массив грунта вместе с опорой, кроме сил, препятствующих сдвигу на поверхности скольжения.

Если поверхность скольжения пересекает элементы, в расчете не учитывают влияния внешних сил, действующих на опору, и ее собственный вес.

Момент $M_{уд}$ относительно оси O определяют от сил трения и сцепления, препятствующих сдвигу сползающего грунта на поверхности скольжения. При этом не учитывают сопротивление свай, оболочек или столбов скольжению грунта по пересекающей их поверхности сдвига.

Для определения $M_{сд}$ сползающий массив грунта делят вертикальными плоскостями на n участков и определяют размеры каждого участка в плоскости чертежа (см. рис. 9.4). В перпендикулярном направлении ширину каждого участка b_i принимают условно в соответствии с рис. 9.5, *а* для устоя и рис. 9.5, *б* для опоры, расположенной на сползающем склоне. $\varphi_{ср}$ (см. рис. 9.5) — расчетный угол внутреннего трения грунтов сползающего массива. Прямой *а—а* на рис. 9.5 обозначена поверхность скольжения по середине рассматриваемого участка; контурами *1—2—3—4—5—6* и *1—2—3—4* на рис. 9.5 ограничены поперечные разрезы участков сползающего массива. Если поверхность скольжения проходит ниже фундамента, то к весу грунта i-го участка добавляют вес опоры с фундаментом и внешнюю вертикальную нагрузку, в том числе временную подвижную. В результате такого суммирования определяют силу G_i для данного участка. Эту силу считают приложенной по середине ширины i-го участка (см. рис. 9.4).

Значение момента

$$M_{сд} = \sum_{i=1}^{i=n} G_i r_i + T r_T, \qquad (9.13)$$

где G_i — сила, равная сумме расчетного веса i-го участка сползающего массива и равнодействующей внешней нагрузки, расположенной в его пределах, кН. Если поверхность скольжения в пределах i-го участка проходит по водопроницаемому слою (песку, супеси) или по границе водопроницаемого и водонепроницаемого слоев, то вес G_i определяют с учетом гидростатического взвешивания грунта, расположенного ниже уровня воды при расчетном паводке; r_i, м,— плечо силы G_i относительно оси O (положительно при расположении силы G_i со стороны насыпи от вертикали, проходящей через ось O); T — расчетное значение горизонтальной силы, передаваемое скользящему массиву грунта от тормо-

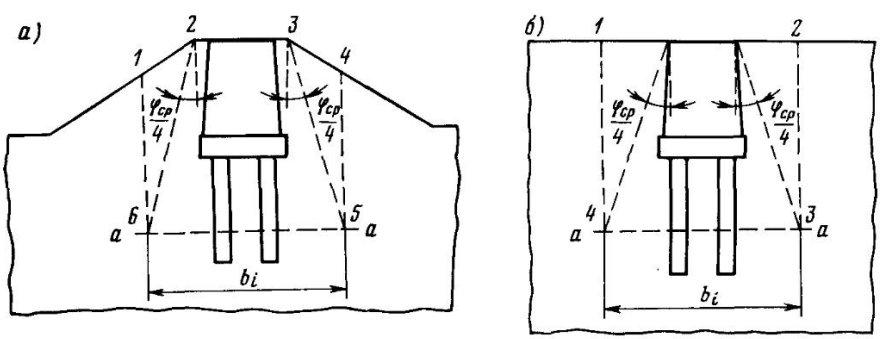


Рис. 9.5. Схема для определения ширины поверхности сдвига грунтового массива

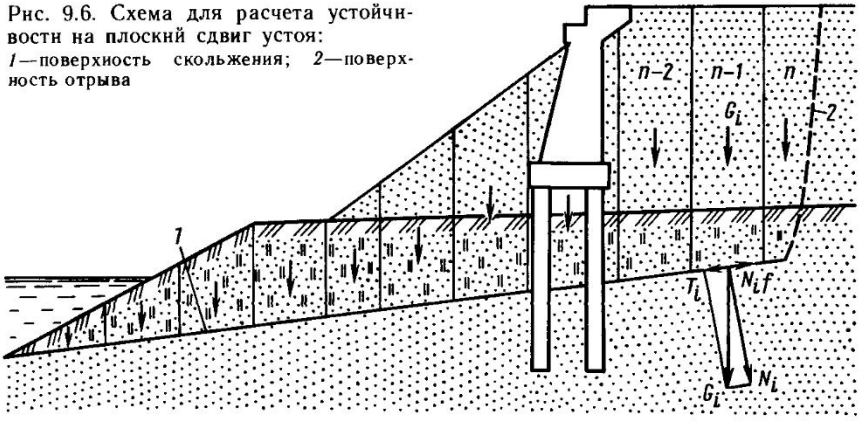


Рис. 9.6. Схема для расчета устойчивости на плоский сдвиг устоя:
1—поверхность скольжения; *2*—поверхность отрыва

жения временной нагрузки в сторону пролета, кН; r_T — плечо силы T относительно оси O, м; $n \geqslant 8$ — число участков, на которые разделен сползающий массив.

Сползанию массива будут сопротивляться силы трения и сцепления, возникающие на поверхности скольжения. Сила трения в пределах i-го участка массива равна произведению силы нормального давления $G_i \cos\alpha_i$ на коэффициент трения грунта $\mathrm{tg}\varphi_i$. Кроме того, в пределах i-го участка сползанию массива сопротивляется сила сцепления, равная произведению расчетного значения сцепления C_i на площадь оснований i-го участка $b_i L_i$, м^2, где b_i и L_i — соответственно ширина и длина поверхности сползания в пределах i-го участка, м.

Значение момента

$$M_{уд} = R\left[\sum_{i=1}^{i=n} \left(G_i \cos\alpha_i \,\mathrm{tg}_i + c_i b_i L_i\right)\right], \tag{9.14}$$

где L_i — угол между вертикалью и радиусом, проведенным от оси O к точке пересечения силы G_i с круглоцилиндрической поверхностью; φ_i — расчетное значение угла внутреннего трения грунта.

Глубокий сдвиг фундаментов береговых опор может происходить не только по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения, но и по другим, близким к ним поверхностям, форма которых определяется напластованиями грунтов, например плоская наклоном в сторону отверстия моста.

Проверку устойчивости склона, пригруженного весом подходной насыпи, в пределах вызывающего опасения участка производят по методике, принятой для аналогичной проверки при круглоцилиндрической поверхности с той разницей, что определяют не моменты $M_{сд}$ и $M_{уд}$, а только $t_{сд}$ и $T_{уд}$, действующие на массив грунта, который может сдвинуться по наиболее неблагоприятной (вероятной) поверхности скольжения.

Такой поверхностью, как правило, является смоченная грунтовыми водами наклонная кровля скальных, глинистых или песчаных грунтов, на которой располагается массив глинистых грунтов. Возможной поверхностью сдвига может быть кровля глинистых грунтов, прикрытых водонасыщенными песками.

Для определения сил $T_{сд}$ и $T_{уд}$ потенциально сползающий массив делят вертикальными плоскостями на участки с таким расчетом, чтобы каждый из них располагался в пределах одного наклона вероятной поверхности сдвига в зоне соприкасания по этой поверхности грунтов только двух видов (рис. 9.6). От веса G_i каждого выделенного участка на поверхности сдвига (скольжения) действуют нормальная сила N_i и сдвигающая сила T_i. Силе T_i противодействует сила трения $N_i f$.

Площадь поверхности сдвига сползающего i-го участка равна b_iL_i, где b_i и L_i — соответственно ширина и длина поверхности сдвига в пределах i-го участка. Ширину b_i следует принимать согласно схеме на рис. 9.5.

Сила сдвига

$$T_{сд} = \sum_{i=1}^{i=n} G_i \sin\alpha. \qquad (9.15)$$

Удерживающая сила

$$T_{уд} = \sum_{i=1}^{i=n} G_i \cos\alpha f, \qquad (9.16)$$

где α — угол наклона поверхности сдвига к горизонту; f — коэффициент трения грунтов на поверхности сдвига.

Значения $T_{сд}$ и $T_{уд}$ определяют для нескольких вероятных поверхностей скольжения, различающихся глубиной расположения от естественной поверхности грунта как под фундаментом, так пересекающие его. Наименьшее из отношений $T_{уд}/T_{сд}$, вычисленных для каждой из этих поверхностей, должно удовлетворять условию устойчивости:

$$\gamma_n \leqslant \gamma_c T_{уд}/T_{сд}, \qquad (9.17)$$

где γ_n — коэффициент надежности, равный 1,2; γ_c — коэффициент условий работы, принимают таким же, как в формуле (9.12).

Расчет по устойчивости фундаментов мелкого заложения на немерзлых или оттаивающих вечномерзлых грунтах против плоского сдвига (скольжения) производят исходя из значений коэффициентов трения кладки о поверхность:

	f
Скальные грунты с омывающейся поверхностью (глинистые известняки, сланцы) и глины:	
во влажном состоянии	0,25
в сухом »	0,30
Суглинки и супеси	0,30
Пески	0,40
Гравийные и галечниковые грунты	0,50
Скальные грунты с неомыливающейся поверхностью	0,60

Определение осадки фундаментов. Осадку оснований фундаментов мелкого заложения следует рассчитывать на немерзлых грунтах согласно СНиП 2.02.01-83.

В расчете осадки устоев при высоте насыпи свыше 12 м необходимо учитывать дополнительное вертикальное давление на основание от веса примыкающей части подходной насыпи, определяемое согласно рис. 9.3.

Осадку оснований фундаментов глубокого заложения определяют, как для фундаментов мелкого заложения, в качестве которого рассматривают условный фундамент с размерами, принимаемыми в случае свайного фундамента по рис. 9.1, а в случае фундамента из опускного колодца — по рис. 9.2.

Осадку свайного фундамента допускается принимать равной осадке одиночной сваи по данным статических испытаний ее в тех же грунтах, когда сваи работают как стойки и когда число продольных рядов свай не более трех.

При определении осадок фундаментов за расчетную поверхность грунта допускается принимать его естественную поверхность (без учета срезки или возможности размыва).

Осадки фундаментов на немерзлых грунтах допускается не определять:

при опирании фундаментов на скальные, крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем и твердые глины — для всех мостов;

При опирании фундаментов на прочие грунты — для мостов внешне статически определимых систем пролетами до 55 м на железных дорогах и до 105 м на автомобильных.

9.3. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

Основные размеры фундаментов мелкого заложения (глубина и размеры подошвы) определяют из расчета оснований, который включает: подсчет нагрузок на фундамент; оценку инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки строительства опоры; определение расчетных значений характеристик грунтов; выбор глубины заложения фундамента; назначение

Таблица 9.9. **Наибольшие относительные эксцентриситеты**

Расположение и размер мостов	e_0/r			
	для промежуточных опор при действии		для устоев при действии	
	только постоянных нагрузок	постоянных и временных нагрузок в наиболее невыгодном сочетании	только постоянных нагрузок	постоянных и временных нагрузок в наиболее невыгодном сочетании
На железных дорогах общей сети и промышленных предприятий, на обособленных путях метрополитена	0,1	1,0	0,5	0,6
На автомобильных дорогах (включая дороги промышленных предприятий и внутрихозяйственные), на улицах и дорогах городов и сельских населенных пунктов	0,1	1,0	0,8	—
Большие и средние	—	—	—	1,0
Малые	—	—	—	1,2

предварительных размеров подошвы по конструктивным соображениям или исходя из условия, чтобы среднее давление на основание p не превышало величины, определяемой по формуле (9.5); вычисление расчетного сопротивления грунта основания по формуле (9.1); изменение в случае необходимости размеров фундамента с тем, чтобы обеспечивались условия формулы (9.5) по величинам P и P_{max}; при наличии слабого подстилающего слоя проверка по формуле (9.8); расчет устойчивости на опрокидывание, против глубокого и плоского сдвига (скольжения). Определение в необходимых случаях размеров осадок основания.

Для оснований из нескальных грунтов, рассчитываемых без учета заделки в грунт, положение равнодействующей нагрузок (по отношению к центру тяжести площади подошвы фундаментов), характеризуемое относительным эксцентриситетом, должно быть ограничено значениями, указанными в табл. 9.9.

Эксцентриситет e_0 и радиус ядра сечения фундамента r, м (у его подошвы), определяют по формулам

$$e_0 = M/N \text{ и } r = W/A, \qquad (9.18)$$

где M — момент сил, действующих относительно главной центральной оси подошвы фундамента, кН·м; N — равнодействующая вертикальных сил, кН; W — момент сопротивления подошвы фундамента для менее напряженного ребра, м^3; A — площадь подошвы фундамента, м^2.

Проверку положения равнодействующей нагрузок в уровне подошвы фундаментов устоев при высоте подходной насыпи свыше 12 м производят с учетом вертикального давления от веса примыкающей части насыпи. В этом случае относительный эксцентриситет в сторону пролета должен составлять не более 20 % значений, указанных в табл. 9.9.

Если относительный эксцентриситет более единицы, максимальное давление подошвы фундамента на основание определяют исходя из треугольной формы эпюры, построенной в пределах сжимаемой части основания.

Определение размеров фундаментов. Размеры внецентренно нагруженных фундаментов определяют из условий, предусмотренных формулой (9.5).

Максимальное и минимальное давления под краем фундамента при действии момента сил относительно одной из главных осей инерции подошвы определяют по формуле

$$P_{\substack{max\\min}} = \frac{N}{A} \pm M_x y / I_x, \qquad (9.19)$$

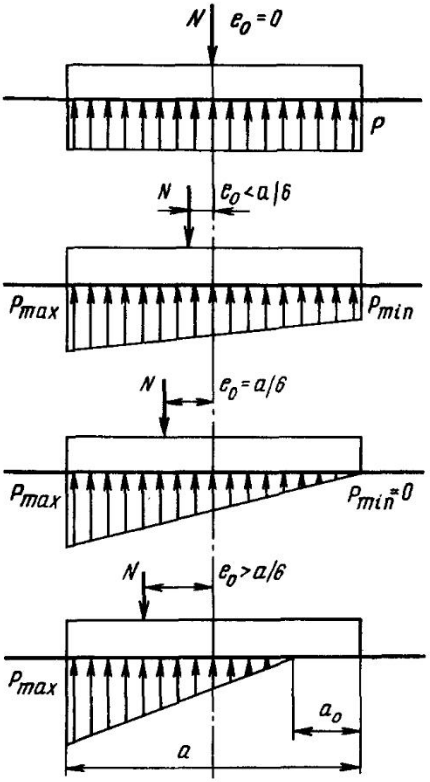


Рис. 9.7. Эпюры давления под подошвой фундамента

где N — суммарная вертикальная нагрузка на фундамент, кН; A — площадь подошвы фундамента, м^2; M_x — момент сил относительно центра подошвы фундамента, кН·м; y — расстояние от главной оси инерции, перпендикулярной плоскости действия момента сил, до наиболее удаленной точки фундамента, м; J_x — момент инерции площади подошвы фундамента относительно той же оси, м^4.

Для прямоугольных фундаментов формула (9.19) приводится к виду

$$P_{\substack{min\\max}}=\frac{N}{A}\pm\frac{M_x}{W_x}=\frac{N}{A}(1\pm6e_x/l), \quad (9.20)$$

где W_x — момент сопротивления подошвы, м^3; $e_x=M_x/N$ — эксцентриситет равнодействующей вертикальной нагрузки относительно центра подошвы фундамента, м; l — размер подошвы фундамента в направлении действия момента, м.

Значения наибольшего относительного эксцентриситета приведены в табл. 9.9.

Форма эпюры контактных давлений под подошвой фундамента зависит от относительного эксцентриситета (рис. 9.7). Для прямоугольных фундаментов при $e_0<a/6$ форма эпюры трапецендальная (если $e_0=a/10$, соотношение краевых давлений $P_{min}/P_{max}=0{,}25$), при $e_0=a/6$ — треугольная с нулевой ординатой у менее загруженной грани подошвы, при $e_0>a/6$ — треугольная с нулевой ординатой в пределах подошвы, т. е. при этом происходит частичный отрыв подошвы.

При $e_0>a/6$ максимальное краевое напряжение p_{max}, МПа определяют по формуле

$$p_{max}=\frac{2N}{3ba_0}, \quad (9.21)$$

где b — ширина подошвы фундамента; a_0 — длина отрыва подошвы, м.

Зона отрыва подошвы $a_0=a/2-e_0$, а при $e_0=a/4$ $a_0=a/4$.

9.4. РАСЧЕТ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Основные положения современной методики охватывают расчеты фундаментов из свайных элементов при любом положении ростверка по отношению к расчетной поверхности грунта, позволяя также рассчитывать безростверковые опоры из свайных элементов и подферменной плиты (ригеля рамы).

Для свайных фундаментов с ростверком, подошва которой заглублена ниже расчетной поверхности грунта (см. п. 9.1), в расчете фундамента необходимо учитывать не только сопротивление грунта перемещениям свай, но и сопротивление грунта на участках боковых граней ростверка, смещающихся к грунту. Если размеры котлована в плане превышают размеры

ростверка, допускается учитывать сопротивление грунта перемещениям ростверка только при условии обеспечения контроля за послойной укладкой и уплотнением обратной засыпки грунта в пазухи котлована.

Коэффициент постели на боковой грани плиты фундамента

$$C_{Z_1} = K_б Z_1, \qquad (9.22)$$

где $K_б$ — коэффициент пропорциональности, характеризующий изменение с глубиной коэффициента постели грунта в пределах толщины ростверка, кН/м^4; Z_1 — глубина расположения точки, для которой определяют коэффициент постели, от расчетной поверхности грунта, м. Если верхняя грань ростверка расположена ниже расчетной поверхности грунта, глубину Z_1 отсчитывают от этой грани.

Коэффициент постели грунта на боковой поверхности свайного элемента

$$C_Z = K_Z, \qquad (9.23)$$

где K — коэффициент пропорциональности, характеризующий изменение с глубиной коэффициента постели грунта, окружающего сваю, кН/м^4; Z — глубина расположения точки, для которой определяют коэффициент постели, от расчетной поверхности грунта (при ростверке, находящемся над грунтом) или подошвы ростверка (при его заглублении в грунт), м.

Коэффициент постели грунта под подошвой свайного элемента

$$C_п = \frac{5K_п h_1}{d_п}, \qquad (9.24)$$

но не менее

$$C_п = \frac{50K_п}{d_п}. \qquad (9.25)$$

В формулах (9.24) и (9.25):

$K_п$ — коэффициент пропорциональности, характеризующий изменение с глубиной коэффициента постели грунта, расположенного под подошвой свайного элемента, кН/м^4; h_1 — глубина расположения подошвы сваи от расчетной поверхности грунта, м; $d_п$ — размер подошвы свайного элемента, м, принимаемый при наличии уширения в нижней части равным наибольшему поперечному размеру уширения, а при отсутствии уширения — равным диаметру свайного элемента.

Формула (9.24) при приведенных в табл. 9.5 значениях $K_п$ дает для свайных элементов с подошвой, имеющей диаметр $d \geqslant 5$ м и расположенной на глубине $h_1 = 10 \div 15$ м, значения коэффициента постели $C_п$, близкие к тем, которые издавна использовали в расчете массивных фундаментов глубокого заложения как характеристики податливости основания под их подошвой. В отличие от коэффициента постели C_{Z1} и C_Z коэффициент постели $C_п$ на поверхности грунта (при $h_1 = 0$) не равен нулю и может быть весьма существенным. В связи с этим приведена формула (9.25), ограничивающая минимальное значение коэффициента постели $C_п$, которое соответствует подстановке в формулу (9.24) значения $h_1 = 10$ м.

Значения коэффициентов пропорциональности K, $K_б$ и $K_п$ принимают по табл. 9.10. Меньшие значения коэффициентов K, $K_б$ и $K_п$ в таблице соответствуют наибольшим значениям показателя текучести J_L глинистых и коэффициентам пористости e песчаных грунтов, указанным в скобках после наименования грунта, а большие значения этих коэффициентов — соответственно более низким значениям J_L и e. При промежуточных значениях J_L и e значения коэффициентов K, $K_б$ и $K_п$ принимают по интерполяции. В случае когда консистенция глинистых грунтов дается не численно, а в виде наименования и пески указывают как средней плотности, коэффициенты K, $K_б$ и $K_п$ принимают равными средним арифметическим из указанных в таблице пределов соответствующих значений для данного вида грунта.

Коэффициенты K и $K_п$ для плотных песков принимают на 30 % выше, чем наибольшие табличные значения соответствующих значений для данного вида грунта.

При наличии в пределах толщины ростверка и в пределах глубины погружения свай нескольких слоев грунта в

Таблица 9.10. **Значения коэффициентов пропорциональности**

Грунты	K для свай, кН/м^4	K для оболочек и буровых свай; $K_б$ и $K_п$, кН/м^4
Текучепластичные глины и суглинки ($0{,}75 < J_L \leqslant 1$)	650—2500	500—2000
Мягкопластичные глины и суглинки ($0{,}5 < J < 0{,}75$); пластичные супеси ($0 \leqslant J_L \leqslant 1$); пылеватые пески ($0{,}6 \leqslant e \leqslant 0{,}8$)	2500—5000	2000—4000
Тугопластичные и полутвердые глины и суглинки ($0 \leqslant J_L \leqslant 0{,}5$); твердые супеси ($J_L < 0$); пески мелкие ($0{,}6 \leqslant e \leqslant 0{,}75$) и средней крупности ($0{,}55 \leqslant e \leqslant 0{,}7$)	5000—8000	4000—6000
Твердые глины и суглинки ($J_L < 0$); пески крупные ($0{,}55 \leqslant e \leqslant 0{,}7$)	8000—13 000	600—1000
Пески гравелистые ($0{,}55 \leqslant e \leqslant 0{,}7$) и галька с песчаным заполнителем	—	10 000—20 000

расчет вводят приведенные значения $K_б$ и K:

$$K_б = \frac{\sum K_{бi} h_i}{h_п}, \qquad (9.26)$$

где $K_{бi}$ — значение коэффициента пропорциональности для i-го слоя грунта, принимаемое по табл. 9.10; h_i — толщина i-го слоя грунта, м; $h_п$ — глубина заложения подошвы ростверка от расчетной поверхности грунта, м. Если верхняя грань ростверка расположена ниже расчетной поверхности грунта, то под $h_п$ следует понимать толщину плиты.

Если в пределах глубины

$$h_к = 3{,}5d + 1{,}5, \qquad (9.27)$$

отчитываемой от расчетной поверхности грунта (при ростверке, расположенном над грунтом) или от подошвы ростверка (при его заглублении в грунт), расположен один слой грунта, то приведенное значение K принимают равным значению, соответствующему этому грунту. В формуле (9.27) глубина $h_к$ и размер d, равный толщине сваи квадратного сечения или диаметру круглого сечения, выражены в метрах. Для свай прямоугольного сечения под d следует понимать размер их сечения в плоскости действия нагрузок.

Если в пределах глубины $h_к$ расположено два слоя грунта, то приведенное значение

$$K = \frac{K_I h_I (2h_к - h_I) + K_{II}(h_к - h_I)^2}{h_к^2}, \qquad (9.28)$$

а если три слоя

$$K = \frac{K_I h_I [2(h_{III} + h_{II}) + h_I]}{h_к^2} + \frac{K_{II} h_{II}(2h_{III} + h_{II}) + K_{III} h_{III}^2}{h_к^2}, \qquad (9.29)$$

где h_I — толщина I (верхнего) слоя грунта, м; h_{II} и h_{III} — толщина II и III слоев грунта в пределах $h_к$, м; K_I, K_{II} и K_{III} — значения коэффициентов пропорциональности, принимаемые по табл. 9.10 для грунтов I, II и III слоев.

Расчетная ширина свайного элемента

$$b_p = K_ф (d + 1) K, \qquad (9.30)$$

а сваи

$$b_p = K_ф (1{,}5d + 0{,}5). \qquad (9.31)$$

В формулах (9.30) и (9.31):

d — толщина (диаметр) свайного элемента, м; $K_ф$ — коэффициент, равный 0,9 при круглой форме поперечного сечения свайного элемента и 1,0 при квадратной; K — коэффициент;

$$K = K_1 + \frac{(1 - K_1) Z_p}{2d + 1}, \qquad (9.32)$$

но не больше единицы.

В формуле (9.32):

K_1 — коэффициент, зависящий от числа n_p свайных элементов в одной вертикальной плоскости (в одном ряду), параллельной действию нагрузки; Z_p — среднее расстояние в свету (на уровне расчетной поверхности грунта) между свайными элементами, расположенными в указанной плоскости, м.

Значения K_1 принимают равными:

n_p	1	2	3	$\geqslant 4$
k_1	1	0,6	0,5	0,45

В тех случаях, когда в разных вертикальных плоскостях расположено разное число свайных элементов, коэффициент K принимают одинаковым для всех элементов и равным меньшему из значений, полученных для этих рядов. Если через оси свайных элементов нельзя провести вертикальную плоскость, параллельную плоскости действия нагрузки, принимают $K=1$. При расположении свайных элементов в шахматном порядке и расстояниях между осями соседних рядов, параллельных плоскости действия нагрузки, меньших $(d+1)$ м, значение K устанавливают, как для приведенного ряда, полученного проектированием свайных элементов на плоскость действия нагрузки (рис. 9.8). В расчете фундамента на совместное действие нагрузок вдоль и поперек оси моста значение K принимают меньшим из значений, полученных для каждого из этих направлений.

В случае опирания свайных элементов на нескальный грунт допускается в расчете принимать подошву каждой сваи не закрепленной против поперечных смещений и поворотов, а в случае опирания свай на скальную породу (без забуривания в нее) — закрепленной против поперечных смещений и не закрепленной против поворотов. В указанном случае глубину h заложения свай в грунте следует принимать равной расстоянию от расчетной поверхности грунта (при ростверке, расположенном над грунтом) или от подошвы ростверка (при его заглублении в грунт) до низа сваи, а при наличии уширения — до его сечения с наибольшим размером.

Буровые сваи, забуренные в невыветрелую скальную породу на глубину,

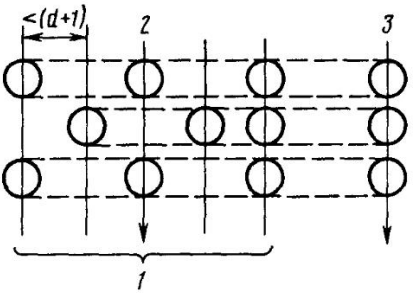


Рис. 9.8. Схема определения коэффициента K при оболочках или столбах, расположенных в шахматном порядке: *1*—план расположения оболочек (столбов); *2*—след плоскости действия нагрузки; *3*—приведенный ряд оболочек

требуемую по расчету, следует рассматривать как жестко заделанные в сечении, расположенном на Δh ниже поверхности невыветрелой скальной породы. Глубину h заложения в грунте таких свай принимают равной расстоянию от расчетной поверхности грунта (при ростверке, расположенном над грунтом) или от подошвы ростверка (при его заглублении в грунт) до указанного сечения. При заделке буровых свай в магматические породы (гранит, диорит, базальт и др.) принимают $\Delta h=0$, а в прочие породы $\Delta h=0{,}5d$, где d — диаметр сваи.

В расчете прочности и трещиностойкости свайных элементов следует принимать их гибкость, определяя расчетную длину l_p сваи (приведенную к длине равноустойчивого стержня, шарнирно закрепленного с обоих концов) с учетом степени сопротивляемости перемещениям ростверка, обусловленной схемой расположения в нем свай и связями с другими опорами моста. При этом каждую сваю допускается рассматривать как свободный от грунта стержень, жестко заданный на расстоянии l_1 от подошвы ростверка. Величину l_1 определяют по формуле

$$l_1 = l_0 + \frac{2}{\alpha_c}, \qquad (9.33)$$

где l_0 — длина участка сваи, расположенного выше расчетной поверхности

грунта, м; α_c — коэффициент деформации сваи, $м^{-1}$.

Коэффициент деформации сваи

$$\alpha_c = \sqrt[5]{\frac{Kb_p}{EI}}, \qquad (9.34)$$

где K, b_p и EI — соответственно коэффициент пропорциональности, $кН/м^4$, характеризующий нарастание с глубиной коэффициента постели грунта на боковой поверхности сваи, ее расчетная ширина, м, и жесткость поперечного сечения, $кН \cdot м^2$.

Для облегчения вычисления коэффициента деформации сваи в грунте используют табл. 9.11.

Если при расчете буровых свай, погруженных через толщу нескального грунта и заделанных в скальную породу $\frac{2}{\alpha_c} > h$, следует принимать $l_1 = l_0 + h$, где h — глубина заделки сваи.

При наличии в фундаменте наклонных свай, препятствующих горизонтальному перемещению ростверка в любом направлении, допускается принимать $l_p = 0{,}5l$.

В расчете несущей способности грунтового основания фундамента необходимо проверить условие

$$N_{max} + G \leqslant F_d \frac{\gamma_c}{\gamma_н}, \qquad (9.35)$$

где N_{max} — наибольшее продольное усилие в верхнем сечении свайного элемента, кН; G — вес свайного элемента, кН. Для всех свайных элементов, опирающихся на глинистые грунты или скальные породы, вес G следует определять без учета гидростатического взвешивания, а свайных элементов, опирающихся на песчаные грунты,— с учетом взвешивания; F_d — несущая способность основания свайного элемента, кН, определяемая согласно п. 4 СНиП 2.02.03-85; $\gamma_н$ и γ_c — коэффициенты надежности и условий работы.

В случае если свайные элементы опираются на нескальный грунт и ростверк расположен над его поверхностью, значения $\gamma_н$ следует принимать в зависимости от числа n свай в фундаменте:

n	1—5	6—10
$\gamma_н$	1,75(1,6)	1,65(1,5)
n	11—20	>20
$\gamma_н$	1,55(1,4)	1,4(1,25)

Приведенные в скобках значения коэффициента надежности допускается использовать при условии, что величина F_d определена по результатам испытания свай статической нагрузкой.

В расчетах несущей способности фундаментов из свай, опертых на нескальный грунт, с учетом одной или нескольких нагрузок и воздействий от торможения, горизонтальных поперечных ударов подвижного состава, давления ветра и льда, навала судов, изменения температуры допускается значение γ_c принимать по табл. 9.12 в зависимости от наличия на плоской расчетной схеме фундамента наклонных свай или только вертикальных от числа n_r групповых свай по этой схеме (т. е. от числа их рядов, расположенных перпендикулярно плоскости действия внешней нагрузки) и степени неравномерности распределения продольных усилий в сваях фундамента, характеризуемой отношением $n_N = N_{min}/N_{max}$ наименьшего продольного усилия в верхнем сечении свай (положительно при сжатии и отрицательно при растяжении) к наибольшему. Для случаев, не охваченных табл. 9.12, а также при опирании фундаментов на скальные породы следует принимать $\gamma_c = 1$.

При расчете фундамента на нагрузки, совместно действующие вдоль и поперек оси моста, коэффициент условий работы следует принимать равным меньшему из его значений, определенных для каждого из этих направлений.

В случае работы свайных элементов на выдергивание ($N_{min} + G < 0$) должно быть проверено условие

$$|N_{min} + G| \leqslant F_{dи} \frac{\gamma_c}{\gamma_н}, \qquad (9.36)$$

где N_{min} — наименьшее продольное усилие в верхнем сечении свайного элемента, кН; G — вес сваи, кН, определенный с учетом гидростатического взвешивания независимо от вида грунта, на который свая опирается; $F_{dи}$ — несущая способность сваи на выдерги-

Таблица 9.11. **Значения коэффициента деформации сваи в грунте**

$\frac{10^5 K b_p}{EJ}$, м$^{-5}$	α_c, м$^{-1}$	$\frac{10^5 K b_p}{EJ}$, м$^{-5}$	α_c м$^{-1}$	$\frac{10^5 K b_p}{EJ}$, м$^{-5}$	α_c, м$^{-1}$	$\frac{10^5 K b_p}{EJ}$, м$^{-5}$	α_c, м$^{-1}$	$\frac{10^5 K b_p}{EJ}$, м$^{-5}$	α_c, м$^{-1}$	$\frac{10^5 K b_p}{EJ}$, м$^{-5}$	α_c, м$^{-1}$	$\frac{10^5 K b_p}{EJ}$, м$^{-5}$	α_c, м$^{-1}$
1,000	0,1000	9,239	0,1560	42,823	0,2120	138,25	0,2680	357,05	0,3240	792,35	0,3800	1575,6	0,4360
1,104	0,1020	9,847	0,1580	44,882	0,2140	143,49	0,2700	368,20	0,3260	813,42	0,3820	1612,0	0,4380
1,217	0,1040	10,486	0,1600	47,018	0,2160	148,88	0,2720	379,38	0,3280	834,94	0,3840	1649,2	0,4400
1,338	1,1060	11,158	0,1620	49,236	0,2180	154,44	0,2740	391,35	0,3300	856,91	0,3860	1687,0	0,4420
1,469	0,1080	11,864	0,1640	51,536	0,2200	160,16	0,2760	403,36	0,3320	879,34	0,3880	1725,5	0,4440
1,611	0,1100	12,605	0,1660	53,922	0,2220	166,04	0,2780	415,65	0,3340	902,24	0,3900	1764,7	0,4460
1,762	0,1120	13,383	0,1680	56,395	0,2240	172,10	0,2800	428,25	0,3360	925,61	0,3920	1804,6	0,4480
1,925	0,1140	14,199	0,1700	58,958	0,2260	178,34	0,2820	441,15	0,3380	949,47	0,3940	1845,3	0,4500
2,082	0,1160	15,054	0,1720	61,613	0,2280	184,75	0,2840	454,35	0,3400	975,81	0,3960	1886,7	0,4520
2,288	0,1180	15,949	0,1740	64,363	0,2300	191,35	0,2860	467,88	0,3420	998,65	0,3980	1928,8	0,4540
2,449	0,1200	16,887	0,1760	67,211	0,2320	198,14	0,2880	481,72	0,3440	1024,00	0,4000	1971,6	0,4560
2,703	0,1220	17,869	0,1780	70,158	0,2340	205,11	0,2900	495,88	0,3460	1049,90	0,4020	2015,2	0,4580
2,932	0,1240	18,896	0,1800	73,208	0,2360	212,28	0,2920	510,38	0,3480	1076,20	0,4040	2059,6	0,4600
3,176	0,1260	19,969	0,1820	76,363	0,2380	219,65	0,2940	525,22	0,3500	1103,10	0,4060	2104,8	0,4620
3,436	0,1280	21,091	0,1840	79,626	0,2400	227,23	0,2960	540,40	0,3520	1130,60	0,4080	2150,8	0,4640
3,713	0,1300	22,262	0,1860	83,000	0,2420	235,01	0,2980	555,92	0,3540	1158,60	0,4100	2197,5	0,4660
4,007	0,1320	23,485	0,1880	83,487	0,2440	243,00	0,3000	571,81	0,3560	1187,10	0,4120	2245,1	0,4680
4,320	0,1340	24,761	0,1900	90,090	0,2460	251,21	0,3020	588,05	0,3580	1216,20	0,4140	2293,5	0,4700
4,653	0,1360	26,091	0,1920	93,812	0,2480	259,64	0,3040	604,66	0,3600	1245,90	0,4160	2342,7	0,4720
5,005	0,1380	27,479	0,1940	97,656	0,2500	268,29	0,3060	621,65	0,3620	1276,10	0,4180	2392,7	0,4740
5,378	0,1400	28,925	0,1960	101,636	0,2520	277,17	0,3080	639,01	0,3640	1306,90	0,4200	2443,6	0,4760
5,774	0,1420	30,432	0,1980	105,721	0,2540	286,29	0,30100	656,76	0,3660	1338,30	0,4220	2495,4	0,4780
6,222	0,1440	32,000	0,2000	109,950	0,2560	295,65	0,30120	674,90	0,3680	1370,30	0,4240	2548,0	0,4800
6,634	0,1460	33,632	0,2020	114,314	0,2580	305,24	0,30140	693,44	0,3700	1403,00	0,4260	2601,6	0,4820
7,101	0,1480	35,331	0,2040	118,810	0,2600	315,09	0,30160	712,38	0,3720	1436,20	0,4280	2656,0	0,4840
7,594	0,1500	37,097	0,2060	123,450	0,2620	325,19	0,30180	731,74	0,3740	1468,50	0,4300	2711,3	0,4860
8,114	0,1520	38,933	0,2080	128,240	0,2640	335,54	0,30200	751,52	0,3760	1504,60	0,4320	2767,6	0,4880
8,662	0,1540	40,841	0,2100	133,170	0,2660	346,16	0,30220	771,72	0,3780	1539,70	0,4340	2824,8	0,4900

Окончание табл. 9.11

$\frac{10^5 Kb_p}{EJ}$, м$^{-5}$	α_c, м$^{-1}$	$\frac{10^5 Kb_p}{EJ}$, м$^{-5}$	α_c, м$^{-1}$	$\frac{10^5 Kb_p}{EJ}$, м$^{-5}$	α_c, м$^{-1}$	$\frac{10^5 Kb_p}{EJ}$, м$^{-5}$	α_c, м$^{-1}$	$\frac{10^5 Kb_p}{EJ}$, м$^{-5}$	α_c, м$^{-1}$	$\frac{10^5 Kb_p}{EJ}$, м$^{-5}$	α_c, м$^{-1}$	$\frac{10^5 Kb_p}{EJ}$, м$^{-5}$	α_c, м$^{-1}$
2882,9	0,5120	4852,5	0,5460	7776,0	0,6000	11964	0,6540	17790	0,7080	25691	0,7620	36179	0,8160
2942,0	0,4940	4942,0	0,5480	7906,5	0,6020	12148	0,6560	18042	0,7100	26030	0,7640	36624	0,8180
3002,0	0,4960	5032,8	0,5500	8037,7	0,6040	12335	0,6580	18298	0,7120	26372	0,7660	37074	0,8200
3063,0	0,4980	5125,0	0,5520	8172,7	0,6060	12523	0,6600	18556	0,7140	26718	0,7680	37528	0,8220
3125,0	0,5000	5218,5	0,5540	8308,4	0,6080	12714	0,6620	18818	0,7160	27068	0,7700	37987	0,8240
3188,0	0,5020	5313,4	0,5560	8446,0	0,6100	12907	0,6640	19082	0,7180	27421	0,7720	38450	0,8260
3252,0	0,5040	5409,7	0,5580	8585,3	0,6120	13103	0,6660	19349	0,7200	27778	0,7740	38918	0,8280
3317,1	0,5060	5507,3	0,5600	8726,5	0,6140	13301	0,6680	19619	0,7220	28139	0,7760	39390	0,8300
3383,1	0,5080	5606,4	0,5620	8869,6	0,6160	13501	0,6700	19838	0,7240	28503	0,7780	39867	0,8320
3450,3	0,5100	5706,8	0,5640	9014,5	0,6180	13704	0,6720	20169	0,7260	28872	0,7800	40349	0,8340
3518,4	0,5120	5808,7	0,5660	9161,3	0,6200	13909	0,6740	20448	0,7380	29244	0,7820	40835	0,8360
3587,7	0,5140	5912,1	0,5680	9310,1	0,6220	14117	0,6760	20731	0,7300	29620	0,7840	41326	0,8380
3658,0	0,5160	6016,8	0,5700	9460,7	0,6240	14327	0,6780	21016	0,7320	29999	0,7860	41821	0,8400
3729,5	0,5180	6123,2	0,5720	9613,3	0,6260	14539	0,6800	21305	0,7340	30383	0,7880	42321	0,8420
3802,0	0,5200	6231,0	0,5740	9767,8	0,6280	14754	0,6820	21597	0,7360	30771	0,7900	42826	0,8440
3875,7	0,5220	6340,3	0,5760	9924,0	0,6300	14972	0,6840	21892	0,7380	31162	0,7920	43336	0,8460
3950,5	0,5240	6451,2	0,5780	10083	0,6320	15192	0,6860	22190	0,7400	31557	0,7940	43851	0,8480
4026,5	0,5260	6563,6	0,5800	10243	0,6340	15415	0,6880	22492	0,7420	31957	0,7960	44371	0,8500
4103,6	0,5280	6677,5	0,5820	10406	0,6360	15640	0,6900	22796	0,7440	32360	0,7980	44895	0,8520
4182,0	0,5300	6793,0	0,5840	10571	0,6380	15808	0,6920	23104	0,7460	32768	0,8000	45424	0,8540
4261,5	0,5320	6910,2	0,5860	10738	0,6400	16099	0,6940	23416	0,7480	33180	0,8020	45959	0,8560
4342,2	0,5340	7028,9	0,5880	10906	0,6420	16332	0,6960	23730	0,7500	33595	0,8040	46498	0,8580
4424,1	0,5360	7149,2	0,5900	11077	0,6440	16568	0,6980	0,7520	0,7520	34015	0,8060	47043	0,8600
4507,3	0,5380	7271,2	0,5920	11250	0,6460	16807	0,7000	24370	0,7540	34440	0,8080	47592	0,8620
4591,7	0,5400	7394,9	0,5940	11426	0,6480	17048	0,7020	24695	0,7560	34868	0,8100	48147	0,8640
4677,3	0,5420	7520,2	0,5960	11597	0,6500	17295	0,7040	25023	0,7580	35300	0,8120	48707	0,8660
4764,5	0,5440	7647,3	0,5980	11783	0,6520	17540	0,7060	25355	0,7600	35737	0,8140	49272	0,8680

Таблица 9.12. **Значения коэффициента γ_c**

Плоская схема фундамента	n_r	$n_N \leqslant 0{,}1$	$0{,}1 < n_N \leqslant 0{,}3$	$0{,}3 < n_N \leqslant 0{,}4$
С одними вертикальными сваями	4	1,10	1,10	1,10
	5—7	1,15	1,15	1,10
	$\geqslant 8$	1,20	1,15	1,10
С наклонными сваями	5—7	1,10	1,10	1,00
	$\geqslant 8$	1,15	1,10	1,10

Примечание. Несущую способность оболочек и буровых свай, опираемых на невыветрелые, слабовыветрелые или выветрелые породы, допускается определять по приведенным в пп. 4.1—4.5 СНиП 2.02.03-85 нормам расчета несущей способности оболочек, опираемых на невыветрелую скальную породу при значениях коэффициента безопасности соответственно равных 1,4; 2,3 и 4,6, а несущую способность оболочек буровых свай, опираемых на сильновыветрелую породу,— по нормам несущей способности крупнообломочных грунтов.

вание, кН, определенная согласно п. 4 СНиП 2.02.03-85; γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый согласно п. 4 СНиП 2.02.03-85; $\gamma_н$ — коэффициент надежности, принимаемый при любых грунтовых условиях и положении ростверка в зависимости только от числа n свай в фундаменте.

При расчете на действие постоянных нагрузок и воздействий в сочетании только с временной вертикальной нагрузкой, давлением грунта от подвижного состава и горизонтальной поперечной нагрузкой от центробежной силы следует значение коэффициента надежности, принятое в соответствии с приведенным указанием, увеличить в 1,5 раза.

Работа свай на выдергивание не допускается от одних постоянных нагрузок и воздействий.

В расчете фундаментов, кроме проверок несущей способности их основания, необходимо проверить согласно указаниям, приведенным в п. 9.1, несущую способность фундамента по грунту как условного массивного.

При расчете фундаментов из свай, забуренных (заделанных) в скальную породу, следует проверить несущую способность заделки в скале каждой сваи на совместное действие изгибающего моменты M_h и поперечной силы Q_h, найденных расчетом для глубины $Z = h$, а также продольной силы $N_h = N + G$, где N — продольное усилие в верхнем сечении сваи, кН, а G — вес сваи, кН, определенный без учета гидростатического взвешивания.

Несущую способность заделки буровой сваи в скале N_h считают обеспеченной при выполнении условия

$$N_h \leqslant \frac{\gamma_c}{\gamma_н} F_d, \qquad (9.37)$$

где γ_c и $\gamma_н$ — коэффициенты условий работы и надежности, равные соответственно 1,0 и 1,4; F_d — несущая способность заделки сваи на сжатие с учетом понижающего влияния на нее изгибающего момента M_h и поперечной силы Q_h; кН.

Несущая способность заделки сваи

$$F_d = \left(\frac{h_з}{d_з} + 1{,}5\right) \frac{R^н_{сж}}{K_r} A K_c, \qquad (9.38)$$

где $h_з$ — глубина заделки буровой сваи от кровли невыветрелой породы, м; $d_з$ — диаметр сваи на участке, заделанном в скалу, м; $R^н_{сж}$ — нормативное (среднее арифметическое значение) временное сопротивление скальной породы одноосному сжатию в водонасыщенном состоянии, МПа, для породы, расположенной в пределах глубины $h_з$; K_r — коэффициент безопасности, принимаемый равным 1,4; A — площадь опирания сваи на скальную породу, м^2; K_c — коэффициент, определяемый по графику (рис. 9.9) в зависимости от приведенного эксцентриситета, вычисляемого по формуле

$$\bar{e} = \frac{M_h}{N_h d_z}\left(1 + \frac{2}{3}\frac{Q_h}{M_h} h_з\right). \qquad (9.39)$$

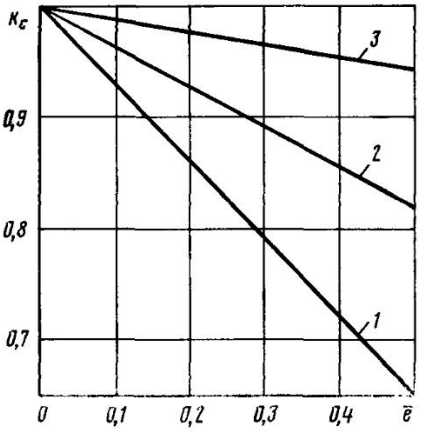


Рис. 9.9. График для определения коэффициента K_C:
$1 — h_3 = d_3$; $2 — h_3 = 2d_3$; $3 — h_3 = 3d_3$

Если значение $\bar{e} > 0,5$, допускается каждую несущую способность скального основания рассчитывать по формуле (9.35) и дополнительно проверять выполнение условия

$$\frac{6M_h \pm 4Q_h h_3}{d_3 h_3^2} \leqslant 0,1R^{\text{п}}_{\text{сж}}. \quad (9.40)$$

Проверки по формулам (9.37)—(9.40) предусматривают заглубление низа буровой сваи в невыветрелую скальную породу (без слабых прослоек) не менее чем на 0,5 м.

Давление σ_Z на грунт по боковой поверхности свайных элементов, которые проверяют на глубинах, определяемых по формулам (9.43) и (9.44), должны удовлетворять условию

$$\sigma_Z \leqslant \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos\varphi}(\gamma Z \operatorname{tg}\varphi + \xi C), \quad (9.41)$$

где η_1 — коэффициент, равный 0,7 в случае опирания на опору распорных пролетных строений и 1,0 в остальных случаях; η_2 — коэффициент, учитывающий долю постоянной нагрузки в суммарной, определяется по формуле (9.45); Z — глубина от расчетной поверхности грунта (при ростверке, расположенном над грунтом) или от подошвы ростверка (при его заглублении в грунт), м; φ, C и γ — расчетные характеристики (угол внутреннего трения, град; удельное сцепление, МПа; удельный вес, кН/м^3) грунта; ξ — коэффициент, принимаемый равным 0,3 в случае буровых свай, сооружаемых в скважинах, заранее пробуренных в нескальных грунтах, и равным 0,6 во всех остальных случаях.

Проверку условия (9.41) следует относить к расчетам по первой группе предельных состояний и расчетные характеристики грунтов определяют согласно СНиП по проектированию оснований зданий и сооружений. Коэффициент безопасности для определения расчетных значений угла внутреннего трения и удельного сцепления следует принимать не выше соответственно 1,1 и 1,5. Расчетное значение удельного веса грунта следует определять с учетом гидростатического взвешивания, принимая коэффициент безопасности равным 1,0 (допускается принимать $\gamma = 10$ кН/м^3).

При нескольких слоях грунта значения φ, C и γ рекомендуется принимать средневзвешенными на участке эпюры σ_Z, на котором эти давления имеют один знак.

Для забивных свай, погруженных в грунт на глубину более $10d$, за исключением случаев погружения свай в илы или глинистые грунты тугопластичной или текучей консистенции, проверка выполнения условия (9.41) не производится (здесь d — диаметр круглого или сторона квадратного сечения сваи).

Глубины, для которых проверяют выполнение условия (9.41), зависят от приведенной (безразмерной) глубины заложения в грунте свайного элемента $\bar{h}$, определяемой по формуле

$$\bar{h} = \alpha_c h, \quad (9.42)$$

где α_c — коэффициент деформации сваи, определяемый по формуле (9.34); h — глубина заложения сваи в грунте.

Если $\bar{h} \leqslant 2,5$, выполнение условия (9.41) необходимо проверить для $Z = h/3$ и $Z = h$, а если $\bar{h} > 2,5$

$$Z = 0,85/\alpha_c. \quad (9.43)$$

Коэффициент, учитывающий долю постоянной нагрузки в суммарной,

$$\eta_2 = \frac{M_п + M_в}{nM_п + M_в}, \qquad (9.44)$$

где $M_п$ и $M_в$ — моменты от внешних соответственно постоянных и временных нагрузок, кН·м, относительно оси, проходящей в уровне нижних концов свайных элементов через центр тяжести их сечения перпендикулярно силовой плоскости; n — коэффициент.

В случае расчета однорядных фундаментов на нагрузки, действующие в плоскости, перпендикулярной ряду, моменты $M_п$ и $M_в$ вычисляют от горизонтальных и вертикальных нагрузок, а в остальных случаях — только от горизонтальных.

Значение n принимают в зависимости от приведенной глубины заложения сваи, определяемой по формуле (9.42): при $\bar{h} \leqslant 2{,}5$ $n=4{,}0$; при $\bar{h}=5{,}0$ $n=2{,}5$; в интервале $2{,}5<\bar{h}<5{,}0$ значение n находят линейной интерполяцией. В расчете однорядных фундаментов на приложенные вне плоскости ряда вертикальные нагрузки следует принимать $n=4$ независимо от $\bar{h}$.

Если горизонтальные давления на грунт σ_Z не удовлетворяют условию (9.41), но при этом несущая способность свайных элементов по материалу недоиспользована и перемещения верха опоры меньше предельно допускаемых значений, то при приведенной глубине заложения свай $\bar{h}>2{,}5$ расчет следует повторить, приняв уменьшенное значение коэффициента K (см. табл. 9.10). При новом значении K необходимо проверить прочность свай по материалу, перемещения опоры и выполнение условий (9.41).

Если расчет фундамента производится с учетом сопротивления грунта перемещениям ростверка, следует проверить выполнение условия

$$\sigma_п \leqslant \eta_1 \eta_2 \gamma h_п \frac{4 \operatorname{tg} \varphi}{\cos \varphi}, \qquad (9.45)$$

где $\sigma_п$ — горизонтальное давление на грунт, передаваемое ростверком на уровне его подошвы МПа; η_1 и η_2 коэффициенты, принимаемые в формуле (9.41); при вычислении значения η_2 по формуле (9.44) следует принимать $n=2{,}5$; $h_п$ — глубина заложения подошвы ростверка от расчетной поверхности грунта или толщина ростверка, если верхняя грань ростверка расположена ниже расчетной поверхности плиты; φ и γ — расчетные характеристики грунта, окружающего ростверк (угол внутреннего трения, град, и удельный вес, кН/м^3), указанные в формуле (9.41).

Если горизонтальные давления на грунт $\sigma_п$ не удовлетворяют условию (9.45), но при этом несущая способность свайных элементов по материалу недоиспользована и перемещения верха опоры меньше предельно допускаемых значений, расчет следует повторить, приняв уменьшенное значение $K_б$ (см. табл. 9.10). При новом значении $K_б$ необходимо проверить прочность свай по материалу, перемещения опоры и выполнение условия (9.45).

Расчет однорядных фундаментов опор на нагрузки, действующие в плоскости, перпендикулярной плоскости ряда. Рассматриваем свайный фундамент с жестким ростверком. В связи с тем что фундамент симметричен относительно плоскости действия нагрузки и его ростверк может рассматриваться как бесконечно жесткий, продельную силу N, поперечную силу H и изгибающий момент M, действующие в верхнем сечении каждого свайного элемента, определяют в предположении, что внешняя нагрузка поровну распределяется между всеми сваями фундамента. Усилия N, H и M считают положительными, когда указанные усилия, действующие со стороны ростверка на голову сваи, направлены соответственно вниз, вправо и по часовой стрелке (рис. 9.10).

Горизонтальное смещение a, м, подошвы ростверка и угол β его поворота определяют по формулам:

$$a = Y_0 + \varphi_0 l_0 + \frac{l_0^2}{6EI}(3M + 2Hl_0); \qquad (9.46)$$

$$\beta = \varphi_0 + \frac{l_0}{2EI}(2M + Hl_0), \qquad (9.47)$$

где Y_0 и φ_0 — горизонтальное смещение, м, угол поворота, град, поперечного сечения свайного элемента в уровне расчетной поверхности грунта

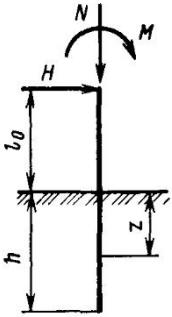


Рис. 9.10. Расчетная схема свай

(при ростверке, расположенном над грунтом) или подошвы ростверка (при его заглублении в грунт). Положительны при смещении сечения вправо и повороте его по часовой стрелке; l_0 — длина участка сваи, расположенного выше расчетной поверхности грунта. При ростверке, заглубленном в грунт, принимается $l_0=0$; EI — жесткость поперечного сечения сваи при изгибе.

Перемещения a и β положительны при смещении подошвы ростверка вправо и повороте ее по часовой стрелке.

Перемещения

$$\left.\begin{aligned} Y_0 &= H_1\delta_{HH} + M_1\delta_{HM};\\ \varphi_0 &= H_1\delta_{MH} + M_1\delta_{MM},\end{aligned}\right\} \qquad (9.48)$$

где H_1 и M_1 — поперечная сила, кН, и изгибающий момент, кН·м, действующие в сечении свайного элемента на уровне расчетной поверхности грунта (при ростверке, расположенном над грунтом) или подошвы ростверка (при его заглублении в грунт). Положительны, когда сила и момент, передающиеся от верхней части сваи на нижнюю, направлены соответственно вправо и по часовой стрелке; δ_{HH} — горизонтальное смещение сваи (со свободным верхним концом) в уровне расчетной поверхности грунта (при ростверке, расположенном над грунтом) или подошвы ростверка (при его заглублении в грунт) от силы $H_1=1$, приложенной в том же уровне, м (рис. 9.11, *а*); δ_{MH} — угол поворота указанного сечения от силы $H_1=1$ (см. рис. 9.11, *а*), равный горизонтальному смещению δ_{MM} этого сечения от момента $M_1=1$ (рис. 9.2, *б*); δ_{MM} — угол поворота указанного сечения от момента $M=1$ (см. рис. 9.11, *б*).

Внутренние усилия

$$H_1=H;\ M_1=M+Hl_0. \qquad (9.49)$$

Перемещения

$$\left.\begin{aligned} \delta_{HH} &= \frac{1}{\alpha_c^3 EI}A_0;\\ \delta_{MH} &= \frac{1}{\alpha_c^2 EI}B_0;\\ \delta_{MM} &= \frac{1}{\alpha_c EI}C_0,\end{aligned}\right\} \qquad (9.50)$$

где α_c — коэффициент деформации свайного элемента, определяемый по формуле (9.34); A_0, B_0 и C_0 — безразмерные коэффициенты, принимаемые по табл. 9.13 в зависимости от вида закрепления нижнего конца сваи (опирание на нескальный грунт, опирание на скалу или заделка в нее) и от приведенной (безразмерной) глубины $\bar{h}$ заложения сваи в грунте. Глубина $\bar{h}$ вычисляется по формуле (9.42) и округляется до ближайшего табличного значения. При $\bar{h}>4$ допускается принимать $\bar{h}=4{,}0$.

Горизонтальное смещение верха опоры a', м, вычисляется по формуле

$$a'=a+\beta h_{оп}+\Delta_1, \qquad (9.51)$$

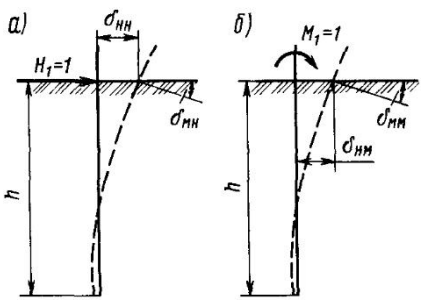


Рис. 9.11. Схемы перемещений сваи в грунте

Таблица 9.13. **Безразмерные коэффициенты**

$\bar{h}$	Опирание на скальный грунт			Опирание на скалу			Заделка в скалу		
	A_0	B_0	C_0	A_0	B_0	C_0	A_0	B_0	C_0
0,5	72,0038	192,026	576,243	48,0062	96,0373	192,291	0,04165	0,12495	0,49987
0,6	50,0065	111,149	278,069	33,3440	55,6093	92,9421	0,07192	0,17982	0,59961
0,7	36,7450	70,0228	150,278	24,5067	35,0585	50,3869	0,11405	0,24448	0,69902
0,8	28,1404	46,9428	88,2792	18,7752	23,5330	29,7628	0,16986	0,31868	0,79783
0,9	22,2442	33,0076	55,3068	14,8507	16,5817	18,8140	0,24093	0,40199	0,89561
1,0	18,0301	24,1059	36,4856	12,0492	12,1491	12,5822	0,32855	0,49375	0,99180
1,1	14,9161	18,1597	25,1225	9,98274	9,19606	8,83636	0,43351	0,59293	1,08560
1,2	12,5520	14,0419	17,9436	8,41814	7,15884	6,48509	0,55589	0,69811	1,17605
1,3	10,7170	11,1028	13,2354	7,20829	5,71334	4,95723	0,69489	0,80737	1,26199
1,4	9,26620	8,95355	10,0501	6,25673	4,66426	3,93675	0,84857	0,91831	1,34213
1,5	8,10139	7,34874	7,83820	5,49811	3,88907	3,24040	1,01381	1,02814	1,41516
1,6	7,15412	6,12942	6,26812	4,88690	3,30821	2,75757	1,18632	1,13378	1,47989
1,7	6,37548	5,18938	5,13287	4,39052	2,86846	2,41914	1,36089	1,23218	1,53539
1,8	5,72976	4,45580	4,29924	3,98521	2,53327	2,18056	1,53179	1,32058	1,58114
1,9	5,19043	3,87760	3,67920	3,65324	2,27689	2,01234	1,69344	1,39687	1,61717
2,0	4,73740	3,41819	3,21231	3,38114	2,08082	1,89445	1,84093	1,45979	1,64405
2,2	4,03194	2,75594	2,58096	2,97708	1,81864	1,75811	2,08041	1,54546	1,67489
2,4	3,52575	2,32685	2,22692	2,71266	1,67318	1,70140	2,23973	1,58565	1,68521
2,6	3,16284	2,04829	2,01293	2,54751	1,60025	1,68670	2,32960	1,59614	1,68663
2,8	2,90543	1,86946	1,88860	2,45254	1,57154	1,69261	2,37114	1,59260	1,68717
3,0	2,72661	1,75752	1,81845	2,40554	1,56806	1,70665	2,38543	1,58606	1,69054
3,5	2,50179	1,64075	1,75726	2,39416	1,59656	1,73911	2,38887	1,58437	1,71105
4,0	2,44060	1,62100	1,75058	2,41923	1,61806	1,750018	2,40076	1,59986	1,73225

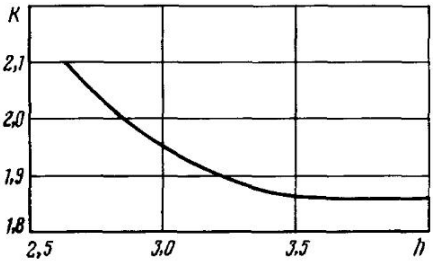


Рис. 9.12. График для определения коэффициента K_2

где a и β — горизонтальное смещение подошвы ростверка, м, и угол ее поворота, град, определяемые по формулам (9.46) и (9.47) или (9.52); $h_{оп}$ — расстояние от подошвы ростверка до верха опоры, м; Δ_1 — горизонтальное смещение верха опоры за счет деформации ее надфундаментной части.

При $\bar{h} \geqslant 2{,}6$ для нескальных грунтов, а при опирании на скалу при $\bar{h} \geqslant 4$ горизонтальное смещение подошвы ростверка a и угол его поворота β допускается вычислять по формулам:

$$a = \frac{L_M}{6EI}(3M + 2HL_M);$$
$$\beta = \frac{L_M}{2EI}(2M + HL_M), \qquad (9.52)$$

где L_M — длина изгиба свайного элемента, м, определяемая по формуле (9.53); K_2 — коэффициент, определяемый по графику (рис. 9.12) в зависимости от приведенной (безразмерной) глубины заложения сваи в грунте; остальные величины те же, что и в формулах (9.46) и (9.47).

Длина изгиба свайного элемента, м

$$L_M = l_0 \frac{K_2}{\alpha_c}. \qquad (9.53)$$

Изгибающий момент M_Z и поперечную силу Q_Z в поперечном сечении свайного элемента, а также давление σ_Z на грунт по контакту с боковой поверхностью сваи, возникающие на глубине Z, определяют по формулам:

$$M_Z = \alpha_c^2 EIY_0A_3 - \alpha_c EI\varphi_0 B_3 + M_1C_3 + \frac{H_1}{\alpha_c}D_3; \qquad (9.54)$$

$$Q_Z = \alpha_c^3 EIY_0A_4 - \alpha_c EI\varphi_0 B_4 + \alpha_c M_1C_4 + H_1D_4; \qquad (9.55)$$

$$\sigma_Z = \frac{K}{\alpha_c}Z\left(Y_0A_1 - \frac{\varphi_0}{\alpha_c}B_1 + \frac{M_1}{\alpha_c^2 EI}C_1 + \frac{H_1}{\alpha_c^3 EI}D_1\right), \qquad (9.56)$$

где α_c — коэффициент деформации свай, вычисляемый по формуле (9.34); K — коэффициент пропорциональности (табл. 9.10); A_1, B_1, C_1, D_1, A_3, B_3, C_4 и D_4 — значения функции влияния, принимаемые по табл. 9.14 в зависимости от приведенной (безразмерной) глубины $\bar{Z} = \alpha_c Z$, для которой определяют внутренние усилия M_Z и Q_Z и давление σ_Z.

Формулы (9.54) и (9.55) при постановке в них значений функций влияния, соответствующих приведенной глубине $\bar{Z} = \bar{h} = \alpha_c h$, дают значения изгибающего момента M_h и поперечной силы Q_h, используемые при проверке прочности заделки буровой сваи в скальной породе по формуле (9.37) и (9.38).

Если закрепление в грунте буровой сваи, установленной в заранее пробуренную скважину в пределах деятельного слоя, осуществляется путем засыпки и уплотнения грунта, а ниже цементно-песчаным раствором, то прочность и трещиностойкость буровой сваи следует дополнительно проверять при значении изгибающего момента (кН·м)

$$M_н' = Hhq + M_1, \qquad (9.57)$$

где h_q — толщина деятельного слоя, м.

Наибольший изгибающий момент $M_н$, действующий в поперечном сечении свайного элемента на участке его,

Таблица 9.14. **Значения функции влияния**

Z	A_1	B_1	C_1	D_1	A_3	B_3	C_3	D_3	A_4	B_4	C_4	D_4
0,0	1,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	1,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	1,00000
0,1	1,00000	0,10000	0,00500	0,00017	—0,00017	—0,00001	1,00000	0,10000	—0,00500	—0,00033	—0,00001	1,00000
0,2	1,00000	0,20000	0,02000	0,00138	—0,00133	—0,00013	0,99999	0,20000	—0,02000	—0,00267	—0,00020	0,99999
0,3	0,99998	0,30000	0,04500	0,00450	—0,00450	—0,00067	0,99994	0,30000	—0,04500	—0,00900	—0,00101	0,99992
0,4	0,99991	0,39999	0,08000	0,01067	—0,01067	—0,00213	0,99974	0,39998	—0,08000	—0,02133	—0,00320	0,99966
0,5	0,99974	0,49996	0,12500	0,02083	—0,02083	—0,00521	0,99922	0,49991	—0,12499	—0,04167	—0,00781	0,99896
0,6	0,99935	0,59987	0,17998	0,03600	—0,03600	—0,01080	0,99806	0,59974	—0,17997	—0,07199	—0,01620	0,99741
0,7	0,99860	0,69967	0,24495	0,05716	—0,05716	—0,02001	0,99580	0,69935	—0,24490	—0,11431	—0,03000	0,99440
0,8	0,99727	0,79927	0,31988	0,08532	—0,08531	—0,03413	0,99181	0,79854	—0,31975	—0,17061	—0,05119	0,98908
0,9	0,99508	0,89852	0,40472	0,12146	—0,12144	—0,05466	0,98524	0,89705	—0,40443	—0,24285	—0,08199	0,98032
1,0	0,99167	0,99722	0,49940	0,16657	—0,16652	—0,08329	0,97501	0,99445	—0,49881	—0,33299	—0,12493	0,96668
1,1	0,98658	1,09508	0,60384	0,22160	—0,22151	—0,12192	0,95975	1,09016	—0,60268	—0,44292	—0,18286	0,94634
1,2	0,97927	1,19171	0,71787	0,28757	—0,28736	—0,17260	0,93783	1,18342	—0,71574	—0,57451	—0,25886	0,91712
1,3	0,96908	1,28660	0,84127	0,36536	—0,36495	—0,23760	0,90727	1,27320	—0,83753	—0,72950	—0,35631	0,87637
1,4	0,95523	1,37910	0,97373	0,45587	—0,45514	—0,31934	0,86574	1,35821	—0,96746	—0,90954	—0,47883	0,82101
1,5	0,93681	1,46830	1,11484	0,55996	—0,55869	—0,42039	0,81054	1,43680	—1,10468	—1,11611	—0,63027	0,74745
1,6	0,91280	1,55346	1,26404	0,67841	—0,67628	—0,54348	0,73858	1,50695	—1,24808	—1,35043	—0,81466	0,65157
1,7	0,88201	1,63307	1,42060	0,81192	—0,80846	—0,69144	0,64637	1,56621	—1,39623	—1,61347	—1,03618	0,52871
1,8	0,84313	1,70575	1,58362	0,96108	—0,95562	—0,86715	0,52997	1,61162	—1,54728	—1,90579	—1,29909	0,37368
1,9	0,79647	1,76973	1,75190	1,12634	—1,11794	—1,07357	0,38503	1,63968	—1,69869	—1,22748	—1,60770	0,18071
2,0	0,73502	1,82294	1,92401	1,30798	—1,29532	—1,31361	0,20676	1,64629	—1,84818	—2,57800	—1,96620	—0,05652
2,2	0,57492	1,88710	2,27217	1,72039	—1,69331	—1,90568	—0,27087	1,57537	—2,12482	—3,35955	—2,84858	—0,69158
2,4	0,34691	1,87449	2,60882	2,19530	—2,14113	—2,66328	—0,94884	1,35201	—2,33901	—4,22816	—3,97323	—1,59150
2,6	0,03314	1,75474	2,90669	2,72360	—2,62120	—3,59990	—1,87738	0,91680	—2,43695	—5,14025	—5,35541	—2,82106
2,8	—0,38548	1,49039	3,12845	3,28761	—3,10333	—4,71751	—3,10791	0,19729	—2,34558	—6,02301	—6,99007	—4,44490
3,0	—0,92809	1,03679	3,22473	3,85829	—3,54050	—5,99981	—4,68788	—0,89127	—1,96927	—6,76472	—8,84028	—6,51971
3,5	—2,92799	—1,27172	2,46304	4,97972	—3,91916	—9,54374	—10,3404	—5,85400	1,07408	—6,78898	—13,6923	—13,8262
4,0	—5,85329	—5,94095	—0,92675	4,54767	—1,61430	—11,7306	—17,9186	—15,0755	9,24375	—0,35784	—15,6105	—23,1403

расположенном в грунте, может быть определен по формуле

$$M_H = M_1 + H_1 \frac{K_з}{\alpha_c}, \qquad (9.58)$$

где $K_з$ — коэффициент, зависящий от приведенной (безразмерной) глубины заложения сваи в грунте:

h	2,6	3,0	3,5
$K_з$	0,65	0,70	0,75

Величины M_1 и H_1 пояснены в формуле (9.48) и (9.49). Давление на грунт по боковой поверхности свайного элемента σ_Z, действующее на глубине $Z = \frac{0,85}{\alpha_c}$, допускается определять по формуле

$$\sigma_Z = \frac{4M_1 + 10H_1 Z}{9b_p Z^2} \xi_1 \qquad (9.59)$$

где ξ_1 — коэффициент, который при $\bar{h} \geqslant 4,0$ равен 0,7, а в интервале $2,6 < \bar{h} < 4,0$ его определяют по формуле

$$\xi_1 = 1,5 - 0,2\bar{h}.$$

Глава 10

ОСОБЕННОСТИ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ СИЛЬНОСЖИМАЕМЫХ, НАСЫПНЫХ, ПРОСАДОЧНЫХ И НАБУХАЮЩИХ ГРУНТОВ В ОСНОВАНИИ ФУНДАМЕНТОВ

10.1. СИЛЬНОСЖИМАЕМЫЕ ГРУНТЫ

К сильносжимаемым грунтам относят водонасыщенные супеси (при $e \geqslant 0,7$) и суглинки (при $e \geqslant 0,9$) или супесчаные ($e \geqslant 0,9$); суглинистые ($e \geqslant 1,0$), глинистые ($e \geqslant 1,5$); сапропели (органические илы) и ленточные глины; заторфованный грунты, торфы, рыхлые пески. Характерными признаками большинства этих грунтов являются высокая степень влажности $S_r \geqslant 0,8$ и большая сжимаемость $E \leqslant 5000$ кПа.

При содержании органического вещества до 50 % песчаные и глинистые грунты относят к заторфованным, а при содержании его более 50 % — к торфам. Различают открытые торфы, представляющие сплошные торфяные залежи, и погребенные торфы, которые прикрыты или переслаиваются наносными отложениями минеральных грунтов. Погребенные торфы по сравнению с открытыми имеют большую на 20—30 % плотность, почти в 5 раз меньшую влажность и в 30—40 раз меньший коэффициент сжимаемости.

К ленточным глинам относят отложения с ярко выраженными перемежающимися тонкими горизонтально расположенными песчаными и глинистыми прослойками толщиной от нескольких миллиметров до 1 см. Такие отложения залегают пластами мощностью от нескольких десятков сантиметров до десятков метров. Плотность глин 1,75—2,0 кг/м^3, коэффициент пористости 1,0—1,5, такие глины подвержены морозному пучению. Общая толщина прослоек льда может достигать 10—20 см и более на 1 м глубины промерзания.

Основания и фундаменты на сильножимаемых грунтах рекомендуется проектировать с учетом специфических особенностей этих грунтов: 1) большой сжимаемости; 2) медленного затухания осадок во времени; 3) существенной изменчивости и анизотропии прочностных, деформационных и фильтрационных характеристик под воздействием нагрузок; 4) наличия сильноагрессивных по отношению к материалам фундаментов вод в толще заторфованных грунтов; 5) разжижения илов и ленточных глин при динамических воздействиях на них, например при забивке свай, и связанного с этим существенного снижения сил трения грунтов о погружаемые сваи; 5) последующего засасывания погруженных свай и связанного с этим значительного (в 6—10 раз) повышения сил трения этих грунтов на контакте с боковой поверхностью свай.

Фундаменты на сильносжимаемых грунтах следует проектировать, руководствуясь следующими основными требованиями: 1) сильносжимаемые грунты, как правило, прорезать свайными элементами, опирая их низ на подстилающие малосжимаемые грунты, несущую способность элементов в которых определять, пользуясь указаниями СНиП 2.02.03-85; 2) фундаменты из свайных элементов с расположением их низа в толще сильносжимаемых грунтов, за исключением торфов и заторфованных грунтов, применять в случае технической невозможности или экономической нецелесообразности использования элементов большой длины с опиранием их низа на малосжимаемые грунты. В этом случае их несущую способность определять по результатам испытаний статической нагрузкой согласно рекомендации гл. 4; 3) во всех случаях свайные элементы должны прорезать толщи торфов и заторфованных грунтов; 4) при недостаточной несущей способности подстилающих малосжимаемых грунтов в нижней части элементов устраивать уширенную пяту; 5) в фундаментах, кроме вертикальных, применять наклонные свайные элементы в одном или в двух направлениях по отношению к продольной оси моста. Необходимость применения наклонных элементов следует устанавливать по результатам расчета исходя из нормируемых значений упругого смещения ростверка фундаментов в горизонтальном направлении; 6) независимо от расположения подошвы ростверка по отношению к поверхности сильносжимаемых грунтов в расчетах фундаментов по несущей способности материалов и грунта принимать схему фундамента с высоким ростверком; 7) в расчетах несущей способности свайных элементов по грунту учитывать неблагоприятное влияние отрицательного трения, возникающего в результате уплотнения толщи сильносжимаемых грунтов под действием собственного веса для промежуточных опор и веса насыпи для устоев.

Расчеты свайных фундаментов по материалу и грунту рекомендуется выполнять методами (см. гл. 9), принятыми для обычных нескальных грунтов с учетом перечисленных дополнительных требований: а) несущую способность свайных элементов по грунту, как правило, определять по материалам испытаний их статической нагрузкой через 1—2 мес после их погружения в грунт (см. гл. 4); б) из полученных значений несущей способности элементов вычитать силы отрицательного (негативного) трения, возникающие в результате уплотнения толщи сильносжимаемых грунтов основания под действием ее собственного веса для промежуточных опор и веса насыпи для устоев; в) выявленные на основе испытаний значения горизонтальных смещений и осадки фундамента от расчетных нагрузок сопоставить с предельно допустимыми их значениями по условию обеспечения плавности движения транспортных средств по проезжей части мостов исходя из требований СНиП 2.05.03-84.

В расчетах несущей способности свайных фундаментов, возводимых на сильносжимаемых грунтах, необходимо учитывать влияние отрицательных сил трения грунта о боковую поверхность свайных элементов в результате: устройства подходных участков насыпи и отсыпки конусов вокруг устоев; понижения уровня грунтовых вод; просадки грунтов при их замачивании.

Отрицательные силы трения подлежат учету до глубины, на которой значение осадки околосвайного грунта после возведения и загрузки свайного фундамента постоянными нагрузками превысит половину предельного значения осадки фундамента. Расчетные значения отрицательных сил трения грунта следует принимать по табл. 2 СНиП 2.02.03-85 расчетных сопротивлений сил трения грунта о сваи со знаком «минус», а для торфа, ила, сапропеля — минус 5 кПа.

Если в пределах длины заглубленной части свайного элемента залегают напластования торфа толщиной более 0,3 м, то для фундаментов устоев расчетные значения отрицательных сил трения грунта, расположенного выше подошвы наинизшего (в пределах длины погруженной части свайного элемента) слоя торфа, необходимо принимать:

а) при насыпи высотой у элемента менее 2 м для насыпных грунтов и слоев торфа равными нулю, а для мине-

ральных ненасыпных грунтов природного сложения — положительным значением расчетного сопротивления сил трения грунтов о сваи согласно табл. 2 СНиП 2.02.03-85;

б) равными 0,4 значений в табл. 2 СНиП 2.02.03-85, но со знаком «минус», а для торфа — минус 5 кПа, при насыпи высотой от 2 до 5 м для насыпных и ненасыпных грунтов;

в) при насыпи высотой более 5 м для тех же грунтов равными значениям, указанным в табл. 2 СНиП 2.02.03-85, но со знаком «минус», а для торфа — минус 5 кПа.

В пределах нижней части свайных элементов, где осадка околосвайного грунта после возведения и загрузки свайного фундамента будет менее половины предельного значения осадки свайного фундамента, расчетные силы трения грунта о сваи принимают положительными по табл. 2. СНиП 2.02.03-85, а для торфа, ила, сапропеля равными 0,5 кПа.

10.2. НАСЫПНЫЕ ГРУНТЫ

К насыпным относят грунты с нарушенной естественной структурой, которые используют для устройства насыпей, планировки территорий подсыпкой, включая полученные при разработке котлованов, траншей, планировке территорий срезкой, вскрышных работах при открытой разработке полезных ископаемых отвалы отходов различных производств.

В зависимости от способа укладки, однородности состава и сложения, вида исходного материала, степени самоуплотнения от собственного веса насыпные грунты подразделяют на отдельные виды согласно табл. 10.1.

Насыпные грунты постепенно самоуплотняются под влиянием естественного периодического увлажнения атмосферными осадками и воздействием силы тяжести.

Ориентировочные периоды времени самоуплотнения насыпных грунтов от

Таблица 10.1. **Классификация насыпных грунтов**

Подразделение насыпных грунтов	Виды насыпных грунтов и их характеристика
По способу укладки	Отсыпанные с использованием автомобилей или железнодорожных платформ, скреперов, бульдозеров и т. п.
По однородности состава и сложения	Планомерно возведенные насыпи (обратные засыпки) и подсыпки (подушки) практически однородного состава, сложения и равномерной сжимаемости Отвалы грунтов и отходов производств практически однородного состава и сложения, но неравномерной плотности и сжимаемости Свалки грунтов, отходов производств и бытовых отходов неоднородного состава и сложения, неравномерной плотности и сжимаемости, а также содержащие органические включения
По виду исходного материала, составляющего основную часть насыпи	Естественные грунты — крупнообломочные, песчаные, глинистые Отходы производств — шлаки, золы, формовочная земля, хвосты обогатительных фабрик и т. п. Бытовые отходы
По степени уплотнения от собственного веса	Слежавшиеся — процесс уплотнения от собственного веса закончился Неслежавшиеся — процесс уплотнения от собственного веса продолжается

их собственного веса, по истечении которых грунты могут быть отнесены к слежавшимся, принимают следующие:

Планомерно возведенные насыпи при их недостаточном уплотнении:	
из песчаных грунтов . .	0,5 — 2
» глинистых » . .	2 — 5
Отвалы грунтов и отходов производства:	
из песчаных грунтов	2 — 5
» глинистых »	10 — 15
» из шлаков, формовочной земли	2 — 5
» золы, колошниковой пыли	5 — 10
Свалки грунтов и отходов производства:	
из песчаных грунтов, шлаков	5 — 10
» глинистых грунтов	10 — 30

Характерные особенности насыпных грунтов, за исключением подходных к мостам участков насыпи, отрицательно влияющие на качество оснований: значительное, во многих случаях неравномерное самоуплотнение таких грунтов от собственного веса—вибрации от подвижных нагрузок, изменения режима протекания подземных вод, неравномерной плотности и разной толщины слоев грунта, наличия сильносжимаемых слоев, прослоек, крупных включений или пустот.

Проектирование фундаментов на основаниях из насыпных грунтов производят по одному из трех возможных способов использования таких грунтов в качестве: 1) естественных оснований; 2) искусственно усиленных оснований в результате их предварительной подготовки методами, обеспечивающими снижение сжимаемости грунтов как по абсолютному значению, так и по степени их неравномерности; 3) окружающей толщи для свайных фундаментов, прорезающих насыпные грунты.

В качестве естественных оснований для фундаментов мелкого заложения, а также поверхностного опирания (например, устоев диванного типа) используют слежавшиеся насыпные или намывные грунты, в том числе насыпи, в которых процесс уплотнения их от собственного веса прекратился.

Искусственное усиление оснований из насыпных грунтов обеспечивается методами: поверхностного уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками, вибрационными машинами и вибраторами на глубину до 4 м; вытрамбовывания котлованов; устройства песчаных и других подушек; глубинного уплотнения пробивкой скважин; гидровиброуплотнения глубинными вибраторами. Перечисленные методы применяют в практике строительства фундаментов зданий и сооружений разного назначения, за исключением мостов, для которых эти методы применяют крайне редко.

Прорезку насыпных грунтов забивными, буровыми или комбинированными сваями производят в случаях неэффективности или отсутствия технической и практической возможностей осуществления методов искусственного усиления оснований; экономической целесообразности и более высокой надежности опирания свай на прочные подстилающие грунты; высокой несущей способности подстилающих грунтов на глубинах до 20 м; содержания в насыпных грунтах более 5 % органических включений.

В зависимости от результатов сопоставления показателей экономической эффективности свай разных типов и практической возможности их заглубления в грунт до проектного уровня для фундаментов применяют: забивные сваи, погружаемые без лидерных или в лидерные скважины; буровые сваи; комбинированные, состоящие из свай-оболочек в верхней части и буровых или забивных свай в нижней части или буровых в верхней и забивных в нижней.

Конструирование и расчет фундаментов в насыпных грунтах производят по аналогии с фундаментами в обычных нескальных грунтах (см. гл. 6, 7. 9).

10.3. ПРОСАДОЧНЫЕ ГРУНТЫ

К просадочным относят грунты, которые под воздействием собственного веса и замачивания могут значительно уплотняться (проседать).

В зависимости от возможности проявления просадок (просадочности)

грунты строительных площадок подразделяют на два типа:

I — грунты, в которых возможна в основном просадка от воздействия внешней нагрузки, а просадка от собственного веса отсутствует или не превышает 5 см;

II — грунты, в которых, помимо просадки от внешней нагрузки, возможна их просадка от собственного веса более 5 см.

Просадочными свойствами чаще всего обладают лёссы, лёсовидные супеси, суглинки и глины, покровные глинистые грунты, некоторые виды насыпных грунтов.

Лёссовые грунты залегают массивами мощностью от нескольких десятков метров до 100 м и более. Чаще встречаются массивы мощностью 10—25 м. Эти грунты нередко подстилаются песком, галечниками или глинами.

Пористость лёссовых грунтов составляет 30—60 %, но чаще 40—50 %. Непросадочные грунты имеют пористость менее 40 %. Плотность лёссовых грунтов природной влажности, зависящая от минерального состава и структуры, содержания воды в грунте, колеблется от 1,33 до 2,03 т/м^3 (наиболее часто 1,43—1,58 т/м^3).

Природная влажность грунтов изменяется от 5 до 30 %. С увеличением влажности лёссовые грунты из твердых становятся пластичными и текучими. При таком переходе их несущая способность снижается в 2—10 раз и более, а осадки резко увеличиваются.

Проектирование фундаментов в просадочных грунтах производят по одному из трех возможных способов использования таких грунтов в качестве оснований: 1) устранением просадочных свойств грунтов в результате их уплотнения (тяжелыми трамбовками, вытрамбовыванием котлованов, предварительным замачиванием, взрывами, пробивкой скважин) или закрепления (силикатизацией, обжигом); 2) прорезкой просадочных грунтов свайными фундаментами (из забивных, буровых или комбинированных свай или свай-оболочек) с опиранием подошвы свайных элементов на подстилающие непросадочные грунты; 3) осуществлением мер по предотвращению замачивания оснований поверхностными или подземными водами.

Для мостов фундаменты проектируют, ориентируясь преимущественно на прорезку просадочных грунтов свайными элементами.

При невозможности или экономической нецелесообразности прорезания большой просадочной толщи в грунтах типа I применяют фундаменты из свайных элементов, низ которых заглубляют на 1 м и более в слой грунта с относительной просадочностью менее 0,01 (при давлении 300 кПа, но не менее значения природного давления от веса вышележащих слоев). В этих случаях несущую способность оснований определяют по результатам статических испытаний свай или грунтов штампами. В случае отсутствия таких данных несущую способность свайных элементов в грунтах I типа определяют, пользуясь указаниями пп. 4.1—4.3, 4.5—4.9 СНиП 2.02.03-85, а расчет фундаментов производят в соответствии с рекомендациями гл. 9 с учетом того, что расчетные сопротивления грунтов под нижним концом и вдоль боковой поверхности свайных элементов по табл. 1.2 и 7 СНиП 2.02.03-85, коэффициенты пропорциональности, модуль деформации, угол внутреннего трения грунтов определяют для случаев:

а) возможного замачивания грунта, расчетные значения его табличных характеристик принимают исходя из полного водонасыщения при показателе текучести, вычисляемом по формуле

$$I_L = \frac{0{,}9e\gamma_w/\gamma_s - W_p}{W_L - W_p},$$

где e — коэффициент пористости грунта природной плотности; γ_w — удельный вес воды, равный 10 кН/м^3; γ_s — удельный вес твердых частиц грунта, кН/м^3; W_p, W_L — влажность грунта на границе раскатывания и на границе текучести в долях единицы; если полученное значение $I_L < 0{,}4$, следует принимать $I_L = 0{,}4$;

б) невозможного замачивания грунта при его влажности W и показателе текучести I_L, когда в природном состоянии $W < W_p$ принимают $W = W_p$.

Отрицательную силу трения $F_{ш}$ в водонасыщенных грунтах и $F'_{ш}$ в

грунтах природной влажности, действующую вдоль боковой поверхности свайного элемента, принимают равной наибольшему значению предельного сопротивления сваи, полученному по результатам испытания элемента статической выдергивающей нагрузкой (см. гл. 4).

Если вдоль боковой поверхности свайных элементов возможно появление отрицательных сил трения, то осадку фундамента из висячих элементов определяют так же как для условного массивного фундамента (см. гл. 9) с учетом воздействия таких сил на боковую поверхность фундамента по внешнему периметру наружных свай.

В пределах толщи грунтов II типа по просадочности фундаменты проектируют на предварительно уплотненном основании путем его трамбования, замачивания в сочетании со взрывами и другими способами.

Если по результатам изысканий установлено, что погружение забивных свай в просадочные грунты будет затруднено, в проекте фундамента предусматривают устройство лидерных скважин, диаметр которых в грунтах I типа назначают менее размера сечения сваи (до 5 см), а в грунтах II типа — равным ему или менее (до 5 см). Для свай, прорезающих просадочную толщу, лидерные скважины не должны выходить за ее пределы.

Для повышения несущей способности буровых свай в грунтах I типа целесообразно уплотнять забой скважины путем втрамбовывания в него щебня на глубину до трех диаметров скважины.

10.4. НАБУХАЮЩИЕ ГРУНТЫ

К набухающим относят глинистые грунты, которые, находясь в напряженном состоянии от воздействия внешней нагрузки или собственного веса, способны при замачивании водой или растворами увеличиваться в объеме.

Характерной особенностью таких грунтов является высокое содержание (65—85 %) глинистых частиц размером менее 0,005 мм. В природном залегании эти грунты имеют твердую или тугопластичную консистенцию при плотности от 1,95 до 2,05 т/м^3. Пористость грунтов от 40 до 50 % при влажности 15—18 % в зонах кровли и 25—30 % средних слоев и подошвы толщи. В результате увлажнения грунтов их объем увеличивается на 12—25 %, а в отдельных случаях на 30—36 %; при этом плотность уменьшается до 1,77—1,87 т/м^3, а пористость увеличивается до 50—58 %. Влажность грунтов возрастает до 36—48 %, при которой наступает пластичное состояние, резко снижающее их несущую способность.

Значение нормального давления набухания в природном залегании под торцом свай 350—400 кПа, а касательного (по боковой поверхности свай) — 30—37 кПа. Набухая, грунты поднимают толщу вышележащих покровных грунтов, которые в свою очередь стремятся поднять фундамент.

Причинами набухания грунтов в основаниях являются: дополнительное (сверх природного) увлажнение грунтов в результате подъема уровня подземных вод, поступления производственных или поверхностных вод в котлованы. В случаях уменьшения влажности (ниже природной) происходит усадка набухающих грунтов.

В проектах оснований, сложенных набухающими грунтами, необходимо учитывать возможность: 1) набухания грунтов в результате их замачивания при подъеме уровня подземных вод или вследствие инфильтрации поверхностных вод; 2) набухания за счет накопления влаги в пределах примыкающих к устоям участков насыпи и конусов вследствие нарушения природных условий испарения после постройки мостов; 3) набухания и усадки грунтов в местах расположения промежуточных опор мостов через периодические водотоки, путепроводов, эстакад из-за нарушения естественных условий залегания грунтов в месте устройства переходов.

В набухающих грунтах фундаменты проектируют с учетом дополнительных требований: а) применяют, как правило, фундаменты из свайных элементов, прорезающих всю толщину таких грунтов с опиранием нижних концов на ненабухающие грунты; б) низ свай-

ных элементов закладывают в толще набухающих грунтов, влажность которых в течение всего срока эксплуатации мостов может несущественно изменяться. В этом случае расчетные сопротивления набухающих грунтов под нижним концом свайных элементов н вдоль боковой поверхности свайных элементов приннмают как для ненабухающих грунтов (см. гл. 9) с введением дополнительного коэффициента условнй работы $\gamma_c = 0{,}5$, учитываемого независимо от другнх коэффициентов условий работы, отражающнх особенности взаимодействия свайных элементов с грунтами; в) подошву ростверка свайных фундаментов опор, возводнмых в пределах суши или периодических водотоков, располагают минимум на 0,5 м выше естественной поверхности грунта. Прн невозможности выполнить это требование применяют безростверковые опоры.

Подъем фундамента, свайные элементы которого прорезают толщу набухающего грунта и заглублены в ненабухающий грунт, будет исключен, если соблюдено условие

$$N \geqslant F_{sw} - \frac{F_{du}}{\gamma_k},$$

где N — расчетная нагрузка на элемент, кН, определенная с коэффициентом надежностн по нагрузке $\gamma_f = 1$; F_{sw} — равнодействующая расчетных сил подъема, кН, действующих вдоль боковой поверхности элемента, определяемая по результатам полевых испытаний илн по табл. СНиП 2.02.03-85 расчетных сопротивлений грунтов вдоль боковой поверхностн забивных свай с коэффициентом надежности по нагрузке для давления набухания грунтов $\gamma_f = 1{,}2$; F_{du} — несущая способность, кН, участка сван, расположенного в ненабухающем грунте, при действии выдергивающих нагрузок; γ_k — коэффициент надежности, значения которого принимают в зависимости от числа свайных элементов в фундаменте (согласно п. 3.10 СНиП 2.02.03-85).

РАЗДЕЛ ТРЕТИЙ

ПОСТРОЙКА ФУНДАМЕНТОВ МОСТОВ

Глава 11

ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА И ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ

11.1. ПРИНЦИПЫ ОРГАНИЗАЦИИ СТРОИТЕЛЬСТВА

Фундаменты мостов сооружают, как правило, индустриальными методами с максимальным использованием сборных конструкций из заранее изготовленных блоков по типовым проектам. Сооружение фундаментов следует осуществлять на основе комплексной механизации строительства, предусматривая выполнение всех основных и вспомогательных операций технологического процесса комплектами машин, увязанных между собой по производительности. Основное условие подбора машин — максимальное использование их на строительстве. Вспомогательные обустройства необходимо сооружать преимущественно из инвентарных конструкций, а при необходимости применения индивидуальных предусматривать многократную их оборачиваемость.

Для постройки фундаментов группы однотипных мостов на участке дороги количество отдельных машин и оборудования назначают с учетом последовательного перехода их с одного объекта на другой.

Выполнение строительных работ регламентируется графиками: к а л е н д а р н ы м, предусматривающим распределение основных работ на каждом из групп мостов по времени года, а также движение рабочих строительных машин и транспорта; д и р е к т и в н ы м графиком строительства моста, определяющим время на подготовительные и основные строительно-монтажные работы; р а б о ч и м графиком строительства моста (составляет строительная организация), показывающим в соответствии с реальными условиями уточненные сроки и затраты труда на каждый вид строительно-монтажных работ.

Технический контроль за строительством и приемку законченных работ выполняет техническая инспекция заказчика. Кроме нее, контроль за соответствием строительства проекту ведет проектная организация, осуществляя периодический авторский надзор. Повседневный и систематический надзор за правильностью выполнения строительно-монтажных работ, качеством и количеством применяемых материалов и конструкций осуществляет технический персонал, руководящий работами: мастера, прорабы, инженеры технического отдела, главные инженеры строительных организаций.

Указанные лица по ходу строительства оформляют документы, которые отражают производственную деятельность строительства.

При освидетельствовании и приемке работ по сооружению оснований и фундаментов составляют следующую основную производственно-техническую документацию.

ж у р н а л ы — производства работ; авторского надзора; геодезических работ; погружения свай, шпунта и оболочек; разбуривания уширений в основании оболочек; бурения скважин в основании оболочек; заполнения бетоном скважин, уширений и оболочек способом ВПТ; работы по опусканию колодцев; испытания песка; бетонных работ; контроля температур бетона; подводного бетонирования, сварочных работ; заделки стыков сборных железобетонных (бетонных) сборных конструкций;

акты — передачи пунктов геодезической основы мостового перехода; приемки геодезических работ, необходимых для разбивки опор моста; приемки положения опоры в плане и по отметкам; приемки и освидетельствования котлована; освидетельствования свай, оболочек и шпунта до их погружения в грунт; освидетельствования и приемки полости оболочек, уширения или скважины; освидетельствования и приемки свайного фундамента (свайной опоры); освидетельствования и приемки фундамента из оболочек; приемки искусственного островка (площадки); освидетельствования и приемки основания колодца; технического освидетельствования и испытания понтона на герметичность; освидетельствования и приемки вспомогательного сооружения (устройства), необходимого для возведения конструкции моста; промежуточной приемки плашкоута при его сборке; приемки металлической баржи, используемой для устройства плавучей опоры; освидетельствования и приемки плавучей опоры (системы); об изготовлении контрольных образцов бетона; проверки готовности к бетонированию; приемки мостовых конструкций из монолитного и сборного железобетона.

11.2. ТЕХНИКА БЕЗОПАСНОСТИ

Требования по технике безопасности при выполнении работ по сооружению оснований и фундаментов опор мостов приведены в ряде нормативных документов, основные из которых указаны в табл. 11.1.

Таблица 11.1. **Основные нормативные документы по охране труда и технике безопасности**

Нормативный документ	Содержание документа
СНиП III-4-80	Техника безопасности в строительстве
ГОСТ 12.3.002—75 ССБТ	Процессы производственные. Общие требования безопасности
ГОСТ 12.4.011—87 ССБТ	Средства защиты работающих. Классификация
ГОСТ 12.2.010—82 ССБТ	Машины пневматические. Общие требования безопасности
ГОСТ 12.3.003—86 ССБТ	Работы электросварочные. Общие требования безопасности
ГОСТ 12.1.004—85 ССБТ	Пожарная безопасность. Общие требования
ГОСТ 12.2.065—81 ССБТ	Краны грузоподъемные. Общие требования безопасности
ГОСТ 12.2.069—81 ССБТ	Краны грузоподъемные. Краны с несущими канатами. Требования безопасности
ГОСТ 12.1.013—82 ССБТ	Строительство. Электробезопасность. Общие требования
ГОСТ 12.4.059—78 ССБТ	Строительство. Ограждения защитные инвентарные. Технические условия
ГОСТ 12.4.089—80 ССБТ	Строительство. Пояса предохранительные. Общие технические требования
ГОСТ 24258—80 ССБТ	Средства подмащивания. Классификация и общие технические требования

11.3. ИНВЕНТАРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ И ОБОРУДОВАНИЕ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬСТВА МОСТОВ

Мостовые инвентарные конструкции стоечные (МИК-С) предназначаются для устройства башенных частей вспомогательных опор, монтажных подмостей, опор для надвижки, подкрановых опор, рабочих мостиков и др.

Комплект МИК-С состоит из 12 марок: четыре марки стоек длиной 2 и 4 м, пять марок раскосов и распорок, одна цельносварная марка ростверка, одна соединительная планка и один тип болта диаметром 24 мм (табл. 11.2).

Стойки запроектированы из труб (ГОСТ 8731—87) с маркой стали 09Г2С, термически обработанной с гарантией ударной вязкости при температуре минус 40° и после механического старения.

На концах стойки снабжены фланцами для примыкания друг к другу и к ростверкам и фасонками для присоединения раскосов, расположенных в четырех плоскостях под углом 90° друг к другу. С одной стороны стоек фланцы развиты для присоединения распорок. Раскосы (марка Л-5) и распорки (марка Л-6) могут изготавливаться из труб или уголков 75×75×6 мм. На концах распорки и раскосы имеют фа-

Таблица 11.2. **Мостовые инвентарные конструкции стоечные (МИК-С)**

Марка	Эскиз марки	Предельное усилие, кН	Масса, кг
Л-1	Ø203×9; 4000	+100(—100) / +100(—870)	227
Л-2	Ø203×9; 2000	+100(—1000)	136
Л-3	Ø159×5; 4000	+50(—440) / +50(—330)	147
Л-4	Ø159×5; 2000	+50(—440)	100
Л-5	Ø95×5; 2291	±110	45
Л-6	Ø95×5; 1620	±110	33

Марка	Эскиз марки	Предельное усилие, кН	Масса, кг
Л-7	Ф159×5; 5168	±110	94
Л-8	Ф159×5; 3660	±110	84
Л-9	Ф159×5; 3660	±110	68
Л-10	110; 250		2,64
Л-11	550; 3300		1245
Л-12	2000; 2000		0,65

Примечания. 1. Предельные нагрузки марок Л-1 и Л-3 даны для свободной длины $l=200$ см (числитель) и $l=400$ см (знаменатель). Нагрузка указана для стыка стоек одинакового диаметра.

2. Знаком «+» обозначены растягивающие усилия, знаком «—» — сжимающие.

сонки с отверстием для одного высокопрочного болта диаметром 24 мм и вспомогательным отверстием для наводки при монтаже.

Соединение элементов стоек, распорок и раскосов осуществляется на высокопрочных болтах (ВПБ) диаметром 24 мм, закручиваемых обычным ключом с моментом 0,2—0,3 кН·м без специальной обработки контактных поверхностей.

Марка ростверка состоит из четырех сварных двутавров и двух швеллерных связей, объединенных на сварке. Листовая сталь для сварных балок и фасонок принята 15ХСНД с гарантией ударной вязкости при температуре минус 40° и после механического старения.

Из элементов стоек, распорок, раскосов и ростверков собирается основной элемент МИК-С башня из четырех

(восьми) стоек размером в плане 2×2 (2×3) м и высотой, кратной 2 м.

Отдельные стоящие башни могут объединяться между собой в продольном и поперечном направлениях с помощью раскосов и распорок в пространственные конструкции опор неограниченного размера. При этом расстояние между башнями может быть 2,4 и 6 м.

Сборка башен может производиться плоскостными и пространственными секциями, а также из отдельных линейных элементов.

Мостовые инвентарные конструкции пакетные (МИК-П) предназначаются для применения в различных вспомогательных сооружениях, в том числе и в комплекте со стоечными конструкциями МИК-С.

МИК-П рекомендуется применять в рабочих мостиках, подмостях, пирсах, подкрановых эстакадах, причалах, распределительных конструкциях на плавучих опорах и опорах для надвижки. Иногда МИК-П используют для перекрытия прогалов над трубами, для перекрытий пролетов временных мостов на притрассовых автомобильных дорогах, для перекрытия пролетов временных железнодорожных мостов при строительстве на обходах, при восстановлении, в разгрузочных конструкциях (при отсутствии ограничений по высоте).

МИК-П могут опираться как на конструкцию башен из МИК-С, так и на опоры любой другой конструкции.

Пакетные конструкции (табл. 11.3) изготовляют из сварных балок высотой 550 и 1040 мм, длиной 8000 и 11 920 мм. Из отдельных балок можно устраивать пролетные строения длиной 8,0; 11,92; 16,0; 19,92 м (в исключительных случаях 23,84 м).

Стыки балок осуществляют на накладках и высокопрочных болтах диаметром 24 мм.

К стенкам балок приварены через определенные расстояния полудиафрагмы, состоящие из вертикальных и горизонтальных ребер, к которым приварен фланцевый лист.

Полудиафрагмы приварены в одних марках с двух сторон, в других — с одной. С помощью полудиафрагм отдельные балки объединяются в пространственную конструкцию из любого числа балок, устанавливаемых с шагом 550 мм в поперечном направлении. Объединение полудиафрагм осуществляется также высокопрочными болтами диаметром 24 мм.

При необходимости установки балок с большим шагом в поперечном направлении между фланцевыми листами полудиафрагм устанавливают набор инвентарных вставок требуемой ширины. Балки могут объединяться также уголковыми продольными связями, прикрепляемыми к горизонтальным фасонкам полудиафрагм. В фасонках устроены дугообразные прорези с краями, очерченными по дугам окружностей, центры которых совмещены с центром угла (точкой пересечения оси балки с осью полудиафрагмы). Такое решение узла позволяет обеспечить центрировку диагональных связей при любом расстоянии между балками.

Основные несущие элементы МИК-П запроектированы из низколегированной стали марки 15ХСНД с гарантией ударной вязкости при температуре минус 40 °С и после механического старения.

Универсальные металлические понтоны КС (рис. 11.1) широко используются при строительстве мостов при работе на экваториях. В табл. 11.4 приведены характеристики понтонов, в табл. 11.5 — предельные усилия на понтон и на стык понтонов, в табл. 11.6 — моменты инерции плавучей опоры из понтонов КС.

График продольных усилий на понтон при изгибе в плоскости бортов и при наличии местной нагрузки приведен на рис. 11.2, а при изгибе в плоскости понтона — на рис. 11.3.

Схема продольных нагрузок при использовании понтона в конструкциях подмостей показана на рис. 11.4.

Приняты следующие обозначения: a и b — размеры понтона соответственно вдоль осей $X—X$ и $У—У$; n и n_1 — число понтонов соответственно вдоль осей $X—X$ и $У—У$; m — общее число балластируемых понтонов в опоре; ω — площадь поверхности водного балласта в одном понтоне; i_{xn} и i_{yn} — моменты инерции площади ω относительно собственных осей X_n и Y_n, параллельных соответствующим осям плашкоута опоры; l_x и l_y — расстояния от центра тяжести площади

Таблица 11.3. **Мостовые инвентарные конструкции пакетные (МИК-П)**

Марка	Назначение	Эскиз марки	Сортамент	Характеристика элемента		
				I_{x-x}, см^4	$W_{x-x}^{бр}$, см^3	Масса, кг
П-1	Балки	550; 11920	Лист δ12	57977	2108	1561
П-1а	»	С двух сторон; 550; 11920	Лист δ12	57977	2108	1802
П-2	»	250; 550; 8000	То же	57977	2108	1054
П-2а	»	С двух сторон; 550; 8000	»	57977	2108	1232
П-3	»	Ребра жесткости; 360; 1040; 11920	Лист δ12 (стенка) Лист δ16 (пояса)	404433	7778	2921

П-3а	»	Лист δ12 Лист δ16	404433	7778	3241
П-4	»	Лист δ12 Лист δ16	404433	7778	1915
П-4а	»	Лист δ12 Лист δ16	404433	7778	2172
П-9 (П-10)	Диафрагмы	Лист δ12			466 (196)
П-11 (П-12)	»	Лист δ12 Лист δ16			371 (261)
П-13 (П-15)	»	Лист δ12			90 (86)

Окончание табл. 11.3

Марка	Назначение	Эскиз марки	Сортамент	Характеристика элемента		
				I_{x-x}, см^4	$W^{бр}_{x-x}$, см^3	Масса, кг
П-14 (П-16)	Диафрагмы	550(500); 1040	Лист δ12 Лист δ16			192(158)
П-17	»	550; 5250	Лист δ12			566
П-18 до (П-24)	Раскосы	От 4100 до 2420	$<100\times100\times10$			от 55,7 до 35,0
П-25	Накладки	250; 550	Лист δ12			12
П-26	»	100; 550	Лист δ12			4,0
П-27	»	410; 550	Лист δ12			20

П-28	»	360 1090	Лист δ 16			48
П-29	»	165 1090	Лист δ16			22
П-30	»	810 370	Лист δ12			28
П-31	Болт М27×100 с гайкой и шайбой по ГОСТ 7798—70 или ВПБ болт М24	М24	—			0,7
П-32	Ребра жесткости	100 1000	∠100×100×10			15,1
П-33	То же	100 518	∠100×100×10			7,8

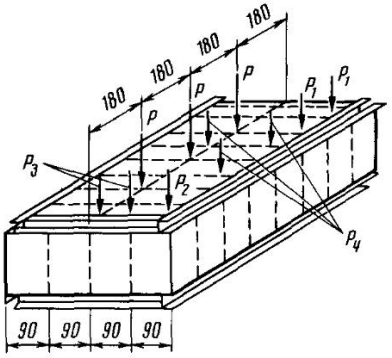


Рис. 11.1. Схема универсального понтона КС

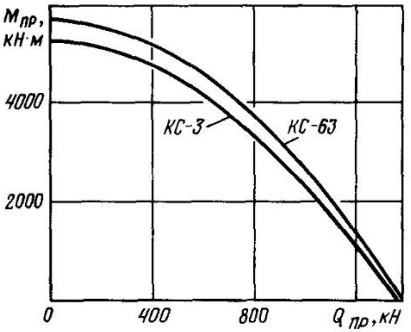


Рис. 11.2. График предельных нагрузок на понтон при изгибе в плоскости бортов и при наличии местной нагрузки (гидростатического давления) $W = 18$ кН/м^2

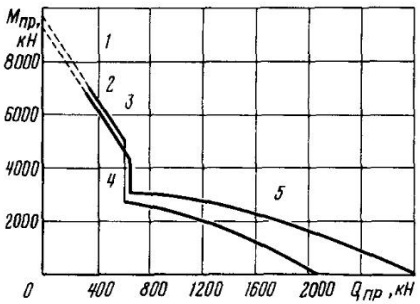
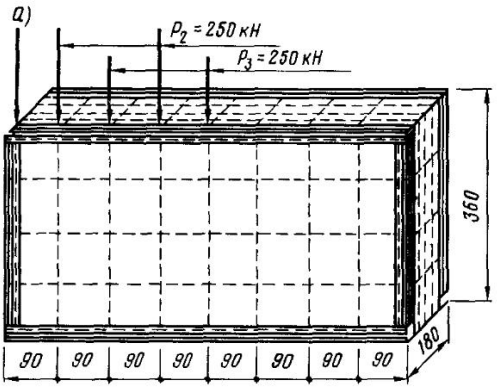


Рис. 11.3. График предельных усилий на понтон при изгибе в плоскости палубы:

1—при отсутствии местной нагрузки; *2*—по изгибу кильсона при иаличии местиой нагрузки (гидростатического давлениия) $W = 36$ кН/м^2; *3*—по прочиости стыка; *4*—по прочиости шпангоута; *5*—по местиой устойчивости обшивки палубы и диища при наличии гидростатического давлеиия $W = 36$ кН/м^2



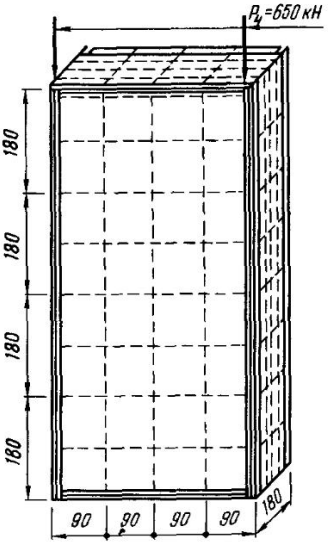


Рис. 11.4. Схема предельных нагрузок на понтон при использовании его в конструкциях подмостей:

а—на узлы борта; *б*—на узлы торца; $P_1 = 500$ кН при условии постаиовки металлическнх вкладышей в горизоитальные коробки в месте опирания

Таблица 11.4. **Универсальные металлические понтоны**

Показатели	Тип понтона	
	КС-3	КС-63
Габаритные размеры, м:		
длина	7,2	7,2
ширина	3,6	3,6
высота	1,8	1,8
Масса, т	5,9	5,96
Полное водоизмещение, $м^3$	45	45
Осадка от собственной массы, м	0,25	0,25
Грузоподъемность нормативная при сухом борте 0,5 м, т	26,3	26,3
Предельные нагрузки, кН (рис. 11.3):		
в узлах усиленных шпангоутных рам P	460	470
по всем бортовым узлам шпангоута P_1	310	320
в узлах понтона P_2	260	240
в узлах торцовой стенки P_3	260	280
в любой точке пролета шпангоута P_4	25	40
Материал понтона	Ст. 3	ГОСТ 380—71
Толщина обшивки, мм:		
бортов и торцов	4	4
палубы и днища	3	4

Таблица 11.5. **Предельные усилия на понтон, на стык понтонов**

Вид деформации	Фактор, определяющий несущую способность	Условия расположения нагрузки	КС-3		КС-63	
			кН·м	кН	кН·м	кН
Изгиб понтона в плоскости бортов, $h=1,8$ м	Прочность понтона					
	Прочность стыка		5460	1380	5750	1380
Изгиб понтона в плоскости палубы $h=3,6$ м	Прочность понтона					
	Прочность стыка		6080	2070	6080	2760
Изгиб понтона в плоскости торцов, $h=1,8$ м	Прочность понтона и стыка	При наличии местной нагрузки ($W=18$ кН/м^2)	2290*	1190*	3480*	1240*
		При отсутствии местной нагрузки	3890*	1190*	4860*	1240*
Изгиб понтона в плоскости палубы, $h=3,6$ м	Прочность понтона и стыка	При наличии местной нагрузки ($W=3,6$ кН/м^2)	1480*	2380*	4300*	2480*
		При отсутствии местной нагрузки	7920*	2380*	9930*	2480*

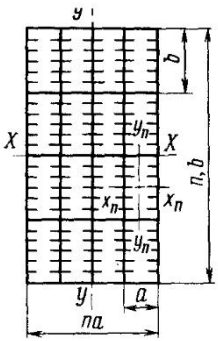
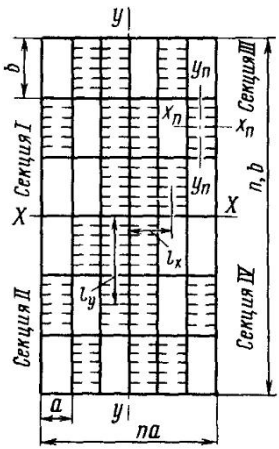
Примечания. 1. Расчет понтона произведен на случай работы понтона как части плашкоута с осадкой 1,8 и 3,6 м.

2. Указаны значения $M_{пр}$ при $Q=0$ и $Q_{пр}$ при $M=0$.

3. При одновременном действии M и Q прочность понтона должна быть проверена расчетом в каждом конкретном случае.

4. При допущении замены понтонов КС-63 на КС-3 в расчете указывают меньшее из двух значений грузоподъемности.

Таблица 11.6. **Моменты инерции плавучей опоры из понтонов КС**

Сумма плашкоута опоры	Моменты инерции площадки плашкоута
	1. При балластировке понтонов наливом воды насосами (балластируемые понтоны заштрихованы) Момент инерции при определении крена $I_{yy}=\frac{n_1 b(na)^3}{12}-mi_{yn}.$ Момент инерции при определении дифферента $I_{xx}=\frac{na(n_1 b)^3}{12}-mi_{xn}.$
	2. При балластировке понтонов через донные отверстия (балластируемые понтоны заштрихованы) Момент инерции при определении крена $I_{yy}=\frac{n_1 b(na)^3}{12}-mi_{yn}-2\sum_{1}^{0,5m}\frac{\omega l_x^2}{K}$ Момент инерции при определении дифферента $I_{xx}=\frac{na(n_1 b)^3}{12}-mi_{xn}-2\sum_{1}^{0,5m}\frac{\omega l_y^2}{K},$ где $K=1+\frac{10+\lambda}{t+\lambda}$ — при условии разобщения воздухопроводов, идущих к понтонам

ω каждого балластируемого понтона соответственно до осей наклонения *У—У* и *Х—Х*; *К* — коэффициент, учитывающий влияние разобщения балластируемых понтонов от воздухопроводной сети. При сообщении внутреннего пространства понтонов с наружным воздухом $K=1$; λ — разность уровней воды внутри понтона и снаружи для рассматриваемого положения плавучей опоры, м; *t* — высота надводного борта для рассматриваемого положения плавучей опоры, м.

Металлические понтоны П-12. В последние годы разработана конструкция понтонов П-12 того же назначения, что и понтоны КС/, которые намечаются к внедрению в ближайшее время.

Понтон П-12 представляет замкнутую металлическую коробку. Соединение понтонов между собой для образования плашкоута производят с помощью специальных сцепов, позволяющих собирать плашкоуты на плаву.

Основные данные по понтонам П-12

Размеры, м:	
длина	12
ширина	3
высота	1,5
Полное водоизмещение, м³	52,6
Осадка от собственного веса, м.	0,3
При перевозке по железной дороге на одной четырехосной платформе размещается понтонов, шт	2

Глава 12
ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ И РАЗБИВОЧНЫЕ РАБОТЫ

12.1 ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ И ОРГАНИЗАЦИЯ РАБОТ

Все геодезические и разбивочные работы на строительстве мостов выполняют на базе проекта сооружения и следующих исходных материалов: плана мостового перехода с нанесением осей сооружения; схемы расположения геодезических знаков и их описания; выписки из каталога координат и высот геодезической основы; натурных знаков геодезической основы, закрепляющих продольную ось моста и ось подходов к нему.

Указанные исходные материалы подготавливает проектная организация и передает строителям по акту, в котором должна быть ведомость всех знаков закрепления осей моста и подходов к нему, а также всех высотных реперов. В ведомости для каждого знака указывают его номер и тип, а для высотных знаков — также отметку от уровня Балтийского моря. К акту прилагают схему расположения всех знаков. Примерная схема для большого моста приведена на рис. 12.1. При очень большой ширине русла реки триангуляционную сеть устраивают на обоих берегах.

Минимальные масштабы плана перехода и количество геодезических знаков, передаваемых строительной организации, приведены в табл. 12.1. Если ось моста проходит через остров, то на нем устанавливают дополнительно один-два знака. Ось моста, расположенного на кривой, закрепляют по направлению хорды, а при частичном расположении моста на кривой, кроме хорды, дополнительно закрепляют линии тангенсов (см. рис. 12.1).

Знаки осуществляют в виде бетонных столбов, рельсов, стальных труб, заложенных ниже глубины промерзания грунтов на 0,3—0,5 м с возвышением над поверхностью земли на 30 см. На рис. 12.2 приведены различные конструкции грунтовых знаков постоянного типа. Наиболее надежен скрытый знак.

В ходе строительства мостов выполняют следующие геодезические и разбивочные работы: определение длины перехода — контрольное измерение расстояния между исходными пунктами, закрепляющими продольную ось моста; разбивку и закрепление осей опор; разбивку и закрепление осей регуляционных сооружений, а также подходов и конусов; определение и контроль осей, размеров и отметок элементов сооружения в процессе строительства; установку необходимого количества высотных реперов и марок; дополнительные топографические съемки в пределах строительной площадки; разбивку временных железнодорожных путей и автомобильных дорог; разбивку временных зданий.

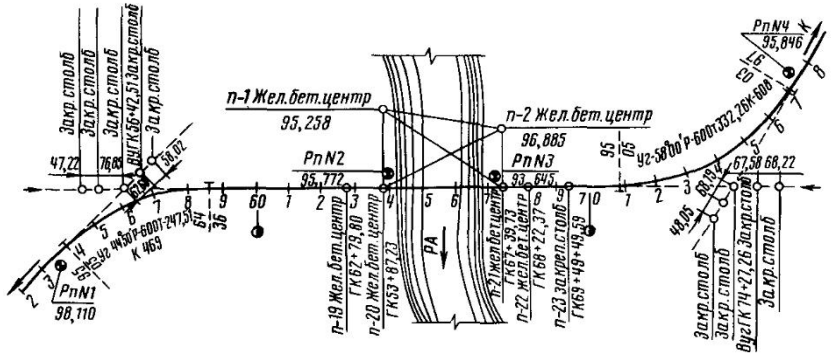


Рис. 12.1. Схема закрепления оси большого моста

Таблица 12.1. **Масштаб плана мостового перехода и количество геодезических знаков**

Длина моста, м	Масштаб плана, не менее	Расстояние между горизонталями по высоте, м	Минимальное количество	
			высотных реперов	закрепительных знаков осей сооружения
До 50	1:1000	0,5	1	2
От 50 до 100	1:1000	0,5	По одному на каждом конце сооружения	По два на каждом конце сооружения
» 100 » 300	1:2000	0,5		
Более 300	1:5000	1,0	По два на каждом конце сооружения	То же

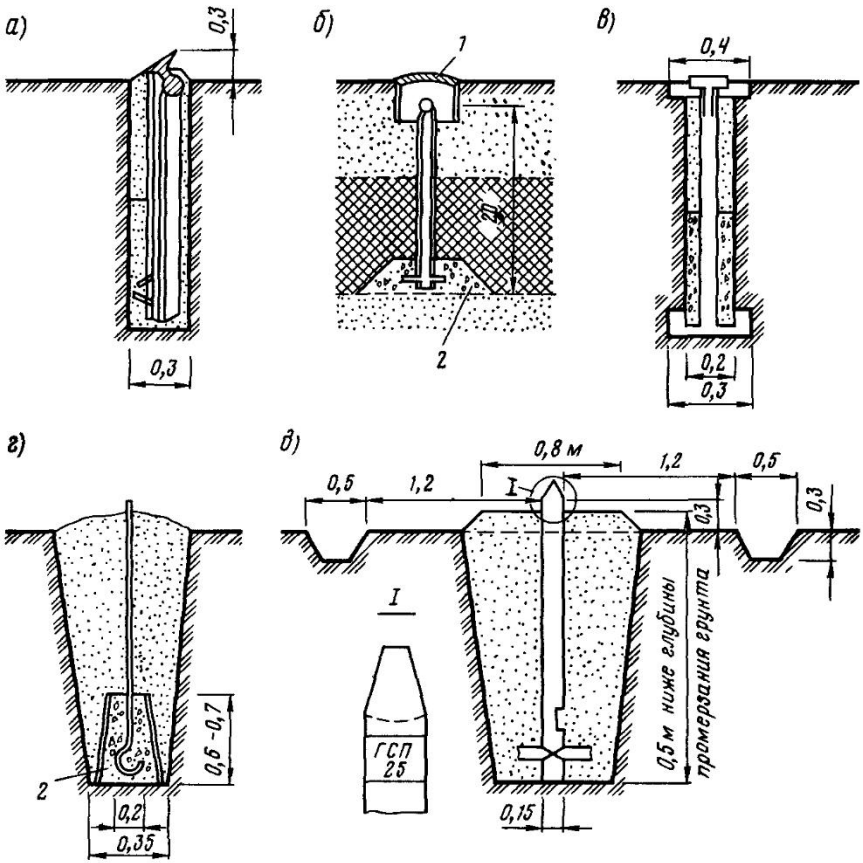


Рис. 12.2. Грунтовые знаки постоянного типа:
а—открытый рельсовый знак; *б*—скрытый рельсовый знак; *в*—трубчатый знак; *г*—железобетонный монолит; *д*—деревянный столб:
1—крышка; *2*—бетон

На крупных стройках составляют генеральный разбивочный план, на который наносят расположение всех исходных пунктов с указанием их номеров и привязок к пикетажу, а также разбивочных базисов с указанием линейных и высотных размеров и исчисленных углов.

Все выполненные на строительстве геодезические и разбивочные работы фиксируют в геодезической дежурной книге с указанием существа разбивочных работ; схемы разбивки (как и чем она закреплена); каким чертежом пользовались для получения данных; должностей, фамилий и инициалов лиц с их подписью и датой осуществления работ.

12.2. ТОЧНОСТЬ РАЗБИВОЧНЫХ РАБОТ

Ошибки при измерении для мостовой триангуляции должны быть не более указанных в табл. 12.2.

Таблица 12.2. **Допустимые ошибки при измерении расстояний**

Длина моста, м	Относительная ошибка	
	при определении длины мостового перехода	при измерении базиса
До 200	1:5000	1:10 000
От 200 до 500	1:10 000	1:30 000
» 500 » 1000	1:25 000	1:50 000
Более 1000	1:40 000	1:80 000

При разбивке осей над фундаментной части опор допустимая ошибка Δl, см, не должна превышать величины, определенной по формулам:

для мостов, путепроводов при конструкциях, позволяющих смещать оси опорных частей в пределах ± 5 см,

Таблица 12.3. **Поправки на температуру для 20-метровой стальной ленты**

Разность температур, °с	Поправки на температуру, мм, при числе лент											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	Расстояние, м											
	20	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240
1	0,2	0,5	0,8	1,0	1,2	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,8	3,0
2	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0
3	0,8	1,5	2,2	3,0	3,8	4,5	5,2	6,0	6,8	7,5	8,2	9,0
4	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	11,0	12,0
5	1,2	2,5	3,8	5,0	6,2	7,5	8,8	10,0	11,2	12,5	13,8	15,0
6	1,5	3,0	4,5	6,0	7,5	9,0	10,5	12,0	13,5	15,0	16,5	18,0
7	1,8	3,5	5,2	7,0	8,8	10,5	12,2	14,0	15,8	17,5	19,2	21,0
8	2,0	4,0	6,0	8,0	10,0	12,0	14,0	16,0	18,0	20,0	22,0	24,0
9	2,2	4,5	6,8	9,0	11,2	13,5	15,8	18,0	20,2	22,5	24,8	27,0
10	2,5	5,0	7,5	10,0	12,5	15,0	17,5	20,0	22,5	25,0	27,5	30,0
11	2,8	5,5	8,2	11,0	13,8	16,5	19,2	22,0	24,8	27,5	30,2	33,0
12	3,0	6,0	9,0	12,0	15,0	18,0	21,0	24,0	27,0	30,0	33,0	36,0
13	3,2	6,5	9,8	13,0	16,2	19,5	22,8	26,0	29,2	32,5	35,8	39,0
14	3,5	7,0	10,5	14,0	17,5	21,0	24,5	28,0	31,5	35,0	38,5	42,0
15	3,8	7,5	11,2	15,0	18,8	22,5	26,2	30,0	33,8	37,5	41,2	45,0
16	4,0	8,0	12,0	16,0	20,0	24,0	28,0	32,0	36,0	40,0	44,0	48,0
17	4,2	8,5	12,8	17,0	21,2	25,5	29,8	34,0	38,2	42,5	46,8	51,0
18	4,5	9,0	13,5	18,0	22,5	27,0	31,5	36,0	40,5	45,0	49,5	54,0
19	4,8	9,5	14,2	19,0	23,8	28,5	33,2	38,0	42,8	47,5	52,5	57,0
20	5,0	10,0	15,0	20,0	25,0	30,0	35,0	40,0	45,0	50,0	55,0	60,0

$$\Delta l = \pm\sqrt{\Sigma\left(\frac{l_{пр}}{6000}\right)^2 + 0{,}5n}; \quad (12.1)$$

при весьма ограниченном возможном смещении осей опорных частей

$$\Delta l = \pm\sqrt{\Sigma\left(\frac{l_{пр}}{10000}\right)^2 + 0{,}5n}; \quad (12.2)$$

где $l_{пр}$ — длина каждого пролета на измеряемом участке моста; n — число пролетов на измеряемом участке моста.

Допустимая ошибка при разбивке осей фундаментов опор может быть увеличена вдвое.

Расстояния следует измерять с учетом поправок на температуру и наклон местности.

Длина базиса измерения L с помощью компорированной стальной ленты может быть вычислена по формуле

$$L = nl + 0{,}0000125(t - t_0)nl - \frac{\Sigma h}{nl} \pm d, \quad (12.3)$$

где n — число полных лент; l — длина компорированной ленты; t — температура ленты при измерении; t_0 — температура ленты при компорировании; h — превышение между точками конца

Таблица 12.4. **Поправки длины линий на наклон**

Угол наклона	Поправки, мм, при длине линий, м									
	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
2°00′	6	12	18	24	30	37	43	49	55	60
10′	7	14	21	29	36	43	50	57	64	71
20′	8	17	25	33	41	50	58	66	75	83
30′	10	19	29	38	48	57	67	76	86	95
40′	11	22	32	43	54	65	76	87	97	107
50′	12	24	37	49	61	73	86	98	110	123
3°00′	14	27	41	55	69	82	96	110	123	130
10′	15	31	46	61	76	92	107	122	137	152
20′	17	34	51	68	85	101	118	135	152	169
30′	19	39	56	75	93	112	131	149	168	187
40′	20	41	61	82	102	123	143	164	184	204
50′	22	45	67	89	112	134	157	179	201	223
4°00′	24	49	73	97	122	146	174	195	219	243
10′	26	53	79	106	132	159	185	211	238	264
20′	29	57	86	114	143	172	200	229	257	285
30′	31	62	92	123	154	185	216	247	277	308
40′	33	66	99	133	166	199	232	265	298	331
50′	36	71	107	142	178	213	249	284	320	355
5°00′	38	76	114	152	190	228	266	304	343	381
10′	41	81	122	163	203	244	284	325	366	407
20′	43	87	130	173	216	260	303	346	390	433
30′	46	92	138	184	230	276	322	368	414	460
40′	49	98	147	195	244	293	342	391	440	489
50′	52	104	155	207	259	311	362	414	466	518
6°00′	55	110	164	219	274	319	383	438	493	548
10′	58	116	174	231	289	347	405	463	521	579
20′	61	122	183	244	305	366	427	488	549	610
30′	64	129	193	257	321	386	450	514	579	643
40′	68	135	203	270	338	406	478	541	609	673
50′	71	142	213	284	355	426	497	568	639	711
7°00′	75	149	224	298	373	447	522	596	671	745

Таблица 12.5. **Наибольшие допустимые ошибки при измерении углов и невязка углов в треугольниках**

Вид ошибок	Длина моста, м			
	До 200	200—500	500—1000	Более 1000
Ошибка в измерении углов, с	±20	±7	±3	±1,5
Допустимая невязка углов в треугольниках, с	±35	±10	±5	±2

ленты на каждом промере; d — остаток (неполная лента) в горизонтальном положении.

Значения поправок на температуру для 20 м стальной ленты приведены в табл. 12.3, а на наклон местности — в табл. 12.4.

Ошибки при измерении углов для мостовой триангуляции, а также допустимая невязка углов в треугольниках должны быть не более указанных в табл. 12.5. Углы в триангуляции опорной сети не более 130° и не менее 25°. Углы менее 30° и более 120° должны измеряться в 2 раза точнее, а допустимые невязки в треугольниках с такими углами должны быть в 2 раза меньше, чем указано в табл. 12.5.

Отметки реперов должны быть увязаны между собой; ошибка в нивелировании не должна превышать ±10 мм независимо от размеров сооружения.

12.3. РАЗБИВКА В НАТУРЕ ПОЛОЖЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ

Малые мосты. Положение точек пересечения поперечных осей фундаментов опор с осью трассы устанавливают двукратным непосредственным промером от ближайшего пикетного столбика. При этом промеры для всех опор производят от одного и того же исходного пикета.

Из точки пересечения осей при помощи угломерного инструмента разбивают поперечные оси опор, положение каждой из которых закрепляют двумя столбами по обе стороны трассы (рис. 12.3).

От продольной и поперечной осей фундаментов каждой из опор разбивают очертание фундаментов с закреплением их характерных точек с помощью кольев

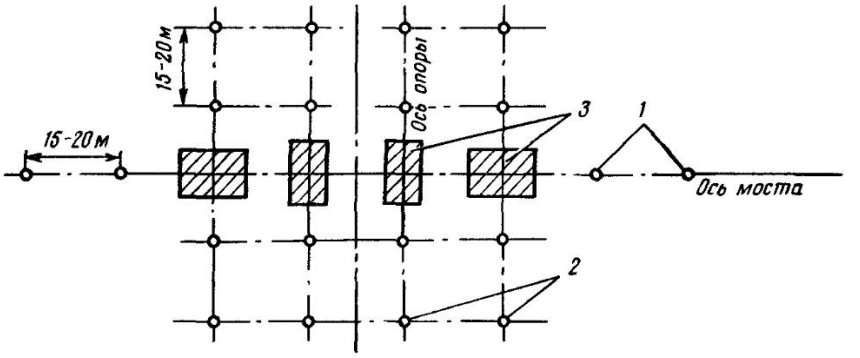


Рис. 12.3. Схема разбивки фундаментов опор малого моста:
1—столбы закрепления продольной оси моста; *2*—столбы закрепления поперечных осей фундаментов; *3*—очертание фундаментов опор

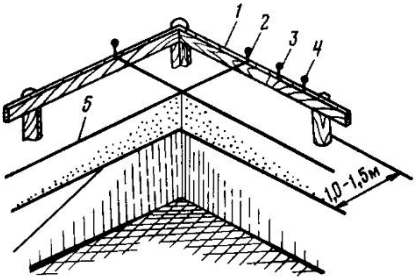


Рис. 12.4. Схема устройства обноски для сооружения фундамента:
1—доски обноски; *2*—положение бровки котлована; *3*—положение грани подошвы фундамента; *4*—положение грани обреза фундамента; *5*—проволочные чалки

или на обноске (рис. 12.4). Точность разбивки ±5 см.

Для определения и контроля высотных отметок закрепляют репер, абсолютную отметку которого устанавливают двойным нивелированием.

Средние и большие мосты при возможности непосредственных промеров. Продольную ось моста разбивают, пользуясь створными знаками, принятыми по акту от проектной организации.

Длину мостового перехода и расстояния до поперечных осей опор измеряют от исходных створных знаков. Расстояния по провешенной теодолитом продольной оси моста измеряют шкаловыми лентами 2 раза в прямом и обратном направлениях, вводя поправки на компорирование и температуру мерного прибора и уклон местности.

Поверхность земли предварительно планируют, срезая отдельные небольшие бугры, вырубая кустарники и пр. На крутых участках расстояния измеряют по доскам, укладываемым горизонтально ступенями; измерения длин с одной ступени на другую переносят отвесом.

Центры опор определяют промером от исходного берегового знака на оси моста. Оси опор разбивают угломерным инструментом, установленным над центром опоры, и закрепляют их парными столбами или сваями, располагаемыми с каждой стороны опоры по продольной и поперечной ее осям.

Для измерения расстояния по льду вдоль измеряемой линии укладывают настил из досок, прикрепленных к планкам, вмороженным в лед. Горизонтальность настила проверяют ватерпасом. Ось моста намечают на настиле с помощью теодолита и фиксируют гвоздями через 10 м. Для возможности выполнения в дальнейшем разбивочных работ независимо от ледового покрова центры опор фиксируют створными плоскостями, которые закрепляют береговыми знаками (столбами и визирными знаками), располагаемыми на незатопляемых местах вне зоны строительных работ (рис. 12.5). Створные плоскости строят теодолитом, устанавливаемым над каждым закрепленным на льду центром фундамента. Береговые знаки привязывают к исходным пунктам продольной оси моста. В дальнейшем центры фундаментов разбивают створной засечкой — пересечением створных плоскостей, восстанавливаемых при помощи теодолитов, установленных над створными знаками.

Разбивка фундаментов средних и больших мостов с подмостей или с моста, расположенного рядом. На мелководных реках разбивку ведут с легких подмостей, которые располагают в 20—30 м от оси моста за пределами строительных работ и сохраняют на все время строительства.

При расположении вспомогательной оси параллельно оси строящегося моста исходные точки *А* и *Б* продольной оси моста (рис. 12.6, *а*) теодолитом переносят под прямым углом на вспомогательную ось и закрепляют их на подмостях гвоздями. От полученных точек *А′* и *Б′*, промерами по подмостям находят проекции *1′*, *2′*, *3′* и *4′* центров опор. В каждой из точек *1′*, *2′*, *3′* ... теодолитом строят перпендикуляр к оси *А′*, *Б′*, который в пересечении с осью *АБ* дает положения центров фундаментов. Продольные оси фундаментов закрепляют сваями (см. рис. 12.6).

При расположении вспомогательной оси непараллельно оси моста, измеряя углы α и β (рис. 12.6, *б*), находят угол γ:

$$\gamma = \alpha - 90^\circ = \frac{\alpha - \beta}{2}.$$

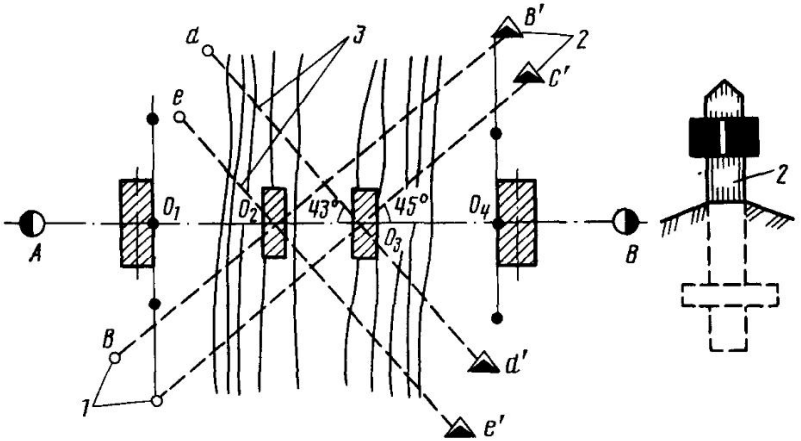


Рис. 12.5. Схема разбивки центров фундаментов опор со льда при помощи створных плоскостей и конструкция визирного знака:
1—столбы для установки инструмента; *2*—визирные знаки; *3*—створные плоскости

Полная длина расстояния $АБ = А'Б'\cos\gamma$. Центры фундаментов разбивают на вспомогательной оси $А'Б'$ с промерами проектных расстояний, деленных на $\cos\gamma$, оси фундаментов выносят на ось моста $АБ$ под углом α и β.

При расположении строящегося моста вблизи существующего его используют для разбивки вспомогательной оси. В этом случае точки $АБ$ продольной оси моста переносят и закрепляют на тротуаре действующего моста, непосредственными про-

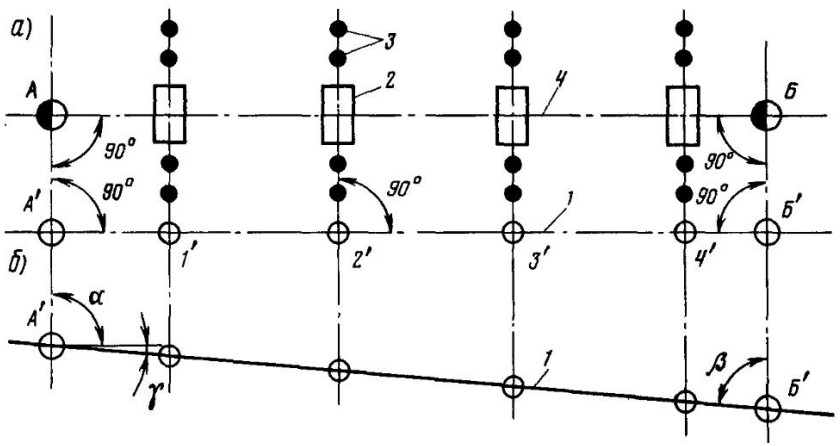


Рис. 12.6. Схема разбивки фундаментов опор с подмостей:
а—при параллельных осях; *б*—при непараллельных осях;
1—вспомогательная ось; *2*—фундамент; *3*—сваи; *4*—ось моста

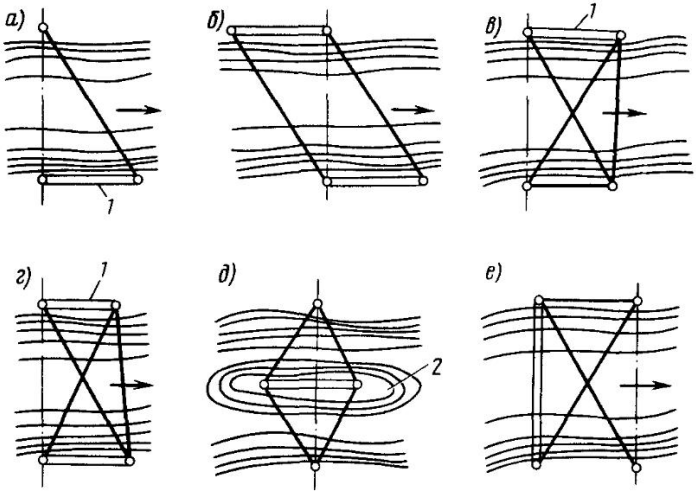


Рис. 12.7. Схемы триангуляционных сетей:
1—базис; *2*—остров

мерами находят положение проекции центров фундаментов *1′, 2′, 3′*, ... и затем теодолитом выносят их на ось строящегося моста.

Разбивка мостов методом триангуляции. В случаях когда нельзя произвести непосредственные промеры и разбивку осей фундаментов, разбивочные работы выполняют с помощью триангуляции. В зависимости от местных условий района мостового перехода и принятых допусков выбирают форму мостовой триангуляции, размер сети которой зависит от ширины реки. Для разбивки мостов обычно применяют геодезические четырехугольники или комбинированные фигуры (рис. 12.7).

Для сравнительно небольших мостов триангуляционную сеть принимают в форме одного треугольника, в котором измеряют все три угла и базис (рис. 12.7, *а*). С целью повышения точности измерения длины моста применяют два треугольника с двумя базисами (рис. 12.7, *б*). Наиболее часто мостовая триангуляция состоит из геодезического четырехугольника с одним или двумя базисами (рис. 12.7, *в, г*). При наличии в месте перехода острова базис может быть измерен на нем (рис. 12.7, *д*), а при сооружении моста рядом с существующим он может быть использован для разбивки и измерения базиса (рис. 12.7, *е*).

При назначении триангуляционной сети необходимо соблюдать следующие условия:

углы в треугольниках должны быть не менее 30° и не более 120°, а в геодезическом четырехугольнике — не менее 25°;

в общую сеть должно быть включено не менее одного исходного знака, закрепляющего ось моста на каждом берегу;

в общую сеть должны быть включены все пункты, с которых предполагается разбивать оси фундаментов методом прямых засечек и контролировать положение осей в процессе строительных работ;

угол пересечения направления засечки с осью моста должен быть не менее 30° и не более 150°, а длина засечки (от инструмента до разбиваемой точки, например до центра фундамента) не должна превышать 100 м при разбивке теодолитом с точностью 30",

200 м — с точностью 10'' и 1000 м — с точностью 1'.

Места разбивки базисов выбирают на берегу в условиях, наиболее удобных для линейных измерений при уклоне местности не более 1 %. Длину базиса обычно принимают не менее половины длины определяемого расстояния. Точность измерения базиса должна быть не менее чем в 2 раза больше точности измерения определяемого расстояния (см. табл. 12.2). В связи с тем что разбивку центров фундаментов выполняют не только с базисов триангуляционной сети, но и от ее сторон, точность определения сторон должна быть близкой к точности измерения базисов.

Чтобы не вводить поправку на центрировку, пункты триангуляции закрепляют бетонными столбами с металлической пирамидальной надстройкой (рис. 12.8).

Среднюю относительную ошибку в длине измеряемого расстояния определяют по соответствующим формулам. С возрастанием числа треугольников ошибка увеличивается, поэтому следует стремиться к упрощенному построению триангуляционной сети.

Для простой триангуляционной сети (с длиной сторон не более 1,5 км) уравновешивают только угловые измерения; сложные сети (на больших мостовых переходах) уравновешивают по способу наименьших квадратов.

Центр каждого фундамента определяют многократной прямой засечкой (не менее чем с трех пунктов мостовой триангуляции). В этой работе должно участвовать столько теодолитов, со скольких пунктов мостовой триангуляции ведется разбивка центра фундамента.

На рис. 12.9 приведен пример разбивки прямыми засечками центра *K* фундамента опоры с пунктов *I*, *A* и *II*.

По известным длинам *AK*, *AI* и *AII* и углам γ_1 и γ_2 аналитически вычисляют углы α_1 и α_2. Теодолитами, установленными в точках *I* и *II* на пересечении визирных осей, находят положение точки *K*, при этом теодолитом, установленным в точке *A*, проверяют расположение точки *K* в створе оси моста (несторность допускается не более 1,5 см). Найденное таким образом положение центра фундамента закрепляют на противоположных берегах визирными знаками *K*' и *K*''. Временное закрепление центра фундамента в русле реки осуществляют плавающим буйком или сваей. Окончательную разбивку фундамента выполняют после подготовки площадки для его сооружения (островок, шпунтовое ограждение и др.).

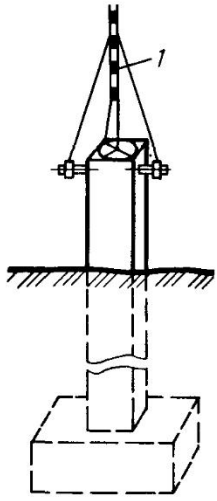


Рис. 12.8. Бетонный столб для закрепления пунктов триангуляции:
1—металлическая пирамидальная надстройка

При расположении моста на кривой ось моста принимают по дуге проектного радиуса, центры фундаментов — на пересечении дуг с радиусом, про-

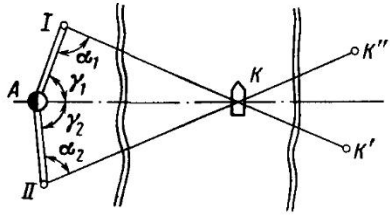


Рис. 12.9. Схема разбивки центра опоры способом прямых засечек

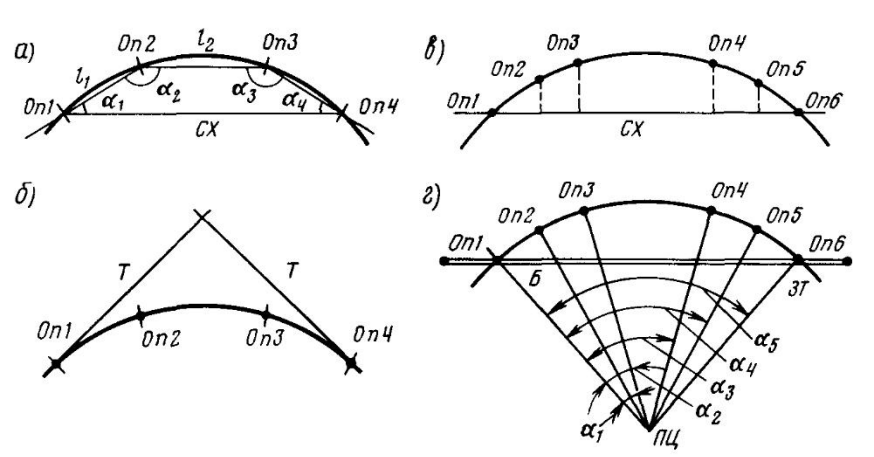


Рис. 12.10. Схемы разбивки мостов на кривой

дольную ось фундамента — по направлению этого радиуса, поперечную ось фундамента — по касательной к дуге в центре фундамента.

Разбивка центров и осей фундаментов опор моста, расположенного на кривой, требует повышенной точности и может быть выполнена одним из следующих способов: при числе пролетов не более трех — по многоугольнику (рис. 12.10, *а*) или от линии тангенсов (рис. 12.10, б); при большом числе пролетов — от стягивающей хорды (рис. 12.10, *в*) или полярным способом (рис. 12.10, *г*); при невозможности непосредственных промеров — методом прямых засечек от пунктов триангуляции.

Высотная основа вертикальной разбивки. Высотной геодезической основой на строительстве является система реперов, отметки которых определены геометрическим нивелированием. Кроме принятых от проектной организации реперов постоянного типа, минимальное количество которых приведено в табл. 12.1, в пределах строительной площадки устанавливают дополнительные рабочие реперы, расположенные так, чтобы удобно и с наименьшими погрешностями выносить и проверять высотные отметки на элементах сооружения. Отметки всех реперов как основных, так и дополнительных должны быть увязаны между собой; ошибка нивелирования не должна превышать ± 10 мм.

Реперы закладывают ниже глубины промерзания грунтов; над поверхностью земли они должны возвышаться не более 10—15 см. Выступающую часть реперов защищают от повреждений ограждениями или ящиками.

12.4. ОСНОВНЫЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ ИНСТРУМЕНТЫ И ПРИБОРЫ

Наиболее часто применяют нивелиры Н-05, Н3 и Н3К. Основные оптико-механические их характеристики приведены в табл. 12.6.

Для определения с повышенной точностью элементов триангуляционной сети используют светодальномеры и электронные тахеометры, основные технические характеристики которых приведены в табл. 12.7.

При выполнении геодезических и разбивочных работ применяют отечественные теодолиты (Т5, ТТ-4, 2Т2, Т30М), а иногда зарубежный — ТЕО 010А (ГДР). Основные оптико-механические характеристики их приведены в табл. 12.8.

Таблица 12.6. **Основные оптико-механические характеристики нивелиров**

Параметры	Марки нивелиров		
	Н-05	Н4	Н3К
Средняя квадратическая погрешность измерения превышения, мм:			
на 1 км двойного хода	0,5	3	3
на станции при длине визирного луча 100 м (для Н3 — 50 м)	0,2	2	2
Увеличение зрительной трубы	42	30	30
Минимальное расстояние визирования, м	2	2	2
Коэффициент нитяного дальномера	100	100	100
Цена деления уровня:			
цилиндрического (″/2 мм)	10	15	
круглого (1′/2 мм)	5	10	10
Температурный диапазон работы, °С		—40 +50	—40 +50
Масса, кг:			
нивелира	6,0	2,0	2,5
укладочного ящика	5,0	2,0	2,0

Таблица 12.7. **Основные характеристики светодальномеров и электронных тахеометров**

Параметры	Светодальномеры		Электронные тахеометры	
	ЗСМ-2 (СССР)	RED-2 (Япония)	Та5 (СССР)	Рекота (ГДР)
Диапазон измеряемых расстояний при использовании, м:				
отражателя с одной призмой	02—500	до 2000	2—1000	0,3—1000
многопризменного отражателя	0,2—3500	» 3000	2—2500	0,3—3000
Средняя квадратическая погрешность измеряемого расстояния одним приемом, мм	$10+5\times10^{-6}D$	$5+2\times10^{-6}D$	20	$5+2\times10^{-6}D$
Средняя потребляемая мощность, Вт	5	2	8	8
Напряжение источника питания, В	6—8,5	6	6,5—8,5	11—14
Максимальные углы наклона приемопередатчика, °	±40	±40	±40	±40
Температурный диапазон, °С	от —30 до +40	от —20 до +50	от —30 до +40	от —25 до +45
Масса приемопередатчика в комплекте, кг	12,8	2	14,6	20,3
Масса приемопередатчика в футляре, кг	10	2	9,8	12,1

Таблица 12.8. **Основные оптико-механические характеристики теодолитов**

Параметры	Марка теодолитов				
	Т5	ТТ4	2Т2	Т30М	ТЕО010А
Средняя квадратическая погрешность измерений одним приемом, ″:					
горизонтального угла	5—7	10	2	30	1,5—2
вертикального »	10	10—15	2—3	45	2—2,5
Увеличение зрительной трубы	25	25	27,5	21	30
Цена деления уровня (″/2 мм):					
при алидаде горизонтального круга	30	45	15	60	20
при вертикальном круге	15	30	15	20	8
Температурный диапазон работы, °С	—40 +50	—40 +50	—40 +50		—25 +45
Масса, кг:					
теодолита	3,6	3,9	4,8	3,0	4,3
укладочного футляра	3,6	5,0	4,0	3,5	4,4

Глава 13
ПОГРУЖЕНИЕ В ГРУНТ СВАЙ, ОБОЛОЧЕК И ШПУНТА

13.1. ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ

Устройство свайных фундаментов и шпунтовых ограждений должно осуществляться по проекту производства работ в соответствии со СНиП 3.02.01-83.

В проекте производства работ на акватории должны быть приведены сведения о гидрометеорологических условиях района строительства, указания по защите свайных конструкций в период строительства от воздействия волн, ледоходов, приливов, навала судов.

Проект производства работ должен также содержать рабочие чертежи всех вспомогательных устройств, связанных с выполнением свайных работ (эстакад, подмостей, направляющих конструкций).

В составе проекта производства работ должны быть сведения о глубине разведанной толщи грунтов не менее 5 м ниже проектной отметки подошвы свай или оболочек, наличии скальных прослоек или включении валунов и их характеристики (размеров и прочности), о физико-механических характеристиках грунтов, о характерных уровнях поверхностных и грунтовых вод.

Основным работам по устройству свайных фундаментов должны предшествовать подготовительные работы: приемка строительной площадки; выбор оборудования для погружения свай, оболочек и шпунта; детальная разбивка свайного фундамента или шпунтового ограждения; завоз и складирование свай и шпунта; проверка соответствия технической документации и маркировки доставленных к месту работ свай, оболочек и шпунта, а также проверка замков шпунта протаскиванием по ним шаблона длиной не менее 2 м; полная или частичная сборка свай, оболочек, укрупнительная сборка шпунтин в пакете; нанесение антикоррозийных покрытий; разметка свай, оболочек и шпунта по длине.

Работы по погружению свай и оболочек в грунт включают следующие технологические операции: подготовку свай и оболочек к погружению, монтаж и установку направляющих устройств, транспортирование и установку в направляющие устройства свай и оболочек, извлечение (при необходимости) грунта из полости погружаемых оболочек, применение мер по облегчению заглубления в грунт свай и оболочек,

устройство в случаях, предусмотренных проектом, уширенных пят.

Подготовка свай и оболочек к погружению включает: визуальный осмотр на складе с целью выявления и устранения выколов бетона и местных повреждений закладных стыковых элементов, транспортирование свай со склада к месту погружения, разметку свай и оболочек по длине, крепление подмывных трубок, если сваи и оболочки погружают с подмывом, крепление строповочных устройств.

Для подъема оболочек из горизонтального положения в вертикальное и заведения их в направляющие устройства к стыковому элементу оболочки (фланцу или шпилькам) крепят жесткие строповочные приспособления, чаще всего в виде траверсы.

13.2. НАПРАВЛЯЮЩИЕ УСТРОЙСТВА

Для установки и фиксирования в проектном положении погружаемых свай и оболочек применяют направляющие устройства. В зависимости от размеров и массы свай и оболочек, глубины их погружения, физико-механических свойств грунтов применяют направляющие устройства разных типов, в том числе копры, навесное копровое оборудование, каркасы, кондукторы.

Копры и копровое оборудование отечественного производства разных типов и конструкции выпускают для погружения свай длиной 6—25 м и более. Тип и модель копра и копрового оборудования выбирают в зависимости от количества, длины и массы свай.

Для погружения свай длиной до 12 м применяют копровое оборудование на базе тракторов, экскаваторов, автомобилей (табл. 13.1). Наиболее распространены копры на тракторах.

Универсальные копры (табл. 13.2) установлены на тележки, перемещаемые по рельсам. Такие копры применяют для погружения свай длиной 12—25 м.

Копры на неповоротных тележках применяют для погружения вертикальных и наклонных свай длиной 12—18 м, расположенных в линию значительной протяженности. Чтобы повысить маневренность, а следовательно, и производительность неповоротных копров, их устанавливают на подвижные (траверсные) тележки. Длину ее назначают исходя из необходимости перекрыть котлован по меньшей его стороне.

Копровое оборудование состоит из направляющих стрел, которые навешивают или подвешивают к тракторам, экскаваторам, кранам или автомобилям. Навесные стрелы в рабочем положении (в процессе погружения свай) не опираются на грунт (рис. 13.1, *а*), а подвесные стрелы опираются нижним концом на грунт (рис. 13.1, *б*).

Навесные стрелы обеспечивают погружение свай на вылетах от оси вращения экскаватора до 6 м, подвесные стрелы — до 10 м от оси вращения экскаватора, но при условии опирания их низа на грунт при подтаскивании, установке и погружении свай. Навес-

Таблица 13.1. **Копровое оборудование на базе тракторов и автомобилей**

Параметры	Марка копров на базе		
	тракторов		автомобилей
	С-878М	СП-49А	СА-8
Максимальная длина погружаемой сваи, м	10	12	8
Грузоподъемность, т	8,5	11,0	7,5
Наибольший наклон стрелы, град:			
вперед	10	10	15
назад	20	20	20
вправо-влево	7	7	7
Изменение вылета стрелы, м	0,4	0,4	0,5
Масса навесного оборудования без молота, т	7,8	9,3	6,4
Масса машины, кг	191	220	139

Таблица 13.2. **Универсальные копры**

Параметры	Модели копров			
	С-955	СП-69А	СП-56	СП-55
Максимальная длина погружаемой сваи, м	12	16	20	25
Грузоподъемность, т	10	14	20	30
Наибольший наклон стрелы:				
вперед	8:1	8:1	8:1	8:1
назад	3:1	3:1	3:1	3:1
вправо-влево	30:1	30:1	30:1	30:1
Вылет стрелы от оси вращения копра до оси погружения сваи, м	6,25	6,25	9	9
Изменение вылета стрелы, м	1,2	1,2	1,2	1,35
Угол поворота платформы, град	360	360	360	360
Ширина колеи копра, м	4	4	6	6
Масса копра без молота и противовеса, т	23,8	24,3	45	60
Суммарная мощность установленных электродвигателей, кВт	26,8	46	60	60

ные стрелы на тракторах применяют при погружении свай длиной до 12 м. Наиболее часто для навески стрел используют гусеничные экскаваторы и краны; реже автомобильные краны.

Кроме гусеничных и автомобильных кранов, на строительстве мостов используют портальные краны для навески на них копровых стрел. Создан копер-кран ПКК с двумя копровыми стрелами, каждая из которых предназначена для забивки молотом УР-1250 свай длиной до 12 м как в вертикальном положении, так и с наклоном до 4:1. Масса копра-крана 48,5 т.

Копры и копровое оборудование широко применяют при погружении свай в пределах суходолов, когда можно

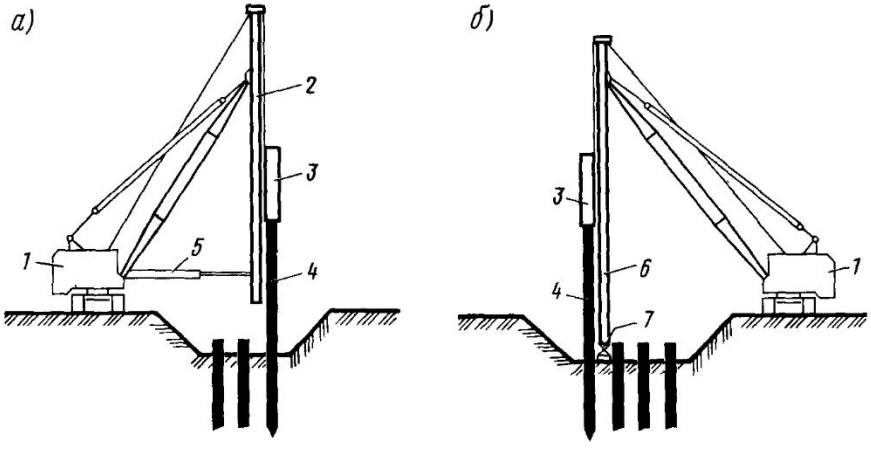


Рис. 13.1. Направляющие копровые стрелы:
а—навешиваемая на кран; *б*—подвешиваемая к крану; *1*—кран; *2*—навесиая стрела; *3*—молот; *4*—свая; *5*—телескопическая распорка; *6*—подвесная стрела; *7*—опорная пята

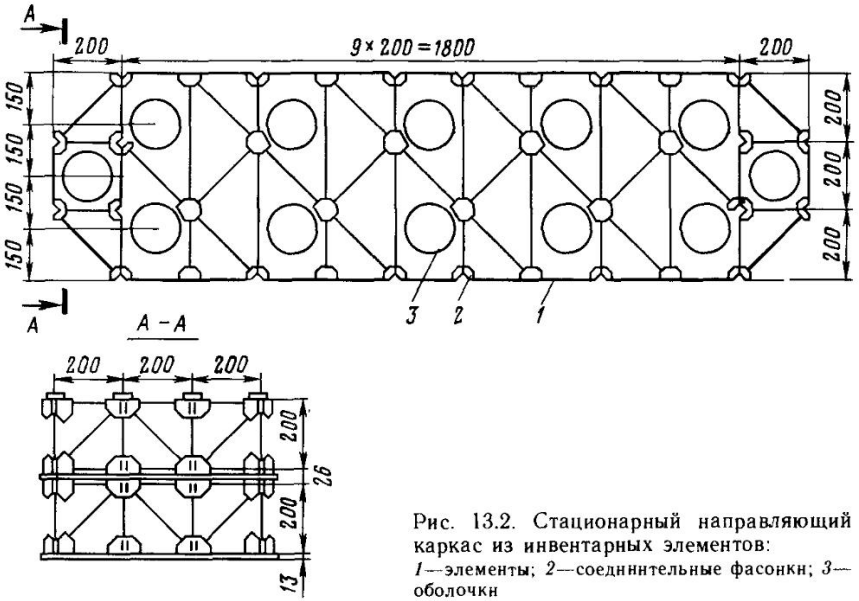


Рис. 13.2. Стационарный направляющий каркас из инвентарных элементов:
1—элементы; *2*—соединительные фасонки; *3*—оболочки

простыми способами произвести разметку и зафиксировать проектное положение свай, а также контролировать правильность их установки и погружения. Это оборудование обычно используют для обеспечения требуемого положения при забивке свай поперечным сечением до 1 м.

В подавляющем большинстве случаев строительства фундаментов и опор в пределах акваторий проектное положение следует обеспечивать применением стационарных или переставных направляющих каркасов, а также специальных кондукторов.

При ростверках, заглубленных ниже рабочего уровня воды, целесообразны стационарные каркасы. Они, кроме своего основного назначения, выполняют функции направляющего устройства для установки шпунтового или щитового ограждения котлована, воспринимают давление воды на ограждение при устройстве ростверка, являются несущей конструкцией для настила рабочей площадки, с которой погружают сваи или оболочки.

Для облегчения установки свай или оболочек, а также предохранения их от повреждения металлическими элементами в ячейках каркаса или кондуктора следует закреплять направляющие деревянные брусья. При вертикальных сваях или оболочках надо устанавливать четыре бруса длиной не менее 2 м в одноярусных и 4 м в двухъярусных каркасах. Для погружения наклонных свай и оболочек брусья должны иметь длину не менее 6 м. Между погружаемыми элементами и направляющими брусьями необходимо обеспечить круговой зазор, равный 2—3 см.

Размеры и форму стационарного каркаса в плане назначают в зависимости от очертания фундамента, а высоту — от глубины, скорости течения водотока и отметки низа плиты. Из-за большого расхода металла каркасы конструируют исходя из возможности их использования несколько раз. Для этого каркас изготовляют сборно-разборной конструкции, располагая его низ на 1—2 м выше водозащитной подушки в котловане, бетонируемой подводным способом.

Количество ярусов по высоте каркаса определяют в зависимости от скорости течения и глубины водотока,

конструкции ограждения и глубины котлована, считая от максимально возможного уровня воды в период производства работ. Одноярусные каркасы рекомендуется использовать для погружения вертикальных оболочек на водотоках со скоростью течения менее 1 м/с и глубиной воды до 10 м. На водотоках со скоростью течения более 1 м/с, а также при необходимости погружения наклонных свай или оболочек применяют двух- или многоярусные каркасы.

Применение сборно-разборных каркасов (рис. 13.2) обеспечивает их разборку по мере бетонирования ростверка. Каркасы монтируют на берегу или на специально подготовленном плашкоуте из барж или понтонов. Плашкоут используют также для транспортирования каркаса к месту его установки в проектное в плане и по высоте положение. Установленный в проектное положение каркас после геодезического контроля закрепляют вертикальными маячными сваями или оболочками, погруженными сквозь направляющие ячейки.

13.3. ЗАБИВКА СВАЙ, ОБОЛОЧЕК И ШПУНТА МОЛОТАМИ

Способ погружения на проектную глубину свай с закрытым нижним концом или с неизвлекаемым грунтовым ядром (пробкой) выбирают в зависимости от свойств грунтов, заглубления и применяемого оборудования (табл. 13.3).

Таблица 13.3. **Рекомендуемые способы погружения свай**

Грунты	Глубина погружения в грунт, м	Способы погружения свай					
		Забивка молотом		Забивка вибромолотами без подмыва	Заглубление вибропогружателями		Заглубление в скважины
		без подмыва	с подмывом		без подмыва	с подмывом	
Водонасыщенные рыхлые песчаные	До 10	+	—	—	+	—	—
	10 и более	+	+	—	+	—	—
Текучепластичные и мягкопластичные связные	10 и более	+	—	—	+	—	—
Водонасыщенные средней плотности и плотные песчаные	До 10	—	+	+	+	—	—
	10 и более	—	+	—	—	+	—
Связные тугопластичные и полутвердые связные	До 10	+	—	+	—	—	—
	10 и более	+	—	+	—	—	+
Гравийно-галечные	До 10	+	+	+	+	—	—
Все грунты с включением скальных прослоек, валунов или затопленных предметов	Независимо от глубины	—	—	—	—	—	+
Пластично-мерзлые	До 10	+	—	+	—	—	—
	10 и более	—	—	—	—	—	+
Твердомерзлые	Независимо от глубины	—	—	—	—	—	—

Таблица 13.4. **Основные характеристики молотов**

Тип дизельного молота	Модели молотов	Масса ударной части, кН	Высота падения ударной части, м	Энергия удара, кДж	Частота ударов, $мин^{-1}$	Масса молота, т
Штанговый	С-268	18	2,10	14	55—60	3,1
	С-330	25	2,30	20	50—55	4,2
Трубчатый с воздушным охлаждением	УР-1-1250	12,5	3,00	33	43—55	2,5
	УР-1-1800	18		48		3,4
	С-949	25		67		5,5
	С-954	35		94		7,3
	С-974	50		135		9,0
Трубчатый с водяным охлаждением	СП-40А	12,5	3,00	33	43—55	2,6
	СП-41А	18		48		3,65
	СП-47А	25		67		5,5
	СП-48А	35		94		7,65
	СП-54-1	50		135		10,0

Для погружения свай, оболочек и шпунта применяют паровоздушные молоты одиночного и двойного действия, дизельные штанговые и трубчатые гидравлические (табл. 13.4).

Выбор молота для забивки свай длиной до 25 м включительно разрешается производить исходя из указанной в проекте расчетной нагрузки, допускаемой на сваю, и массы сваи. Необходимая при этом минимальная энергия удара молота

$$Э = 1{,}75aP, \qquad (13.1)$$

где a — коэффициент, равный 25 Дж/кН; P — расчетная нагрузка, допускаемая на сваю (по данным проекта), кН.

Принятый тип молота с расчетной энергией удара $Э_р$, Дж, должен удовлетворять условию

$$(Q_п + q)/Э_р \leqslant K_и, \qquad (13.2)$$

где $Q_п$ — полный вес молота, Н; q — вес сваи (включая вес наголовника и подбабка), Н; $K_и$ — коэффициент, приведенный в табл. 13.5.

Для стального шпунта, а также при погружении свай любого типа с подмывом указанные в табл. 13.5 значения коэффициентов $K_и$ увеличивают в 1,5 раза.

Таблица 13.5. **Значения коэффициента $K_и$ для различных материалов свай и шпунта**

Тип молота	Дерево	Сталь	Железобетон
Трубчатый дизель-молот и молот двойного действия	5	5,5	6
Молоты одиночного действия и штанговый дизель-молоты	3,5	4	5
Подвесный молот	2	2,5	3

Расчетное значение энергии удара $Э_р$ принимают:

Для подвесного и паровоздушного молотов одиночного действия	QH
Для трубчатых дизель-молотов	$0{,}9\ QH$
Для штанговых дизель-молотов	$0{,}4\ QH$
Для паровоздушных молотов двойного действия	согласно паспортным данным

Здесь Q — вес ударной части молота, Н; H — фактическая высота падения ударной части молота, м, принимаемая на стадии окончания забивки свай для трубчатых $H=2{,}8$ м, а для штанговых при массе ударных частей 1250; 1800 и 2500 кг соответственно 1,7; 2 и 2,2 м.

Таблица 13.6. **Значения коэффициента α**

Тип молота	Высота падения ударной части молота, м	α
Паровоздушный одиночного действия или подвесной	0,4	75
	0,8	45
	1,2	30
Паровоздушный двойного действия	—	20
Дизельный трубчатый	2	45
	2,5	30
	3	20
Дизельный штанговый	—	50

Таблица 13.7. **Значения коэффициента K**

Наклон сваи	K	Наклон сваи	K
5:1	1,1	2:1	1,4
4:1	1,15	1:1	1,7
3:1	1,25		

Расчетную нагрузку P при выборе молота для забивки шпунта определяют по СНиП 2.02.03-85, как для свай аналогичного сечения с коэффициентом надежности $\gamma=1{,}4$.

Принятый тип молота и высоту падения его ударной части следует дополнительно проверить на максимальные сжимающие напряжения, допустимые в железобетонной свае при забивке.

Максимальные сжимающие напряжения при ударе молота (с учетом обжатия бетона в преднапряженных сваях) не должны, как правило, превышать 50 % прочности бетона на сжатие.

При выборе молота для забивки стального шпунта или стальных свай и назначении режима его работы по высоте падения ударной части необходимо соблюдать условие

$$m/A \leqslant K_ф \alpha (R_y/210)^{\beta}, \qquad (13.3)$$

где m — масса ударной части, кг; A — площадь поперечного сечения шпунтины (пакета шпунтин) или сваи, см^2; $K_ф$ — коэффициент, принимаемый равным для плоского, зетового и корытных профилей шпунта соответственно 0,7; 0,8 и 0,9, а для трубчатых свай 1; α — коэффициент, принимаемый в зависимости от типа молота и высоты падения ударной части по табл. 13.6; R_y — расчетное сопротивление стали забиваемого элемента по пределу текучести, МПа; β — показатель степени, принимаемый равным для плоского, зетового и корытного профилей шпунта соответственно 1; 1,2 и 1,4; а для трубчатых свай 1,7.

При выборе молотов для забивки наклонных свай энергию удара, вычисленную по формуле (13.3), следует умножить на повышающий коэффициент K, приведенный в табл. 13.7.

При необходимости пробивки прослоек плотных грунтов следует применять молоты с энергией удара большей, чем указано в формулах (13.1) и (13.2), соблюдая при этом требование, указанное в формуле (13.3), или забивать сваи с применением лидерных скважин.

Выбор молота для забивки свай длиной более 25 м производится проектной организацией, как правило,

с использованием специальных программ.

Забивка железобетонных свай и шпунта молотами должна производиться с применением наголовников, оснащенных верхним и нижним амортизаторами; зазоры между боковой гранью свай и стенкой наголовника не должны превышать 1 см с каждой стороны.

Забивка стальных свай и шпунта молотами одиночного действия производится с применением наголовников, оснащенных только верхним амортизатором. Начальная толщина нижнего амортизатора, выполненного из досок, в любом случае должна быть не менее 10 см.

В конце забивки каждой сваи и оболочки молотом определяют контрольный отказ для сравнения его с расчетным, указанным в проекте для заданного молота и высоты его падения.

Значение контрольного отказа при производственной забивке определяют при стабилизированном режиме работы молота как среднеарифметическое значение отказа от последних 10 ударов молота одиночного действия или дизельного или как частное от деления осадки сваи на последней минуте работы молота двойного действия на количество ударов в 1 мин, которое при номинальном давлении пара или воздуха берут по паспортным данным.

Контрольный остаточный отказ l для свай длиной до 25 м включительно при забивке и добивке определяют по формулам:

Железобетонная с наголовником	150
Деревянная:	
без подбабка	100
с подбабком	80
Стальная с наголовником	500

A — площадь, ограниченная наружным контуром сплошного или полого поперечного сечения сваи (независимо от наличия или отсутствия у сваи острия, м^2);

$Э_p$ — расчетная энергия удара, Дж, принимаемая для дизель-молотов, молотов подвесных и одиночного действия равной QH, для молотов двойного действия — по паспортным данным;

Q — вес ударной части молота, кН;

H — фактическая высота падения ударной части, м;

γ — коэффициент надежности, принимаемый равным 1,4 в формуле (13.4) и 1,25 в формуле (13.5), а для молотов при количестве свай в опоре более 20—1,4; при 11—20 — 1,6; при 6—10 —1,65; при 1—5 — 1,75;

P — несущая способность сваи, указанная в проекте, кН;

ε — коэффициент восстановления удара, принимаемый при забивке железобетонных и стальных свай молотами ударного действия с применением наголовников с деревянным вкладышем $\varepsilon^2=0{,}2$;

q — вес сваи и наголовника, кН;

q_1 — вес подбабка, кН;

h — высота, принимаемая для дизель-молотов равной 50 см, а в остальных случаях равной нулю;

Ω — площадь боковой поверхности сваи, м^2;

$$l \leqslant \frac{nFЭ_p}{\gamma P(\gamma P+nA)} \frac{Q_п+\varepsilon^2(q_1+q)}{Q_п+q+q_1}; \tag{13.4}$$

$$l+C \leqslant \frac{2Э_pQ/(Q+q)+\gamma P_c}{\gamma P\left[2+\frac{\gamma P}{4}\left(\frac{n_0}{A}+\frac{n_б}{\Omega}\right)\frac{Q}{Q+q}\sqrt{2g(H+h)}\right]}, \tag{13.5}$$

где l — остаточный отказ, см, равный величине погружения сваи от одного удара при забивке ее молотом;

C — упругий отказ сваи (упругие перемещения грунта и сваи), см, определяемый с помощью отказомера;

n — коэффициент, принимаемый для типа свай:

n_0, $n_б$ — коэффициенты, учитывающие необходимость перехода от динамического сопротивления к статическому сопротивлению грунта. Эти коэффициенты составляют $n_б=0{,}25$ см/кН; $n_0=0{,}0025$ см/кН;

g — ускорение силы тяжести ($g=9{,}81$ см/с^2).

13.4. ВИБРОПОГРУЖЕНИЕ СВАЙ, ОБОЛОЧЕК И ШПУНТА

Выбор типа вибропогружателя производят исходя из предусмотренной проектом несущей способности сваи или оболочки (или расчетной глубины погружения шпунта) с учетом грунтовых условий.

Для низкочастотных вибропогружателей с частотой вращения дебалансов до 550 оборотов в 1 мин значение необходимой вынуждающей силы вибропогружателя $P_в$, кН, определяют по формуле

$$P_в = 1{,}4\Phi - 3Q/K_б, \qquad (13.6)$$

где Φ — расчетная несущая способность сваи, кН, по проекту; $Q_в$ — вес вибросистемы, включая вибропогружатель, сваю и наголовник, кН; $K_б$ — коэффициент снижения бокового сопротивления грунта во время вибропогружения, принимаемый для различных грунтов по табл. 13.8.

Необходимое значение максимальной вынуждающей силы вибропогружателя $P_в$ окончательно принимают не ниже 1,3 $Q_в$ при погружении оболочек (с возможным извлечением грунта из внутренней полости в ходе погружения) и 2,5$Q_в$ при погружении свай сплошного сечения и полых свай, погружаемых без извлечения грунта.

Из числа вибропогружателей, обеспечивающих развитие необходимой вынуждающей силы, выбирают тот вибропогружатель наименьшей мощности, у которого статический момент массы дебалансов K_0 (или максимальное значение момента дебалансов K_0 для вибропогружателей с регулируемыми параметрами), кг·см, удовлетворяет условию

$$K_0 \geqslant M_п A_0, \qquad (13.7)$$

где $M_п$ — суммарная масса вибропогружателя, сваи и наголовника, кг; A_0 — амплитуда колебаний при отсутствии сопротивления, см, принимаемая по табл. 13.9.

Определенные необходимые значения статического момента массы дебалансов K_0 и вынуждающей силы $P_в$ при выборе вибропогружателя с фиксированными или ступенчато изменяемыми значениями этих параметров должны обеспечиваться на одной из ступеней частоты вращения, а для более предпочтительных вибропогружателей с регулируемыми на ходу параметрами находиться в пределах диапазона регулирования.

Таблица 13.8. **Значения коэффициента $K_б$ для различных грунтов**

Грунты	$K_б$	Грунты	$K_б$
Песчаные средней плотности:			
гравелистые	2,5	Глинистые при показателе консистенции J_L:	
крупные	3,2		
средней крупности	4,9		
пылеватые	5,7	0,2	2,6
мелкие	6,2	0,3	3,3
Глинистые при показателе консистенции J_L:		0,4	3,9
		0,5	4,4
0	1,6	0,6	4,9
0,1	2	0,7	5,4
		0,8	5,8

Примечания. 1. Для водонасыщенных крупных песков значения $K_б$ увеличиваются в 1,2 раза, средних — в 1,3 раза, мелких — в 1,5 раза.

2. Для заиленных песков значения $K_б$ снижаются в 1,2 раза, что не исключает применение повышающих коэффициентов при водонасыщении.

3. Для промежуточных значений консистенции J_L глинистых грунтов значения $K_б$ определяют интерполяцией.

4. При слоистом напластовании грунтов коэффициент $K_б$ определяют как средневзвешенный по глубине.

Таблица 13.9. **Значения амплитуды колебаний A_0**

Характеристика прорезаемых грунтов по трудности вибропогружения	A_0, см, при расчетной глубине погружения, м	
	до 20	более 20
Легкие		
Водонасыщенные пески, илистые мягкопластичные и текучепластичные глинистые грунты	0,8	1
Средние		
Влажные пески, супеси, тугопластичные глинистые грунты	1,1	1,2
Тяжелые		
Полутвердые и твердые глинистые грунты, гравелистые сухие плотные пески	1,4	1,6

Примечание. При выборе типа вибропогружателя для погружения полых свай, стальных труб и оболочек с извлечением грунта из внутренней полости указанные значения A_0 понижают в 1,2 раза. При слоистом напластовании грунтов A_0 принимают наибольшим, т. е. для слоя самого тяжелого грунта из числа прорезаемых слоев.

Технические характеристики вибропогружателей для погружения свай и оболочек приведены в табл. 13.10.

Отличительной особенностью вибропогружателей ВУ-1,6 (рис. 13.3) и ВУ-3 является наличие проходного отверстия в центральной части конструкции, что позволяет извлекать грунт грейфером из полости оболочки, не снимая вибропогружатель.

Таблица 13.10. **Технические характеристики вибропогружателей для погружения свай и оболочек**

Марка вибропогружателя	Номинальная мощность электродвигателей N, кВт	Статический момент массы дебалансов K_0, кг·см	Частота вращения дебалансов $n_в$, об/мин	Вынуждающая сила, кН	Масса вибропогружателя без наголовника, кг
(ВП-1)*	60	9300	420	190	4500
ВРП-15/60	60	0—15 000	300—500	0—400	5500
ВП-3М*	100	23 600	408	445	7500
ВРП-30/120	132	0—30 000	До 500	0—960	10 200
ВУ-1,6*	2×90	34 500	498	950	11 000
ВПМ-170*	200	51 000	475—550	1250—1700	12 500
ВРП-70/200	200	0—70 000	До 500	0—1700	12 500
ВУ-3**	2×200	99 400	500—550	2800—3400	27 600

Примечания. 1. Индексом * обозначены вибропогружатели с постоянными параметрами; индексом ** — со ступенчато изменяемым параметром.

2. Вибропогружатели марки ВРП обеспечивают бесступенчатое регулирование момента дебалансов и скорости их вращения в процессе погружения.

3. При необходимости погружения оболочек больших диаметров возможно применение спаренных вибропогружателей, смонтированных на общем переходнике.

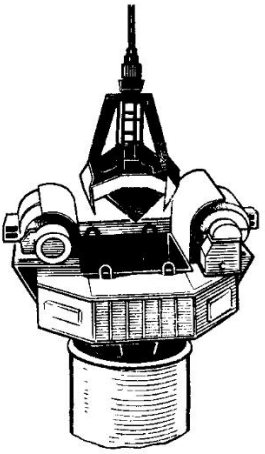


Рис. 13.3. Вибропогружатель ВУ-1,6 для заглубления в грунт оболочек $d = 1{,}6$ м

Безболтовой наголовник типа СН-60 (рис. 13.4) обеспечивает крепление вибропогружателя к полым сваям диаметром 0,6 м путем зажатия клиньев между конусной частью корпуса наголовника и сваей при помощи червячного редуктора с приводом от электродвигателя. Применение такого наголовника позволяет сократить в 8—10 раз затраты времени на крепление вибропогружателя к свае.

Технические характеристики вибропогружателей и вибромолотов для погружения и извлечения шпунта приведены в табл. 13.11.

При синхронном вращении вибромолота (рис. 13.5) в разные стороны возникает направленная по оси погружаемого элемента периодическая вынуждающая сила, под действием которой ударная часть колеблется на пружинах, нанося удары бойком по наковальне. Вследствие того что наковальня жестко соединена с наголовником, но свободно проходит в отверстие опорной плиты вибромолота, ударные импульсы плитой не воспринимаются, а передаются непосредственно погружаемому элементу через наковальню.

Чтобы обеспечить успешное погружение оболочек на проектную глубину и не допустить их повреждения, ре-

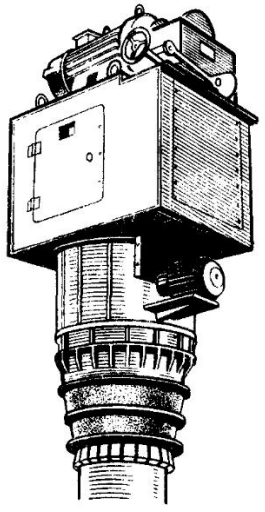


Рис. 13.4. Наголовник для крепления вибропогружателя к свае $d = 0{,}6$ м

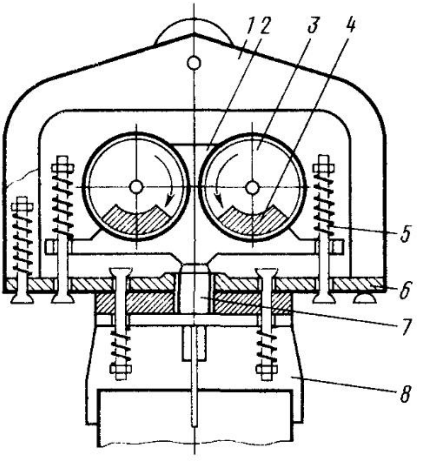


Рис. 13.5. Вибромолот:

1—рама; *2*—ударная часть; *3*—электромотор; *4*—эксцентрик; *5*—пружина; *6*—плита; *7*—наковальня; *8*—наголовник

Таблица 13.11. **Технические характеристики вибропогружателей и вибромолотов для погружения и извлечения стального шпунта**

Ориентировочная глубина погружения или извлечения, м	Марка вибропогружателя или вибромолота	Основные параметры					
		Мощность электродвигателя, кВт	Момент дебалансов, кг·см	Частота вращения, об/мин	Вынуждающая сила максимальная, кН	Масса вибромашины, т	Максимальное усилие сжатия пружин амортизатора при виброизвлечении, кН
До 12	ВПП-2	55	1000	1000, 1500	До 250	2,2	120
	В401 В401А В401Б	45	1100	1300	200	2,2	120
До 15	ВРП-3/44	2×30	До 3000	До 970	До 310	3	200
	МШ-2М	2×30	910, 1130	970	94, 117	4,1	245
	В1-809	2×17	940	1440	213	4,4	196
До 20	ВШ-1	2×30	2500	800, 1000, 1200	400	4	230
	В1-633А	2×30	3000	970	310	6,75	—

Примечания. 1. Вибропогружатели и вибромолоты В401А, В401Б, ВРП-3/44 и МШ-2М имеют гидравлические наголовники.

2. Вибропогружатели В401Б и ВРП-3/44 снабжены системой динамического торможения электродвигателей.

3. Вибропогружатель ВШ-1 при необходимости настраивается на ударно-вибрационный режим с ударами вверх и вниз.

4. Вибромолоты МШ-2М и В1-809 предназначены в основном для извлечения.

5. Вибромолот В1-633А предназначен только для погружения.

комендуется оптимальный тип вибропогружателя выбирать на основании данных табл. 13.12 при соблюдении условия

$$M \leqslant \mu G, \qquad (13.8)$$

где M — момент дебалансов вибропогружателя, кг·см; μ — коэффициент, применяемый в диапазоне от 0,7 для рыхлых и пластичных грунтов до 1,1 для плотных; G — суммарный вес вибросистемы, МН.

Погружение оболочек следует вести по поточной технологии, обеспечивающей существенное повышение производительности труда и сокращение простоев оборудования. Для этого в работе одновременно должны находиться четыре оболочки, на каждой из которых последовательно проводят одну из следующих операций: установку оболочки в направляющее устройство, наращивание очередной секции, крепление к оболочке вибропогружателя и ее погружение, извлечение грунта из полости оболочки.

Оболочки рекомендуется погружать залогами (периодами) с остановками для контроля состояния крепления вибропогружателя к наголовнику и наголовника к оболочке, а также с целью остывания нагревающихся электродвигателей вибропогружателя. Чтобы не допускать перегрева электродвигателей, следует ограничивать продолжительность работы вибропогружателей (табл. 13.13).

Для увеличения скорости погружения оболочек в песчаные и крупно-

Таблица 13.12. **Данные для выбора оптимального типа вибропогружателя**

Диаметр оболочки, м	Мягкопластичные глины и суглинки, рыхлые пески		Тугопластичные глины и суглинки, пески средней плотности	
	Модели вибропогружателей при глубине погружения, м			
	до 15	более 15	до 15	более 15
1,2	ВП-3М	ВП-3М	ВП-3М ВРП-30/120	ВРП-30/120 ВУ-6
1,6	ВРП-3М ВРП-30/120 ВУ-1,6	ВУ-1,6 ВПМ-170	ВРП-30/120 ВУ-6 ВПМ-170	ВПМ-170 ВРП-60/200
2,0	ВПМ-170	ВПМ-170 ВРП-60/200	ВПМ-170 ВРП-60/200	ВРП-60/200
3,0	ВРП-60/200 ВУ-3 2×ВПМ-170	ВУ-3 2×ВПМ-170	ВУ-3 2ВПМ-170	ВУ-3 2ВПМ-170

Таблица 13.13. **Продолжительность работы вибропогружателей**

Потребляемая вибропогружателем сила тока, % от номинальной	Максимальная продолжительность работы вибропогружателя, мин, при напряжении на пульте управления, В		
	380	360	340
60	15	8	3
100	10	5	2
110	3	2	0,5

обломочные грунты с песчаным заполнителем рекомендуется удалять грунт на 1—2 м ниже ножа погружаемой оболочки. При этом следует обеспечивать устойчивость боковой поверхности разрабатываемой скважины избыточным давлением воды, создаваемым путем долива ее в полость оболочки до отметки, превышающей уровень грунтовой или поверхностной воды (табл. 13.14).

Таблица 13.14. **Избыточное давление воды в оболочках**

Грунты	Избыточное давление воды в полости оболочек, кПа	
	вертикальных	наклонных
Рыхлые	50	60
Средней плотности	40	50
Плотные	35	40

Несущую способность свай и оболочек Φ, погружаемых с помощью низкочастотных вибропогружателей и не опирающихся на скальное или полускальное основание, определяют при средней скорости вибропогружения от 2 до 30 см/мин на контрольном залоге по формуле

$$\Phi = 1500 K_б M_б N_{вп} / (A n_в + 3{,}8 M_л Q_в) 1/\gamma, \quad (13.9)$$

где $K_б$ — коэффициент снижения бокового сопротивления грунта в ходе вибропогружения, принимается по табл. 13.8; $M_б$ — коэффициент влияния вибропогружения на несущую способность сваи по боковой поверхности, принимаемый по табл. 13.15; $N_{вп}$ — мощность, расходуемая электродвигателем на движение вибросистемы, кВт, определяемая по формуле (13.10); A — фактическая амплитуда колебаний, принимаемая равной половине полного размаха колебаний сваи и оболочки на последней минуте погружения, см; $n_в$ — частота колебаний вибросис-

темы в 1 мин, равная фактической частоте вращения дебалансов вибропогружателя в 1 мин; $M_л$ — коэффициент влияния вибропогружения на несущую способность сваи под острием или нижним торцом, принимаемый по табл. 13.16; $Q_в$ — вес вибросистемы, равный суммарному весу сваи, наголовника и вибропогружателя, кН; γ — коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным 1,4.

Значение $N_{вп}$ определяют по формуле

$$2N_{вп} = \eta N_в - N_x, \qquad (13.10)$$

где η — КПД электродвигателя, принимаемый по паспортным данным в размере 0,85—0,95 в зависимости от нагрузки; $N_в$ — потребляемая из сети активная мощность в последнем залоге, кВт; N_x — мощность холостого хода, принимаемая равной 25 % номинальной мощности электродвигателя.

При изменении в процессе производства работ параметров вибропогружателя, предусмотренном проектом, или регулировании режима вибрации по частоте (амплитуде) при погружении сваи или оболочки, или если в проекте поставлено требование о получении в конце вибропогружения амплитуды не выше расчетной A_p, см, значение ее проверяют при средней скорости вибропогружения от 2 до 30 см/мин на последнем залоге продолжительностью не менее 2 мин и не более 5 мин по формуле

$$A_p = 1500 K_б M_б N_{вп} / (\gamma \Phi_p - 3{,}8 M_л Q_в) n_в, \qquad (13.11)$$

где Φ_p — расчетная нагрузка на сваю или оболочку по проекту, кН.

Расчетную амплитуду A_p не разрешается назначать ниже 0,4 см.

При вибропогружении полых круглых свай и оболочек, не опирающихся в конце погружения на скальные и полускальные грунты, для обеспечения несущей способности свай Φ_p по проекту необходимо, чтобы фактическая измеренная амплитуда колебаний сваи A в конце погружения не превосходила расчетную амплитуду A_p, определяемую правой частью формулы (13.11). Если $A > A_p$, что свидетельствует о недостаточном значении сопротивления грунта, погружение сваи должно быть продолжено до тех пор, пока не будет выполнено требование формулы (13.11) $A \leqslant A_p$, обеспечивающее достижение несущей способности сваи по проекту.

При использовании формул (13.11) и (13.9) определение амплитуды колебаний A, равной половине полного размаха колебаний вибросистемы и частоты вращения дебалансов $n_в$, рекомендуется производить с помощью вибрографов, например типа ВР-1, или другого самопишущего прибора. При отсутствии таких приборов величину принимают равной номинальной частоте вращения дебалансов для

Таблица 13.15. **Значения коэффициента $M_б$**

Вид грунта по боковой поверхности сваи или оболочки	$M_б$
Пески и супеси твердые	1
Супеси пластичные, суглинки и глины твердые	0,95
Суглинки и глины:	
полутвердые	0,8
тугопластичные	0,7
мягкопластичные	0,6

Примечание. При прорезании сваей слоистых грунтов коэффициент $M_б$ определяют как средневзвешенный.

Таблица 13.16. **Значения коэффициента $M_л$**

Вид грунта под острием сваи или оболочки	$M_л$
Гравийный с песчаным заполнителем	1,3
Пески:	
средней крупности и крупные, средней плотности и супеси твердые	1,2
мелкие средней плотности	1,1
пылеватые средней плотности	1,0
Супеси пластичные, суглинки и глины твердые	0,9
Суглинки и глины:	
полутвердые	0,8
тугопластичные	0,7
мягкопластичные	0,6

вибропогружателей с фиксированной скоростью дебалансов, что идет в запас несущей способности сваи.

При отсутствии вибрографов амплитуду колебаний можно определять с помощью нивелира, теодолита или путем быстрого прочерчивания горизонтальной линии на листе бумаги, прикрепленном к поверхности сваи. Полученная на бумаге кривая колебаний используется для определения амплитуды следующим образом. Все соседние пики кривой соединяют отрезками прямых линий. То же повторяют для нижних циклов кривой. В результате получается ломаная полоса, высота которой характеризует размахи колебаний, равные двойной амплитуде. Измеряя высоты полосы с точностью до 0,1 см, находят наиболее широкий ее участок и делят эту величину пополам, получая искомое значение A.

Потребляемую электродвигателем мощность в конце погружения определяют по показаниям ваттметра на пульте управления вибропогружателя, а при отсутствии этого прибора — по показаниям амперметра и вольтметра по формуле

$$N_п = 0{,}00173 I U \cos\varphi, \qquad (13.12)$$

где I — сила тока, А; U — напряжение, В; $\cos\varphi$ определяют фазометром или принимают равным 0,7.

Величины $N_п$, $n_в$, A, входящие в формулу, определяют на заключительном этапе погружения в течение контрольного залога продолжительностью 2 мин. После заключительного залога вибропогружения необходимо проверить жесткость присоединения вибропогружателя к свае или оболочке, так как при наличии люфтов величина $A_р$ и достигнутая несущая способность завышаются. В случае обнаружения люфтов в наголовнике или переходнике необходимо ликвидировать их натяжкой соответствующих болтов и повторить контрольный залог, заново фиксируя показатели A, $n_в$ и $N_п$.

При контроле фактически достигнутой несущей способности свай и оболочек, погружаемых сочетанием вибрирования с пригрузом, в суммарный вес сваи, наголовника и вибропогружателя включают также усилие от пригруза.

13.5. МЕРЫ ПО ОБЛЕГЧЕНИЮ ПОГРУЖЕНИЯ В ГРУНТ СВАЙ, ОБОЛОЧЕК И ШПУНТА

Подмыв является эффективным средством увеличения интенсивности погружения свай и оболочек в песчаные и гравелистые грунты. В глинистых грунтах подмыв допускается только при погружении свай-стоек. Запрещается применять подмыв, если он может вызвать осадку вблизи расположенных зданий и сооружений.

При применении подмыва для погружения свай и оболочек в сочетании с каким-либо другим способом погружения на последних 1—2 м до проектной отметки подмыв прекращается, после чего свая должна быть добита до проектного отказа.

Для подмыва применяют многоступенчатые центробежные насосы с расходом воды до 5 м^3/мин и давлением до 2 МПа. Чтобы уменьшить потери давления в трубопроводах, насосную установку располагают возможно ближе к месту погружения свай. На трубопроводе необходимо установить предохранительный клапан для сброса напорной воды при случайных закупорках подмывных труб грунтом.

Для погружения сплошных железобетонных свай рекомендуется применять центральный подмыв через трубу, нижний изогнутый конец которой заделан в свае и выведен наружу для присоединения муфтой к съемной части трубы (рис. 13.6, *а*). После погружения сваи трубу вывинчивают. Две подмывные трубы могут быть размещены с обеих сторон сваи и прикреплены к ней хомутами (рис. 13.6, *б*). Первый хомут устанавливают вблизи острия, последующие через 10—15 м при вертикальных сваях и 5—10 м при наклонных. Свободное расположение (без хомутов) подмывных труб вблизи погружаемых вертикальных свай не рекомендуется, а для наклонных не допускается.

Для подмыва полых свай с закрытым нижним концом в нем оставляют отверстие для подмывной трубы (рис. 13.6, *в*). Для независимого перемещения подмывной трубы в верхней части сваи (в патрубке) прорезают отверстие.

Подмывные трубы изготавливают из стальных труб внутренним диаметром

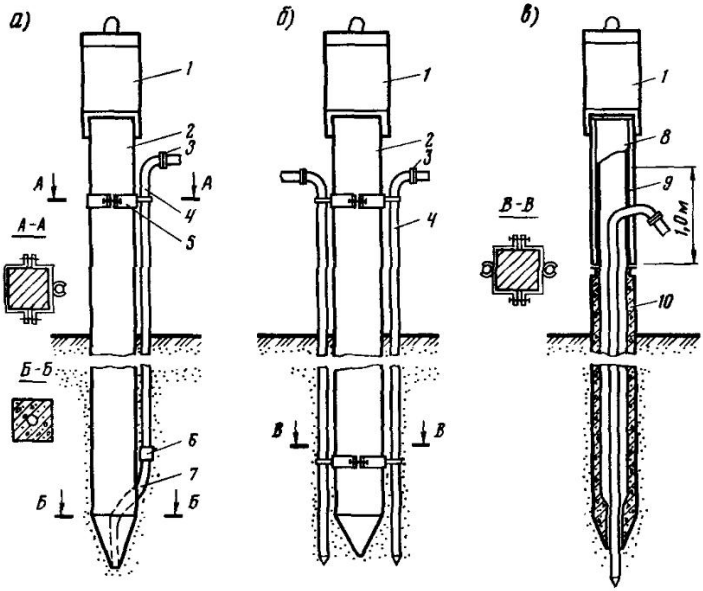


Рис. 13.6. Крепление подмывных труб к сваям:
1—сваебойный молот; *2*—свая сплошного сечения; *3*—шланг; *4*—подмывная труба; *5*—хомут; *6*—соединительная муфта; *7*—нижний конец подмывной трубы; *8*—инвентарный стальной патрубок; *9*—вертикальная прорезь в патрубке; *10*—полая железобетонная свая

от 37 до 106 мм, на нижнем конце которых крепят на электросварке или резьбе наконечник (рис. 13.7).

При погружении подмывом шпунта установленные в стенку шпунтины должны опускаться сразу на всю глубину. Подмывные трубы при погружении шпунта необходимо располагать по бокам шпунтовой сваи симметрично относительно продольной оси шпунтового ряда ближе к пазу для создания более плотного их прижатия к погруженным ранее шпунтинам.

Необходимые величины напора и расхода воды, выходящей из наконечника подмывной трубы, в зависимости от сечения сваи и глубины погружения в различных грунтах приведены в табл. 13.17.

Мощность насосной станции, диаметр труб магистрали и шлангов определяют исходя из потери напора в шлангах по формуле (13.13) и табл. 13.17—13.19.

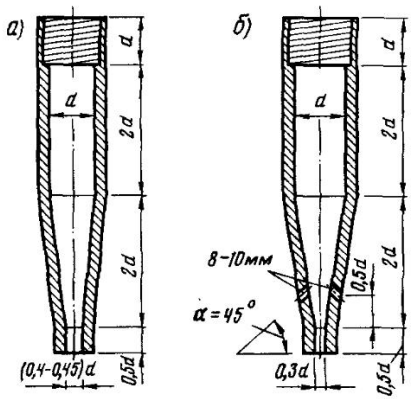


Рис. 13.7. Наконечники подмывных труб:
а—с центральным отверстием; *б*—с центральным и боковыми отверстиями

Таблица 13.17. **Значения напора и расхода воды**

Вид грунта	Глубина погружения сваи в грунт, м	Необходимый напор у наконечника, МПа	Внутренние диаметры центральных подмывных труб (в числителе), мм, расход воды на сваю (в знаменателе), л/мин, при диаметральном сечении свай, см	
			30—50	50—70
Илы, супеси текучие	5—15	0,4—0,8	37 / 400—1000	50 / 1000—1500
Пески мелкие или пылеватые, текучепластичные или мягкопластичные	15—25	0,8—1,0	68 / 1000—1500	80 / 1500—2000
Суглинки и глины	25—35	1,0—1,5	80 / 1000—1500	106 / 2000—3000
Пески средней крупности, крупные и гравелистые	5—15	0,6—1,0	50 / 1000—1500	68 / 1500—2000
Супеси пластичные	15—25	1,0—1,5	80 / 1500—2000	106 / 2000—3000
Суглинки и глины тугопластичные	25—35	1,5—2,0	106 / 2500—3000	106—131 / 2500—4000

Примечание. Для более полного использования энергии удара молота при добивке свай большой длины после прекращения работы центрального подмыва рекомендуется применять дополнительный наружный подмыв в верхней части ствола. Для этого целесообразно использовать две подмывные трубы с внутренним диаметром 50—68 мм.

Потеря напора в шлангах (кН/м^2)

$$H = 10\frac{Q^2 l}{K_T}, \qquad (13.13)$$

где Q — расход воды, л/с; l — длина шлангов, м; K_T — коэффициент, определяемый по табл. 13.18 в зависимости от диаметра и типа шлангов.

Диаметр подмывного трубопровода и мощность насоса назначают так: по табл. 13.17 определяют необходимый расход и напор у наконечников, вычисляют потери в подмывных трубах, шлангах, напорном и всасывающем трубопроводах, коленах, фитингах и задвижках и мощность насоса. Если потери в подмывных трубах получаются чрезмерные, а скорости свыше 5 м/с, следует увеличивать количество и диаметр подмывных труб.

При вибропогружении полых свай и оболочек необходимо принимать следующие меры против возможного затруднения их погружения, разрушения или появления трещин:

во избежание повышения давления

Таблица 13.18. **Значения коэффициента K_T**

Внутренний диаметр шланга, мм	Тип шланга		Внутренний диаметр шланга, мм	Тип шланга	
	прорезиненный	резиновый		прорезиненный	резиновый
33	33	50	65	567	850
50	133	200	76	1333	2000

Таблица 13.19. Расход воды (числитель $м^3/ч$) и потери напора (знаменатель $кН/м^2$) в трубопроводах на 100 м

Скорость протекания воды, м/с	Внутренний диаметр труб, мм								
	25	40	50	60	70	80	100	125	250
1,0	1,80 / 64	4,50 / 37	7,10 / 29	10,2 / 23	13,9 / 20	18,1 / 17	28,3 / 13	44,2 / 10	63,6 / 8,4
1,1	1,95 / 76	5,0 / 44	7,8 / 34	11,2 / 28	15,2 / 23	20 / 20	31,1 / 16	48,6 / 12	70 / 10
1,25	2,20 / 97	5,70 / 56	8,8 / 43	12,8 / 35	17,3 / 30	22,6 / 26	35,4 / 20	55,2 / 16	79,5 / 13
1,50	2,70 / 135	6,8 / 78	10,0 / 61	15,3 / 50	20,8 / 52	27,1 / 36	42,4 / 28	66,3 / 22	98,4 / 18
1,75	3,10 / 181	7,9 / 105	12,4 / 81	17,8 / 66	24,3 / 57	31,7 / 48	49,5 / 38	77,3 / 30	111 / 24
2,0	3,50 / 230	9,10 / 134	14,1 / 105	20,4 / 86	27,7 / 72	36,2 / 62	36,6 / 49	88,4 / 38	127 / 32
2,5	4,40 / 347	11,3 / 205	17,7 / 160	25,5 / 131	34,6 / 111	45,2 / 96	70,7 / 75	110 / 59	159 / 49
3,0	5,30 / 479	13,6 / 288	21,2 / 247	30,5 / 186	41,6 / 158	54,3 / 136	84,3 / 107	133 / 84	191 / 69
3,5	6,3 / 690	15,9 / 394	25,2 / 350	35,2 / 248	48 / 210	63 / 182	100 / 162	154 / 113	222 / 93
4,0	7,2 / 900	18,1 / 510	28,8 / 455	40,4 / 325	54,7 / 272	72 / 240	114 / 212	176 / 147	253 / 121
5,0	9,0 / 1400	22,6 / 790	36 / 710	50,5 / 510	68,5 / 415	90 / 370	142 / 327	220 / 230	316 / 189

Примечания. 1. В старых трубах потери напора увеличиваются в 1,15—1,3 раза.
2. Потери напора в фитингах и вентилях, коленах и задвижках принимают, как для прямолинейного участка трубы того же диаметра длиной 5 м.
3. Промежуточные значения величин определяют по интерполяции.

воздуха в полости сваи вследствие ее герметизации и затруднений в погружении применять наголовники со сквозными отверстиями площадью не менее 0,5 % площади поперечного сечения оболочки;

во избежание возникновения опасных динамических воздействий столба воды и грунтового ядра в полости оболочки при ее погружении на водоемах применять меры защиты железобетонных оболочек в соответствии с табл. 13.20.

Мероприятия по подаче воздуха в полость оболочек способствуют также уменьшению сопротивления погружению.

Для подачи воздуха в полость оболочки в зависимости от условий конкретной строительной площадки могут быть использованы пневмоинъектор или устройство непрерывной воздухоподачи УНВ.

В целях предупреждения возможных разрушений оболочек при вибропогружении следует вести наблюдение за расходом мощности вибропогружателя (или силой тока) на пульте управления и амплитудами колебаний оболочки. Если повышение мощности (или силы тока) и амплитуд сопровождается уменьшением скорости погружения, а жесткость крепления вибропогружателя к оболочке не нарушена,

Таблица 13.20. **Меры защиты оболочек в процессе вибропогружения**

Способы, обеспечивающие сохранность оболочки в процессе вибропогружения	Грунты			
	плотные		слабые	
	водонепроницаемые	водопроницаемые	водонепроницаемые	водопроницаемые
Подача воздуха в полость оболочки	+	+	+	+
Откачка воды из полости оболочки	+	—	—	—
Погружение оболочек с защитным нижним концом (с разрушающимся или скользящим наконечником)	—	—	+	—

Примечания. 1. Знак «+» рекомендуется применять; знак «—» не рекомендуется применять.

2. При погружении оболочек с поверхности грунта следует применять подачу воздуха в грунтовый сердечник.

это свидетельствует о возникновении виброударного режима движения оболочки с ударами по твердому препятствию.

В этом случае погружение следует прекратить до выбора грунта из-под ножа оболочки, его подмыва или удаления жестких включений.

При окончании погружения оболочки в песчаных грунтах и супесях следует ее провибрировать при пониженном моменте дебалансов или частоте колебаний вибропогружателя на проектной отметке в течение 7—10 мин для уплотнения грунта ядра и вокруг оболочки.

Глава 14

СООРУЖЕНИЕ СВАЙ В ГРУНТЕ

Буровые сваи сооружают по следующей технологической схеме: вначале в грунте устраивают скважину, затем опускают в нее арматурный каркас и укладывают бетонную смесь. Скважины для свай устраивают разными способами, в том числе забивкой, вибропогружением или задавливанием инвентарных или оставляемых в грунте стальных обсадных труб с закрытым или открытым нижним концом, а в ряде случаев бурением без обсадных труб с использованием гидростатического давления глинистого раствора или воды для предотвращения обрушения неустойчивых грунтов с боковой поверхности скважины.

В устойчивых грунтах скважины разрабатывают насухо без принятия каких-либо мер по предотвращению обрушения грунта с их боковой поверхности.

При необходимости устройства в неустойчивых грунтах скважин диаметром 1 м и более применяют обсадные трубы с открытым концом.

Работы по сооружению свай на местности, покрытой водой, производят при глубине воды до 3 м с искусственных островков, при глубине более 3 м — с подмостей.

Работы по устройству каждой буровой сваи без применения осадных труб должны выполняться без длительных перерывов между отдельными технологическими операциями во избежание случайного обрушения грунта с боковой поверхности скважины.

14.1. ОБОРУДОВАНИЕ ДЛЯ УСТРОЙСТВА СКВАЖИН В НЕСКАЛЬНЫХ ГРУНТАХ

Устраиваемые в грунтах скважины используют для укладки бетонной смеси или установки свай и оболочек, а также для сооружения комбинированных свай, состоящих из заранее изготовленных элементов и бетонной смеси, уложенной на месте. Скважины устраивают, заглубляя стальные обсадные трубы с оставляемым в грунте наконечником или с открытым нижним концом, а также путем удаления грунта без обсадных труб.

При устройстве скважин диаметром свыше 0,8 до 1,7 м и более используют открытые снизу инвентарные трубы. Иногда ограничиваются применением укороченных до 5—10 м инвентарных труб, называемых патрубками, заглубляемых в пределах верхних слоев неустойчивых грунтов. Ниже патрубков скважины разрабатывают, используя глинистый раствор или избыточное давление воды для предотвращения оползания грунта.

Применительно к каждому способу устройства скважин создано необходимое технологическое оборудование (табл. 14.1), оснащаемое ковшовым буром, уширителем и грейфером.

Буровое оборудование МБУ-1,2 навешивают на экскаваторный кран Э-1258. Оборудование состоит из консоли с ротором, обеспечивающим вращение телескопической штанги, которая подвешена к стреле крана (рис. 14.1). На нижнем конце штанги закреплен ковшовый бур с открывающимся днищем, в котором расположены ножи, осуществляющие срезку грунта с забоя разрабатываемой скважины.

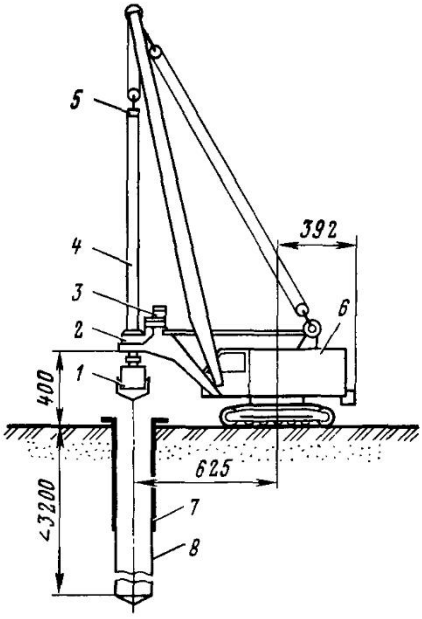


Рис. 14.1. Навесное буровое оборудование МБУ-1,2:
1—ковшовый бур; *2*—консоль; *3*—ротор с электроприводом; *4* — телескопическая штанга; *5*—вертлюг; *6*—кран ДЭК-25; *7*—инвентарный патрубок; *8*—скважина

Оборудование МБУ-1,2 успешно используют для бурения скважин диаметром 1,2 м и глубиной до 32 м в песчаных грунтах и до 20 м в гравийно-суглинистых грунтах.

Таблица 14.1. **Модели отечественного бурового оборудования**

Параметры	МБУ-1,2	МСБ-1,7	МБС-1,7А	МБНА-1	СО-1200
Диаметр скважины, м	1,2	1,7	1,7	0,7—1,0	1,2
» уширения, м	—	3,5	3,5	2,5	3,0
Глубина бурения, м	3,2	28	27	20	24
Предельный наклон оси скважины	—	—	—	4:1	—
Крутящий момент ротора, МН·см	4,0	9,85	9,85	3,0	6,86
Мощность двигателя привода ротора, кВт	44	2×45	2×45	65	75
Масса станка и базовой машины, т	62	70	60	22,4	54

Оборудование МБС-1,7, навешиваемое на гусеничный кран, включает: консоль, закрепляемую шарнирно у основания стрелы крана; ротор, установленный на консоли; телескопическую штангу, проходящую через отверстие в роторе и подвешенную при помощи вертлюга за внутреннюю секцию к тросу главной лебедки крана; ковшовый бур, закрепленный к низу внутренней секции крана.

Для повышения эффективности вращательного бурения предусмотрено принудительное нагружение штанги во время ее вращения с помощью двух гидравлических домкратов, которые создают усилие 0,12 МН.

В случае необходимости устройства оборудованием МБС-1,7 уширения используют уширитель, который раскрывается под весом штанги и закрывается под действием веса уширителя, ковша и разбуренного грунта.

В настоящее время взамен оборудования МБС-1,7 применяют модернизированное оборудование МБС-1,7А (рис. 14.2), отличающееся от МБС-1,7 тем, что штангу и ротор можно отклонять к стреле базового крана, обеспечивая работу крана с долотом или грейфером. Оборудование МБС-1,7 и МБС-1,7А используется для бурения вертикальных скважин, скорость бурения в нескальных грунтах достигает 3—5 м/ч.

Буровую машину МБНА-1 (рис. 14.3) используют для устройства вертикальных и с наклоном 4:1 скважин.

Оборудование СО-1200 навешивается на кран МКГ-25 или ДЭК-251. Оно (рис. 14.4) состоит из буровой штанги, на нижнем конце которой жестко укреплен герметически закрытый электропривод с ковшовым буром. Реактивный момент от электропривода передается через фиксатор штанги, концы которого упираются в выступы

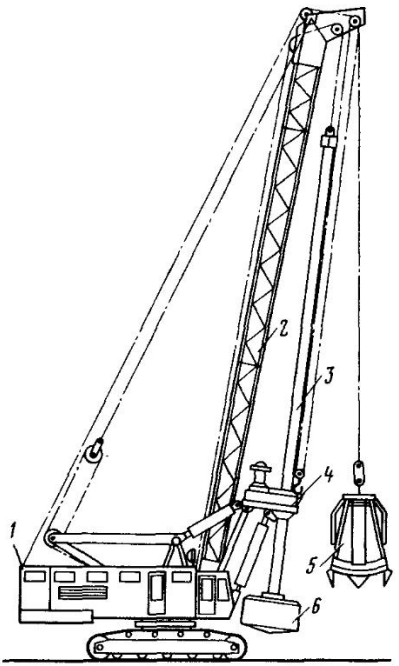


Рис. 14.2. Навесное буровое оборудование МБС-1,7А:
1—кран-экскаватор; *2*—стрела; *3*—телескопическая штанга; *4*—ротор с электроприводом; *5*—грейфер; *6*—ковшовый бур

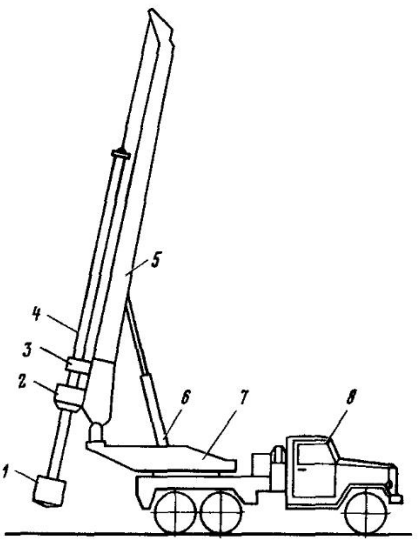
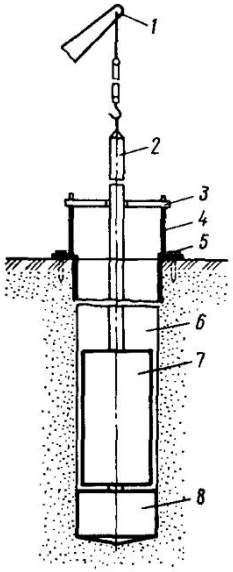


Рис. 14.3. Буровая машина МБНА-1:
1—ковшовый бур; *2*—ротор; *3*—направляющие штанги; *4*—штанга; *5*—стрела; *6*—телескопический домкрат; *7*—поворотная платформа; *8*—автомобиль

Рис. 14.4. Навесное оборудование СО-1200:

1—стрела крана; *2*—штанга; *3*—фиксатор штанги; *4*—инвентарный патрубок; *5*—штырь; *6*—скважина; *7*—электропривод; *8*—ковшовый бур



инвентарной трубы или патрубка, крепящего устье скважины. В фиксаторе имеется центральное отверстие для обеспечения свободного перемещения штанги в продольном направлении. Передача реактивного крутящего момента от электропривода на фиксатор осуществляется через прорезанные в нем продольные шлицы и шпонки, приваренные вдоль боковой поверхности штанги.

Ковшовый бур имеет откидное дно для выгрузки разработанного грунта. В случае необходимости взамен бура к электроприводу присоединяют механический уширитель диаметром 3 м.

Оборудованием СО-1200 можно бурить скважины в сухих и обводненных грунтах, его можно также применять для устройства наклонных скважин при условии обсадки их инвентарными трубами на всю глубину.

Преимущество СО-1200 состоит в совмещении бура и его привода со штангой, свободно подвешиваемой к крюку крана, который не подвергается воздействию реактивного момента, воспринимаемого обсадной трубой. Благодаря этому в качестве базовой машины для подвешивания СО-1200 можно использовать любой кран с необходимой грузоподъемностью и длиной стрелы. Не менее важным обстоятельством, выгодно отличающим это оборудование, является свободная подвеска оборудования, не требующая строго горизонтального положения крана во время бурения скважин.

Существенный недостаток СО-1200, так называемый поршневой эффект, когда при подъеме штанги под буром образуется вакуум. В этом случае резко увеличивается скорость движения воды или глинистого раствора между поверхностями скважины и оборудования, что приводит к вывалам грунта, а следовательно, к увеличению расхода бетона. Отрицательное воздействие этого эффекта снижают, приварив к днищу бура боковые резцы, обеспечивающие при бурении необходимый зазор между буром и поверхностью скважины.

14.2. УСТРОЙСТВО СКВАЖИН И УШИРЕНИЙ В НЕСКАЛЬНЫХ ГРУНТАХ

При устройстве скважин и уширений в нескальных грунтах для фундаментов опор мостов целесообразно соблюдение приведенных дальше рекомендаций по производству работ, обеспечению и контролю их качества.

Для бурения вертикальных скважин диаметром до 1,7 м рекомендуется использовать навесное оборудование МБС-1,7А и агрегаты Като, для бурения вертикальных и наклонных скважин с уширением — машину МБНА-1.

При использовании агрегатов «Като» грунт разрабатывают, как правило, специальными грейферами. При отсутствии их допускается использовать одноканатные общестроительные грейферы.

Для устройства скважии с иаклоном до 8:1 рекомендуется применять только специальиые грейферы с использованием в этом случае обсадиых труб иа полиую глубину скважииы.

Водонасыщенные илы и рыхлые мелкие пески следует удалять из скважины специальным грейфером или одним из имеющихся общестроительных грейферов, модернизировав его путем устройства сверху дополнительных фартуков, препятствующих вымыванию водой извлекаемого груита.

В зависимости от свойств грунтов и глубины скважины грейфер надо поднимать и опускать со скоростью до 50 м/мнн. При этом площадь его в плане, как правило, не должна превышать 50 % площадн поперечного сечения скважины. Указанные ограннчения не распространяются на случаи использования глинистого раствора, а также при устройстве скважины насухо.

Слабые и средией плотиости песчаные и глинистые грунты допускается разрабатывать общестроительными многочелюстными грейферамн. При необходимостн использования таких грейферов для разработки плотных грунтов, а также гравийно-галечных отложений с включением валунов следует усилить челюсти и увеличить их вес путем наварки зубьев и накладок.

Крепление скважин против возможного обрушения грунта с нх поверхности следует осуществлять одним из трех способов: избыточным давлением воды, глиннстым раствором, обсадной трубой.

Избыточное давление воды рекомендуется использовать для крепления скважин, устраиваемых в глинистых н водонасыщенных песчаных грунтах. При использовании избыточного давления в скважине необходимо постоянно поддерживать воду на 3—5 м выше уровня грунтовых или поверхностных вод. В скважине, разбуриваемой подводным способом в плотных и средней плотиости глинистых грунтах, уровень воды следует поддерживать не менее 0,5 м выше отметки поверхностиых или грунтовых вод. Для поддержания в скважнне уровня воды на заданной отметке рекомендуется нспользовать пускатели, автоматически включающие и выключающие насос, который подкачивает воду. На случай выхода из строя осиовного насоса или прекращения подачи электроэнергии иеобходимо установить запасной насос с автоиомиым питанием.

Глинистый раствор следует применять для крепления скважии во всех случаях, когда невозможно использовать избыточиое давление воды, а также при бурении уширений в несвязных грунтах. Глинистый раствор должен иметь следующие показатели: плотиость — 1,10—1,4 г/см^3; вязкость — 20—30 с; стабильиость — не более 0,05 г/см^3; суточный отстой — не более 10 %; содержание песка — не более 10 %; осажденне песка — не более 5 %.

Для использования выбирают глинистый раствор, который при необходимой вязкости удовлетворяет всем остальным параметрам.

При работе в зимнее время необходимо баки, глиномешалку и насос для откачивания из скважины раствора разместить в тепляке; каждую порцию глины перед загрузкой в глиномешалку подогревать до температуры примерно +10 °С; воду для приготовления глинистого раствора подогревать до температуры не ниже +20 °С.

Для предотвращения обрушения грунта в верхней части скважины, устраиваемой под глиннстым раствором или избыточным давлением воды, прнменяют инвентарный патрубок (табл. 14.2).

Если по проекту фундамента верхнюю часть буровых свай защнщают железобетонной нли стальной оболочкой, то ее полную длину и необходимое заглубление в грунт назначают исходя из требоваиий, предъявляемых в первую очередь к элементам фундамента, а во вторую — к патрубку.

Инвентарные обсадные трубы и оставляемые в конструкции буровых свай железобетонные или стальные оболочки для креплення скважин на полную их глубину следует применять прн сооружении фундаментов вблизи существующих здаиий и сооружений, а при устройстве наклонных скважин во всех случаях, когда трубы или оболочки используются в качестве направляющих прнспособлений для грунторазрабатывающих органов (буров, грейферов и т. п.). При налични грунтовых вод, прослоек торфа или ила, крупнообломочных сильнофильтрующих грунтов, когда использование глииистого раство-

Таблица 14.2. **Рекомендации по назначению длины патрубка**

Метод крепления поверхности скважины	Конец патрубка	Расположение концов патрубка при бурении скважины	
		на суше или с островка	на местности, покрытой водой
Глинистым раствором	Верхний	Вровень с поверхностью грунта	Минимум на 0,5 м выше уровня воды с учетом волны
	Нижний	Не менее 2 м ниже поверхности грунта	Минимум на 3 м ниже дна с учетом его размыва у патрубка
Избыточным давлением воды	Верхний	Не ниже поверхности грунта и не менее чем на 0,5 м выше уровня воды в патрубке	Минимум на 0,5 м выше уровня воды в патрубке
	Нижний	Не менее 3 м ниже поверхности грунта	Минимум на 3 м ниже дна с учетом его размыва

ра или избыточного давления воды не гарантирует от случаев обрушения грунта в необсаженных скважинах, также применяют инвентарные обсадки трубы и железобетонные или стальные оболочки.

Для обсадки скважин рекомендуется применять инвентарную обсадную трубу с внутренним диаметром на 5—10 см большим максимального размера в плане грунторазрабатывающего органа. В случае необходимости она может состоять из отдельных стыкуемых между собой секций. Допускается использовать трубу из листовой стали, изготовленную секциями, которые стыкуются с помощью болтов или электросварки. Во избежание деформации трубы на верхнем конце следует устраивать фланец из полосы 100×16 мм.

Независимо от конструктивных особенностей применяемого оборудования скважины с использованием обсадных труб, имеющих открытый нижний конец, необходимо разрабатывать с соблюдением следующих основных требований. Рыхлые пески, илы, текучепластичные и мягкопластичные глинистые грунты следует удалять, сохраняя в полости обсадной трубы грунтовое ядро высотой 1,5—2 м. Плотные и средней плотности песчаные грунты допускается извлекать до уровня низа обсадной трубы. Тугопластичные, полутвердые и твердые глинистые грунты при необходимости можно разбуривать ниже обсадной трубы.

Дно скважины зачищают перед началом укладки бетонной смеси. Если между временем окончания работ по устройству скважины и началом бетонирования неизбежен перерыв более 8 ч, то грунт недобирают на 1—2 м до проектной отметки.

В период бурения скважины необходимо проверять: соответствие фактического напластования извлекаемых грунтов и их характеристик материалам инженерно-геологических изысканий; правильность формы и положения в плане скважины; соответствие фактических размеров и отметок скважин и уширений проектным; ведение журнала бурения скважин и уширений.

Из каждого слоя разбуриваемых при устройстве скважин грунтов должно быть отобрано и промаркировано не менее трех образцов грунта при слоях толщиной 3 м и более и не менее одного — от слоев меньшей толщины.

Из несущего пласта независимо от его толщины следует отобрать три образца с линейными размерами 10 см и более при минимальных нарушениях естественной структуры грунта. Образцы необходимо хранить в условиях, исключающих изменение естественной влажности грунтов до тех пор, пока не будут оформлены акты приемки скважин и уширения.

Результаты бурения каждой скважины должны быть отражены в журналах и сводных ведомостях буровых работ.

Каждая пробуренная до проектной отметки скважина должна быть очищена от шлама и грунта, после чего сдана буровым мастером представителю технического отдела строительства и заказчику по акту. К нему необходимо приложить схему скважины и уширения с указанием всех характерных размеров и отметок.

Отклонения фактических размеров скважины и уширения от проектных не должны превышать следующих значений:

В глубине скважины и месте расположения уширения . . .	±5 см
В диаметре скважины	±5 см
» диаметре уширения	±10 см
» высоте цилиндрической части уширения	±5 м
В наклоне оси вертикальной скважины	1:100
В наклоне оси наклонной скважины	1:50
В расположении оси скважины в плане	25 см

Степень наклона скважин рекомендуется контролировать по результатам замера наклона части обсадных труб, возвышающихся над грунтом или над водой после наращивания их очередной секцией.

14.3. БУРЕНИЕ СКВАЖИН В ВАЛУННО-ГАЛЕЧНЫХ И СКАЛЬНЫХ ГРУНТАХ

Скважины в скальных грунтах бурят станками ударно-канатного и вращательного действия. Применительно к бурению скважин с целью заделки в них низа свай используют несамоходные станки моделей УКС-30М, а также самоходные БС-1М (рис. 14.5) и БС-2 (табл. 14.3).

Ударно-канатный способ бурения скважин следует использовать при малых объемах работ на объекте, недостаточной мощности источников электроснабжения для работы станков вращательного действия или отсутствии на стройке таких станков.

Скважины следует бурить при наличии в ней глинистого раствора, который рекомендуется использовать при бурении скважин глубиной более 1 м в прочных грунтах и свыше 2 м в слабых. При бурении мергелей, доломитов и грунтов с глинистыми прослойками глинистый раствор можно не применять.

Особое внимание требуется обращать на предотвращение наплыва в разбуриваемую скважину неустойчивых водонасыщенных песчаных грунтов через зазоры между низом обсадной трубы или оболочки и неровной поверхностью скального грунта.

Предназначенные для устройства свай скважины бурят поочередно, начиная работы всегда с самой глубокой. Во избежание обрушения грунта каждую пробуренную скважину после установки в нее арматурного каркаса заполняют бетонной смесью.

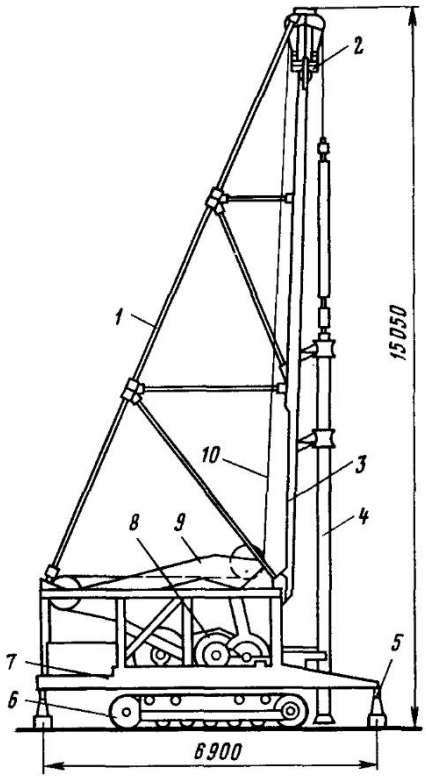
Станками УКС-30М рекомендуется выполнять буровые работы с подмостей при сооружении фундаментов русловых опор. Самоходными станками БС-1М и БС-2 целесообразно бурить скважины с поверхности грунта или с искусственного островка. Для бурения скважин диаметром 1 м и более станки УКС-30М и БС-1М необходимо усилить в соответствии с проектом, разработанным специализированной организацией, и оснастить специальными долотами массой 3—3,5 т.

Количество станков для конкретных условий назначают исходя из установленных сроков производства буровых работ. Рекомендуется иметь на одном строительстве, как правило, не менее двух станков. Каждый станок должен быть обеспечен двумя долотами.

До начала бурения под глинистым раствором долото следует установить со станком на брусчатую клетку, забросить в оболочку комки коллоидной глины до образования слоя высотой 0,2—0,3 м. Начав бурение, в течение первого часа работы нужно добавлять глину из расчета 0,5—1 $м^3$ на 1 $м^2$ площади дна.

Через каждый 0,3—0,5 м углубления скважину, разбуриваемую под глинистым раствором, необходимо очищать от шлама желонкой. После очередного удаления шлама следует дополнительно забрасывать в скважину глину из расчета 0,2—0,3 $м^3$ на 1 $м^2$ поверхности дна. Скважины без глинистого раствора требуется очищать от

Рис. 14.5. Станок ударно-канатного бурения БС-1М:
1—подкос; *2*—пружинный амортизатор; *3*—направляющая стрела; *4*—долото; *5*—домкрат; *6*—гусеничный ход; *7*—рама; *8*—привод; *9*—оттяжная рама с блоком; *10*—канат



шлама эрлифтом через каждые 0,2—0,3 м углубления.

В процессе бурения подлежат контролю с записями в журнале работ фактическая и проектная отметки поверхности скальной породы по центру каждой скважины, интенсивность ее бурения и правильность формы, фактическая и проектная глубины скважины. Кроме этого, необходимо фиксировать случаи провала долота.

Фактическую отметку поверхности скальной породы следует устанавливать гидрощупом до начала бурения. Отметку дна пробуренной скважины необходимо определять по длине инструментального троса при опирании долота на дно.

Правильность формы разбуриваемой скважины контролируют мерником, опускаемым в ее полость после каждой очистки.

Каждая пробуренная до проектной отметки скважина должна быть очищена эрлифтом от шлама и глинистого раствора и сдана по акту в установленном порядке.

Если расстояние в свету между скважинами превышает 2 м в невыветрелых и слабовыветрелых грунтах и 3 м в выветрелых или сильновыветрелых грунтах, очередность бурения и заполнения их бетонной смесью принимают исходя из удобства работ. Если

Таблица 14.3. **Станки ударно-канатного действия**

Параметры	Модели станков		
	УКС-30М	БС-1М	БС-2
Диаметр скважины, см	90	30	100
Глубина бурения, м	500	300	25
Масса долота, т	2,5	2—3	3,5
Высота подъема долота, м	0,5—1,0	0,5—1,0	0,5—1,0
Число ударов в 1 мин	40—50	48—55	48—50
Мощность электродвигателя привода, кВт	40	55—75	75
Высота станка в рабочем положении, м	16,3	15,05	
То же в транспортном положении, м	3,5	3,8	3,8
Масса станка, т	12,7	24	31

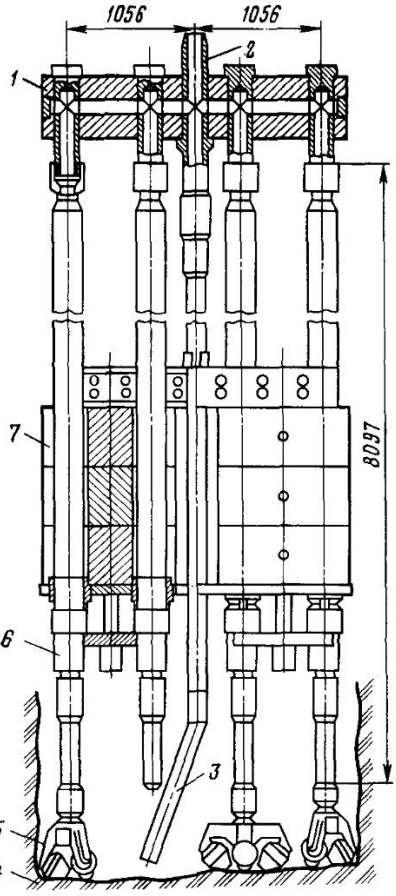


Рис. 14.6. Реактивно-турбинный буровой агрегат:
1—траверса для объединения турбобуров; *2*—труба для подачи высоконапорной воды; *3*—эрлифт; *4*—скальная порода; *5*—шарошечное долото; *6*—турбобур; *7*—пригрузка

указанное расстояние 2 м и меньше, а по условиям производства работ невозможно сразу после бурения уложить бетонную смесь, не разрешается бурить соседние скважины. В этом случае допускается продолжать бурение скважин через одну пробуренную. Изложенные требования о последовательности ударно-канатного бурения скважин и их приемке справедливы для работ и по вращательному их бурению.

Из применяемых в мостостроении станков вращательного бурения скальных грунтов наиболее производительными для бурения скважин от 1,3 до 3 м являются агрегаты реактивно-турбинного бурения (РТБ). В таком агрегате используют два, три или четыре одновременно работающих турбобура с долотом (рис. 14.6).

Для строительства фундаментов используют реактивно-турбинные агрегаты из числа выпускаемых для горнодобывающей промышленности (табл. 14.4). Мощность оборудования РТБ намного больше мощности станков ударно-канатного действия. Поэтому РТБ целесообразно использовать при необходимости устройства значительного количества скважин большого диаметра.

Для заделки в крупнообломочные и скальные грунты столбов диаметром до 1,3 м при строительстве фундаментов мостов более экономично бурение скважин одиночными турбобурами с шарошечным долотом, увеличенным до диаметра 1250 мм (рис. 14.7), а не реактивно-турбинными агрегатами, сос-

Таблица 14.4. **Реактивно-турбинные агрегаты**

Модель агрегата агрегата	Параметры						
	Диаметр скважин, см	Число работающих турбобуров, шт.	Давление воды, МПа	Мощность агрегата, кВт, при расходе воды, л/с		Длина агрегата, см	Масса агрегата, т
				70	90		
РТБ-1310	131	2	10	125	265	1184,7	18,8
РТБ-2600	260	3	10	165	400	1189,0	30,6

тоящими из двух турбобуров. Такие долота изготовляют из серийно выпускаемых шестишарошечных долот диаметром 750 мм путем раздвижки трех шарошек.

При строительстве на скальных и крупнообломочных грунтах фундаментов из столбов и оболочек диаметром до 1,6 м включительно используют серийно выпускаемые для нужд нефте- и газодобывающей промышленности турбобуры (табл. 14.5).

Чтобы воспринять реактивный момент от работающего турбобура, к его водоподводящей трубе приваривают в качестве шпонок продольные уголки, которые вместе с трубой, проходя в отверстие направляющей шайбы, закрепленной к верху обсадной трубы или оболочки, обеспечивают также центрировку и свободу продольных перемещений турбобура (см. рис. 14.7).

В сильновыветрелых до состояния дресвы и щебенки скальных грунтах скважины рекомендуется бурить по технологии устройства скважин в валунно-галечных грунтах. В слабовыветрелых грунтах скважины в основании оболочек диаметром 1,6 м рекомендуется бурить одиночным турбобуром с долотом 1,2 м. При необходимости заглубления низа оболочек в скальный грунт на турбобур следует установить центраторы такого диаметра, чтобы обеспечить возможность смещения в плане долота на толщину стенки оболочки. Центраторы требуется окантовать деревянными брусьями для предотвращения разрушения бетона оболочек в период работы турбобура (см. рис. 14.7).

Если в процессе бурения скважины предстоит разбуривание обрушенного грунта и валунов, находящихся в полости нижней части оболочек, зазор между центраторами и внутренней боковой поверхностью оболочки необходимо принимать таким,

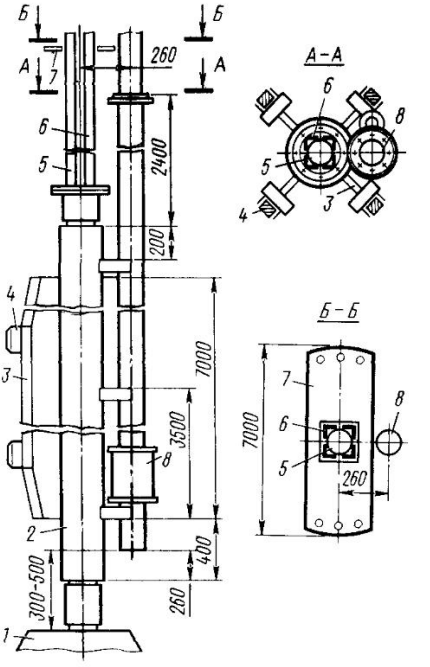


Рис. 14.7. Одиночный турбобур:
1—многошарошечное долото; *2*—турбобур; *3*—центратор; *4*—деревянный вкладыш; *5*—водоподводящая труба; *6*—уголки; *7*—направляющая шайба; *8*—эрлифт

Таблица 14.5. **Турбобуры с многошарошечными долотами**

Параметры	Модели турбобуров		
	Т12РТУ	Т12М3Б-9	Т12М3Б-240
Расход воды, л/с	42—45	43—45	42—45
Частота вращения долота, об/мин	560—600	560—600	560—600
Мощность, кВт	90—110	90—110	80—100
Крутящий момент на валу, кН·см	160—184	160—184	144—165
Диаметр турбобура, м	0,235	0,235	0,235
Длина турбобура, м	8,47	8,82	8,61
Масса турбобура, т	2,154	2,005	1,978

чтобы при максимально возможном смещении долота в плане оно не могло касаться оболочки.

Скважины рекомендуется бурить циклами: углубление скважины на 0,5—1 м и виброобсаживание в нее оболочки. Осаживание оболочки следует прекращать сразу после наступления виброударного режима, характерным показателем которого является резкое (в 3—5 раз) возрастание амплитуды колебаний оболочки с вибратором и связанное с этим значительное увеличение напряжений в бетоне, из-за которого могут появиться продольные трещины и наступить разрушение.

В галечно-валунных и сильновыветрелых скальных грунтах опережающие скважины бурят на максимально возможную глубину 0,3—0,5 м и после этого в них осаживают оболочки или трубы с целью сокращения до минимума объема поступающего на дно скважины грунта, на разбуривание которого затрачивается непроизводительно время, труд, а кроме того, изнашиваются шарошки.

14.4. УСТАНОВКА АРМАТУРЫ И УКЛАДКА БЕТОННОЙ СМЕСИ В СКВАЖИНЫ

Скважины после приемки в установленном порядке заполняют бетонной смесью в возможно короткий срок. Перерыв между окончанием буровых работ и началом укладки бетонной смеси в скважины в неустойчивых грунтах не должен превышать 8 ч. Если по условиям производства работ заранее предвидится задержка с началом подачи бетонной смеси, бурение неустойчивых грунтов рекомендуется приостановить, не доведя дно скважины до проектной отметки на 1—2 м, а уширение не разбуривать.

Дно не обсаженных оболочками или трубами скважин после установки в них арматурного каркаса должно быть дополнительно зачищено от грунта, который может обрушиться в процессе опускания каркаса.

Арматурные каркасы изготавливают, как правило, с помощью приводных станков. Небольшое количество каркасов готовят с применением кондукторов простейшей конструкции. Если длина каркаса превышает длину барабана станка, изготовляют отдельные секции, которые стыкуют до установки каркаса в скважину или по мере опускания в проектное положение.

Для повышения жесткости в каждом арматурном каркасе, кроме продольных стержней и спирали, равномерно по его длине на расстоянии 2 м друг от друга устанавливают наружные кольца стержней такого же диаметра, что и продольная арматура (рис. 14.8). Каждое кольцо соединяют с продольными стержнями четырьмя стальными фасонками, расположенными равномерно по периметру кольца. В каркасах длиной более 15 м два концевых кольца соединяют сваркой к каждому продольному стержню. Непосредственно у места строповки на трети длины от верха каркаса устанавливают с его внутренней стороны друг от друга два анало-

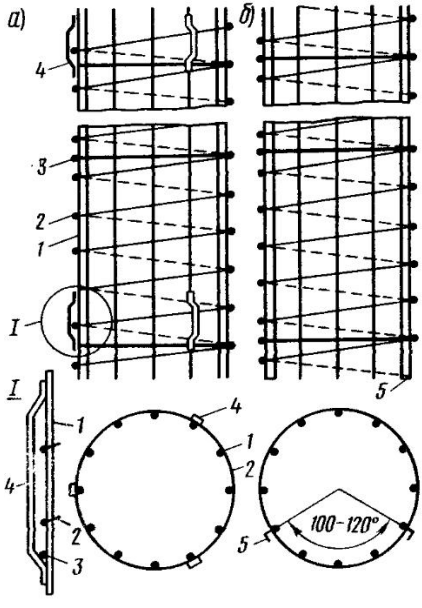


Рис. 14.8. Арматурный каркас:
а—с фиксирующими коротышами; *б*—с направляющими уголками;
1—стержни продольной арматуры; *2*—спиральная арматура; *3*—кольца жесткости; *4*—коротыши; *5*—уголки

гичных кольца, приварив их к стержням продольной арматуры.

Чтобы обеспечить предусмотренную проектом толщину защитного слоя бетона вертикального столба, к трем продольным стержням каркаса в местах их пересечения с кольцами жесткости приваривают фиксирующие коротыши из полосовой стали сечением не менее 60×8 мм (см. рис. 14.8). Для каркаса наклонно расположенного столба взамен коротышей к двум нижним арматурным кольцам приваривают полозья из уголковой или полосовой стали.

Для предотвращения поднятия каркаса бетонной смесью, особенно в начальный период ее интенсивной укладки в скважину, к низу каркаса, подвешенного в верхней части скважины, приваривают два диаметрально расположенных продольных стержня, к которым в уровне дна крепят на электросварке анкеры из уголков.

Если каркас устанавливают на дно скважины, коротыши крепят непосредственно к продольным арматурным стержням.

В зависимости от способа устройства скважин и уширений в грунте бетонную смесь укладывают насухо, под водой или глинистым раствором с уплотнением или без уплотнения, в полость обсадной трубы или в полость необсаженной скважины.

Бетонную смесь укладывают насухо без дополнительного уплотнения в скважины, пробуренные без обсадных труб в сухих глинистых грунтах. В этом случае смесь подают, как правило, через бетонолитные трубы или рештаки так, чтобы их нижний конец был заглублен на 0,1—0,3 м в уложенную смесь.

Во всех случаях сооружения буровых столбов, когда невозможно осушить необсаженные трубой или оболочкой скважины, бетонную смесь в их полость укладывают подводным методом.

Из четырех известных методов (способов) подводного бетонирования — вертикально перемещаемой трубы (ВПТ), восходящего раствора (ВР), с помощью бетононасоса или кубла — в отечественной практике широко применяют первый метод.

Для подводного бетонирования рекомендуется применять в качестве крупного заполнителя щебень или смесь гравия фракции 5—10, 5—20 или 5—40 мм с 30—50 % щебня тех же фракций. В качестве мелкого заполнителя рекомендуется природный или искусственный песок с модулем крупности 1,6—3,0 и зернами размером не более 5 мм. Содержание песка в смеси должно быть близким к 50 %. Бетонные смеси на гравии должны готовиться с песком, имеющим модуль крупности 2,2—3,0. Для смесей на щебне следует использовать песок с модулем крупности 1,6—2,2.

При подборе состава смеси прочность бетона для подводной укладки методом ВПТ без вибрации необходимо назначать на 10 % выше требуемой по проекту. Цемент независимо от метода бетонирования должен иметь прочность не ниже 40 МПа с началом схватывания не менее 3 ч.

Если бетонную смесь способом ВПТ укладывают без виброуплотнения, применяют литые смеси высокой подвижности с осадкой конуса 18—20 см.

Для подачи литой бетонной смеси в полость обсаженных или необсаженных скважин применяют бетонолитные стальные трубы диаметром 20—30 мм (рис. 14.9), монтируемые из отдельных промежуточных звеньев длиной по 3—6 м и нижнего звена длиной до 10 м. Звенья между собой объединяют быстроразъемным натяжным хомутом, надеваемым на фланцы звеньев, между которыми установлена водонепроницаемая прокладка. Конец нижнего звена усиливают бандажом (ободом) для предотвращения деформации и связанной с этим возможностью заклинивания в трубе жесткой пробки, используемой при подаче первой порции смеси в начальный период бетонирования.

Если требуется укладывать малоподвижную бетонную смесь, то к нижнему концу бетонолитной трубы крепят один-два вибратора (см. рис. 14.9) для облегчения движения такой смеси через трубу, распространения и уплотнения ее в заполняемой полости скважины или оболочки.

Расположение трубы в средней части скважины обеспечивают двумя центраторами, а при необходимости промывки непосредственно перед бетонированием дна скважин, пробуренных в скальных

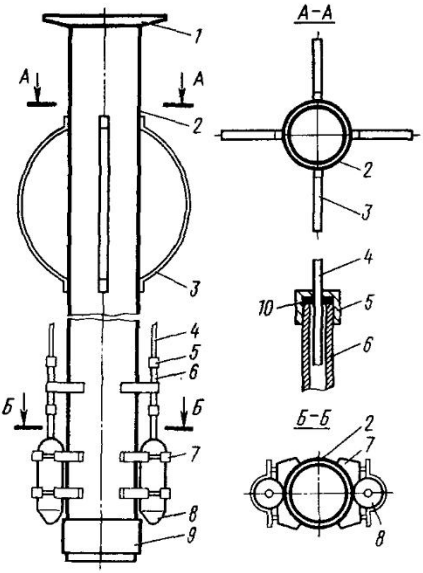


Рис. 14.9. Крепление вибраторов к низу бетонолитной трубы:
1—стыковый фланец; *2*—нижняя секция трубы; *3*—центратор трубы; *4*—электрокабель; *5*—муфта; *6*—стальная трубка; *7*—крепление вибратора; *8*—вибратор; *9*—бандаж; *10*—гидроизолирующая прокладка

и других высокопрочных грунтах, или в случае возобновления прерванной укладки смеси после длительного перерыва на трубе рекомендуется прикрепить две подмывные трубки диаметром до 8 см с наконечником, имеющим центральное отверстие 20 мм.

Интенсивность укладки смеси зависит от диаметра труб:

$П$, м³/ч . . .	3—5	5—10	10—20
d, см	20—25	25—30	30

Необходимое заглубление трубы t, м, в литую смесь можно определить из выражения

$$t \leqslant 2KI, \qquad (14.1)$$

где K — показатель сохранения подвижности смеси, ч; I — интенсивность бетонирования, м³/м²·ч.

Минимальное заглубление трубы в смесь должно быть 1 м. С увеличением заглубления по сравнению с минимальным качество бетонной кладки улучшается. Для увеличения заглубления следует повышать интенсивность бетонирования или применять смеси с более высоким показателем сохранения подвижности.

Минимально необходимое превышение столба смеси над водой h, м, в различные моменты бетонирования

$$h = r - 0{,}6H, \qquad (14.2)$$

где r — радиус действия бетонолитной трубы, м; H — глубина бетонирования, м.

Если превышение столба смеси над поверхностью воды, подсчитанное по формуле (14.2), получается менее 0,5 м или отрицательным, его назначают из условия производства работ.

Для первоначального заполнения трубы бетонной смесью необходимо установить в горловине воронки предохранительную пробку и заполнить воронку бетонной смесью (рис. 14.10, *а*) с осадкой конуса 18—20 см при виброукладке и 20—22 см — при укладке смеси без вибрации; приподнять трубу на 20—30 см над основанием и освободить пробку от закрепления (рис. 14.10, *б*); обеспечить выход пробки из трубы (рис. 14.10, *в*), если смесь быстро уходит из воронки, осадить трубу для замедления выхода смеси (рис. 14.10, *г*), непрерывно загружать воронку бетонной смесью с осадкой конуса 18—20 см, периодически приподнимая трубу для обеспечения нормального выхода из нее смеси (рис. 14.10, *д*).

Непосредственно перед укладкой бетонной смеси в скважины диаметром до 1,5 м, пробуренные в скальном грунте, или при зачистке бетона столба после вынужденного перерыва следует промыть дно водой через подмывные трубки, укрепленные на бетонолитной трубе, нижний конец которой при этом должен быть опущен до дна. Давление воды при промывке 0,8—1 МПа, расход от 150 до 300 м³/ч. Промывают в течение 5—15 мин до исчезновения остатков шлама, что оценивается по цвету воды, переливающейся через край оболочки. Промывку необходимо прекращать только в момент начала

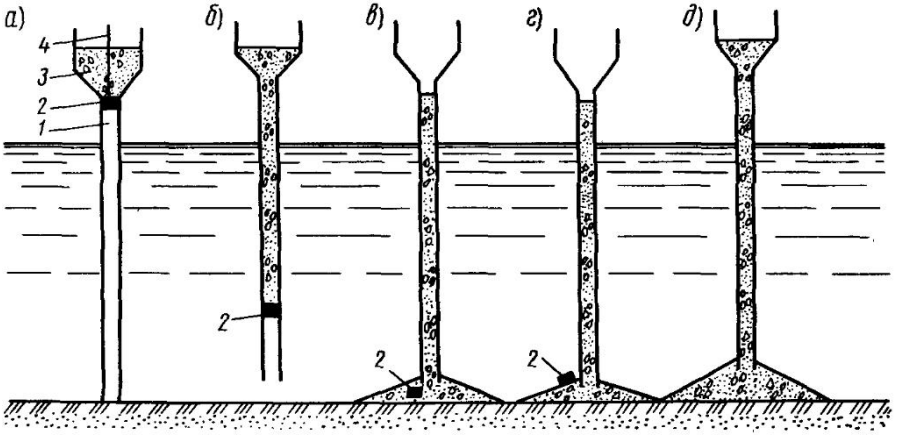


Рис. 14.10. Последовательность операций по укладке смеси:
1—бетонолитная труба; *2*—пробка; *3*—бетонная смесь; *4*—подвеска пробки

движения бетонной смеси в бетонолитной трубе.

Для очистки дна скважин диаметром более 1,5, пробуренных в скальном грунте, следует использовать подмывное устройство с приемным бункером на нижнем конце водоподводящей трубы (рис. 14.11). Очистку производят в течение 10—15 мин. Если после этого в извлеченном на поверхность бункере толщина слоя осевших частиц будет меньше 5 см, можно приступить к бетонированию. В противном случае очистку следует повторить.

Бетонирование после перерыва может быть возобновлено немедленно, если перерыв не превышал времени, равного показателю сохранения под-

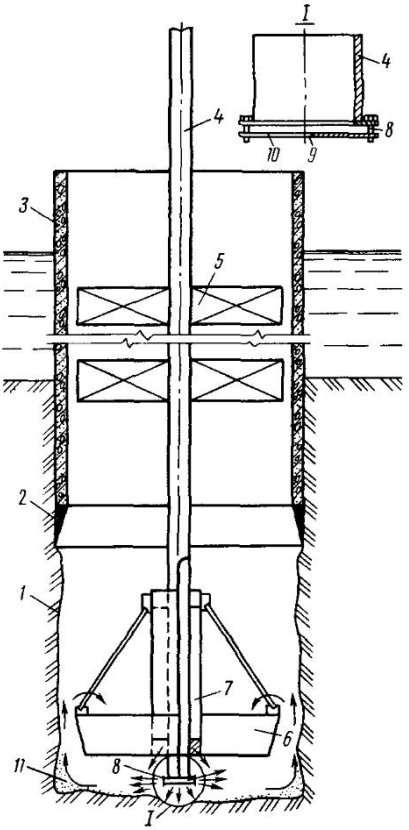


Рис. 14.11. Устройство для удаления бурового шлама из скважины:
1—скважина в скальной породе; *2*—нож оболочки; *3*—железобетонная оболочка; *4*—водоподводящая труба; *5*—центратор трубы; *6*—шлакоприемный бункер; *7*—труба для создания кольцевого зазора вокруг трубы; *8*—кольцевые щели; *9*—центральное отверстие; *10*—отражатель; *11*—буровой шлам

вижности смеси. После длительного перерыва бетонирование возобновляется, когда уложенный бетон достигает прочности 2,0—2,5 МПа. Перед возобновлением бетонирования поверхность ранее уложенного бетона необходимо расчистить от шлама и туфообразного слоя.

Качество бетонной смеси необходимо контролировать по пробам, которые следует отбирать: при выгрузке из бетономешалки и перед загрузкой в воронку бетонолитной трубы для контроля подвижности и связности смеси, а также для изготовления контрольных образцов; непосредственно из бетонируемой полости оболочки или скважины. Пробы для контроля подвижности и водоотделения смеси должны отбираться каждый час, а также при всех изменениях состава смеси.

Для изготовления контрольных образцов пробы необходимо отбирать не реже двух раз в смену независимо от продолжительности бетонирования и объема укладываемой смеси. Из каждой пробы требуется изготовить две серии контрольных образцов-кубов, состоящих каждая из трех образцов. Одна серия образцов предназначается для проверки соответствия фактической прочности бетона проектной, вторая — для определения сроков загружения фундамента.

Если отбор образцов для проверки качества бетона, уложенного подводным способом в полость оболочки или уширения, производится выбуриванием кернов кладки, то керн необходимо брать на всю высоту уложенного слоя бетона, а при заделке оболочки в скальные грунты также из скального грунта основания на глубину не менее 0,2 м ниже дна скважины.

Глава 15

ИЗГОТОВЛЕНИЕ И ОПУСКАНИЕ КОЛОДЦЕВ

15.1. ПОДГОТОВКА РАБОЧИХ ПЛОЩАДОК

В пределах суходолов подготовка площадки сводится к планировке поверхности грунта с удалением местных возвышений. Размеры площадки назначают исходя из удобств производства работ по сооружению и опусканию колодцев, включая места для подвоза и установки элементов опалубки и арматуры, удаления грунта, размещения кранов и т. п.

При слабых грунтах на предварительно спланированную площадку отсыпают песчаную подушку, толщину которой назначают в зависимости от расчетного сопротивления R в уровне его поверхности:

R, МПа ...	0,12	0,14	0,16	0,20
Толщина подушки, м.	0,6	0,5	0,4	0,3

При устройстве искусственных островков независимо от их конструкции необходимо предусмотреть меры по предотвращению возможности оползания отсыпки по наклонной поверхности дна путем предварительной планировки его, применения надежной конструкции ограждения, использования в качестве отсыпки песчаных и песчано-гравийных грунтов.

Островки без ограждений (рис. 15.1) отсыпают из песчаных или гравийных грунтов с откосами от 2:1 до 5:1 в зависимости от физико-механических свойств грунта отсыпки, скорости течения воды и принятого метода укладки грунта.

Размеры площадки назначают исходя из условий удобства производства работ. Ширину бермы вокруг колодца принимают не менее 2 м. Возвышение верха грунтового островка над максимальным рабочим уровнем воды с учетом высоты волны минимум на 0,5 м назначают с таким расчетом, чтобы исключить возможность затопления площадки в течение всего периода сооружения колодца и опускания его до дна водотока.

Откосы островков, как правило, не укрепляют при условии, что средние скорости течения воды (м/с) с учетом

стеснения живого сечения русла не превосходят следующих значений:

Для островков, отсыпанных из мелкого песка	0,3
Для островков, отсыпанных из крупного песка	0,8
Для островков, отсыпанных из среднего гравия	1,2
Для островков, отсыпанных из крупного гравия	1,5

На больших водоемах верхнюю часть откосов на 0,1—0,3 м ниже уровня воды прикрывают фашинными тюфяками или мешками с песком.

Островки с ограждением, не воспринимающим давление отсыпки, применяют при глубине воды менее 3 м. Их устраивают в виде деревянной щитовой стенки, расположенной по периметру подошвы островка (рис. 15.2, *а*). Если в период сооружения колодца возможен кратковременный подъем воды, взамен замкнутого ограждения устраивают стенку только с верховой стороны. Такое ограждение (рис. 15.2, *б*) целесообразно использовать на реках с большим количеством взвешенных в воде частиц грунта. Оно допускается при устройстве островка из мелкого песка при скорости течения не более 0,6 м/с, а также из крупного песка при скорости течения не более 1,0 м/с.

Стенки щитового ограждения рассчитывают на воздействие скоростного напора воды (кН/м^2):

$$P = \frac{v^2}{1{,}96}, \qquad (15.1)$$

где v — средняя скорость течения воды, м/с.

Островки с ограждением, воспринимающим давление засыпки, применяют со стенками из щитов или шпунта.

Щитовые ограждения используют для устройства островков, отсыпаемых вплотную к щитам, на водотоках при глубине воды до 2 м, когда островки без ограждений применить невозможно или нецелесообразно.

Размеры островков в плане назначают таким образом, чтобы полностью исключить влияние веса колодца на

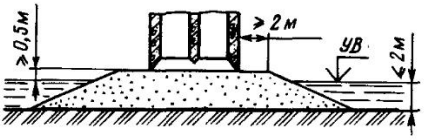


Рис. 15.1. Островок без ограждения

боковое давление грунта. Исходя из этого ширина бермы

$$a = H \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right), \qquad (15.2)$$

где H — высота засыпки, м; φ — угол внутреннего трения грунта засыпки, град.

Ограждение устраивают из щитов, заводимых в пространство между парными предварительно забитыми в грунт сваями.

Шпунтовые ограждения применяют при глубине воды более 3 м. При глубине воды до 6 м используют деревянный шпунт с прямоугольным или треугольным гребнем и пазом. Шпунт забивают между парными направляющими схватками, прикрепленными к маячным сваям.

Распор от давления засыпки передается верхней частью шпунта через подкосы на откосные сваи (рис. 15.3) или через тяжи, закрепленные к маячным сваям.

В зависимости от физико-механических свойств грунтов дна русла и возможной глубины размыва шпунт погру-

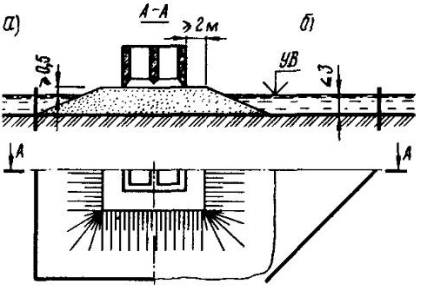


Рис. 15.2. Островок с ограждением, не воспринимающим давление грунта

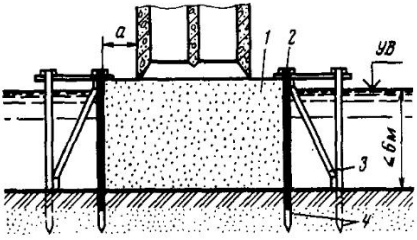


Рис. 15.3. Островок в деревянном шпунтовом ограждении:
1—насыпной грунт; *2*—деревянный шпунт; *3*—подкосы; *4*—сваи

жают в грунт на 0,6—0,9 высоты островка, но не менее 2 м.

Толщину шпунтин δ, см, ориентировочно можно назначить по формуле

$$\delta=(14\div16)10\sqrt{\frac{H^3\gamma}{\sigma}}, \qquad (15.3)$$

где H — высота засыпки, м; γ — удельный вес грунта засыпки с учетом взвешивания в воде, кН/м^3; σ — расчетное сопротивление древесины, МПа (примерно 15 МПа).

Маячные сваи диаметром не менее 22 см забивают по периметру ограждения через 2—2,5 м. Величину a (см. рис. 15.3) определяют по формуле (15.2) и принимают не менее 1,5 м.

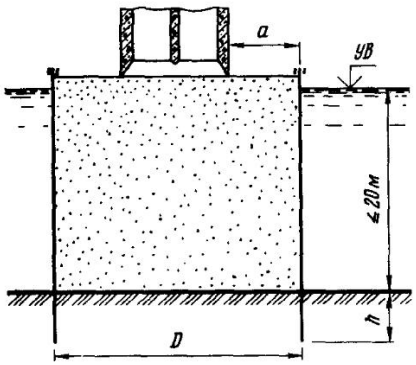


Рис. 15.4. Островок в цилиндрическом ограждении из стального шпунта

При глубине воды более 6 м для ограждения островков используют стальной шпунт. Наиболее рациональной формой такого ограждения является цилиндрическая, при которой не требуется устройство внутренних креплений и применение плоского шпунта.

Диаметр такого ограждения назначают исходя из условия, что расстояние в плане от колодца до шпунта было не менее 1,5 м (рис. 15.4).

Глубина забивки шпунта в слабые связные грунты (мягкопластичной и текучей консистенции) дна водотока

$$h\geqslant\frac{1{,}5q}{\gamma\left[2\mathrm{tg}^4\left(45^\circ+\frac{\varphi}{2}\right)-1\right]}, \qquad (15.4)$$

где q — давление от веса засыпки и колодца в уровне дна реки, кН/м^2; γ, φ — удельный вес, кН/м^3, и угол внутреннего трения грунта дна реки.

Максимальное растягивающее усилие в шпунтовом ограждении (на разрыв замков) в уровне дна реки

$$N=\frac{D}{2}\left(0{,}1\gamma H+\frac{0{,}4Q}{\pi D^2}\right)\mathrm{tg}^2\left(45^\circ-\frac{\varphi}{2}\right), \qquad (15.5)$$

где D — диаметр ограждения, м; Q — вес первой секции колодца, кН; H, γ, φ — высота, м, удельный вес, кН/м^3, и угол внутреннего трения грунта засыпки, град.

Растягивающее усилие N для плоского шпунта типа ШП не должно превышать расчетного сопротивления замков на разрыв, которое можно ориентировочно принимать равным 1 МН/м.

Если для ограждения используется корытный шпунт, например ШК, Ларсен, растягивающие усилия необходимо передавать на объемлющие стальные пояса из уголков, швеллеров или стальных канатов.

15.2. СООРУЖЕНИЕ КОЛОДЦЕВ

Бетонные и железобетонные колодцы в большинстве случаев сооружают на месте их погружения. Небольшие колодцы высотой до 10 м, опускаемые с поверхности грунта, изготавливают

целиком. При глубине погружения свыше 10 м вначале сооружают первую (нижнюю) часть колодца (с ножом) высотой 3—5 м; затем в процессе погружения стены колодца наращивают секциями высотой по 4—6 м.

Работы по сооружению нижней секции выполняют в следующей очередности: устраивают основание под нож, укладывают стальные элементы ножа, устанавливают опалубку, ставят арматуру, бетонируют секцию, производят распалубливание после выстойки бетона. Сооружение последующих секций выполняют аналогично, за исключением операций, связанных с устройством ножа.

Изготовление колодцев сборной конструкции сводится к установке отдельных элементов и объединению их между собой. Если сооружают сборно-монолитные колодцы, то добавляется операция по укладке бетонной смеси в полость сборных элементов или пространство между ними.

Работы по сооружению колодцев начинают с укладки на тщательно выровненную площадку или песчаную подсыпку деревянных подкладок, которые располагают равномерно по длине стен колодца на взаимном расстоянии 0,5—1,0 м с таким расчетом, чтобы давление под ними на грунт от веса забетонированной конструкции не превышало, как правило, 0,2 МПа. Подкладки втапливают в грунт примерно на половину их высоты и с тщательной подбивкой, обеспечивающей плотное прилегание к грунту.

Особенно тщательно следует укладывать подкладки под наружные стены в местах, предусмотренных для их удаления в последнюю очередь. Подкладки делают из брусьев или окантованных бревен с шириной постели 16—22 см. Длину подкладок определяют исходя из их сечения и расчетного давления на грунт и принимают на 0,5—1 м больше толщины стен колодцев. После проверки горизонтальности положения на подкладки устанавливают и сваривают стальные элементы режущей части ножа, если их применение предусмотрено проектом колодца. При отсутствии стальных элементов работы по устройству ножа начинают с изготовления его внутренней опалубки.

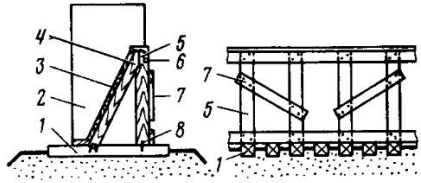


Рис. 15.5. Опалубка ножа некруглого в плане колодца:
1—подкладка; *2*—нож; *3*—обшивка из горизонтальных досок; *4*—подкос; *5*—стойка; *6*—продольные схватки; *7*—диагональные схватки; *8*—стальные скобы

Для бетонирования колодцев применяют деревянную и металлическую опалубки преимущественно сборно-разборной конструкции. Деревянную опалубку разового использования применяют при сооружении на объекте одного-двух небольших колодцев, бетонируемых на полную высоту.

Опалубку ножа некруглых в плане колодцев выполняют по схеме, приведенной на рис. 15.5.

Арматуру колодцев небольших размеров монтируют в виде пространственных каркасов. При армировании колодцев больших размеров в плане применяют арматурные блоки или арматурные сетки (рис. 15.6). Размеры арматурных сеток и арматурных блоков назначают исходя из конструкции колодцев, удобства их изготовления, доставки и установки на место, а также высоты бетонируемых секций колодцев.

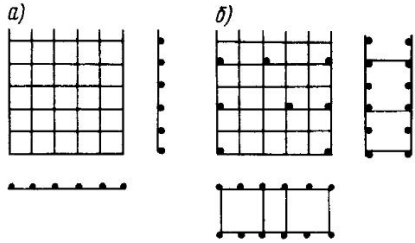


Рис. 15.6. Арматура стен колодцев:
а—арматурные сетки; *б*—арматурные блоки

Сетки, блоки или каркасы ножа колодца ставят на место после устройства основания под нож и установки внутренней опалубки ножа. Арматуру стен монтируют после установки внутренней (иногда наружной) опалубки на высоту секции колодца, которую нужно бетонировать. Сетки устанавливают на место одновременно с наружной и внутренней сторон будущей стены и последовательно по контуру колодца. Установленные на противоположных сторонах стены сетки скрепляют поперечными стержнями, а в пределах одной стороны — монтажными шпильками из проволок диаметром 4—6 мм.

Арматурные блоки ставят последовательно по контуру стен колодца и взаимно объединяют шпильками.

Защитный слой бетона проектной толщины обеспечивают путем размещения между стержнями рабочей арматуры и внутренней поверхностью опалубки прокладок из цементного раствора или арматурной стали. Заранее изготовленные прокладки из цементного раствора с помощью вязальной проволоки крепят к арматурным стержням. Стальные прокладки приваривают к стержням.

В зависимости от толщины стен колодца и степени их армирования применяют бетонные смеси с осадкой конуса 4—8 см.

Продолжительность периода между укладкой одного слоя бетонной смеси и перекрытием ее следующим слоем без образования рабочего шва устанавливают в зависимости от температуры наружного воздуха, свойств примененного цемента и других факторов. Как правило, последующий слой следует укладывать на предыдущий до начала твердения смеси и в крайнем случае не позднее половины срока начала ее схватывания.

Отклонения в размерах изготовленных колодцев не должны превышать значений, приведенных ниже:

В размерах поперечного сечения колодца:	
по длине и ширине	0,5%, но не более 12 см
по радиусу закругления	0,5%, но не более 6 см
по разности диагоналей	1% длины диагонали
Отклонения в толщине стен:	
бетонных	+40 мм (−30 мм)
железобетонных	±10 мм

Бетонирование после перерыва, превышающего срок окончания схватывания, возобновляют при условии, что ранее уложенный бетон приобретет прочность не менее 1,5 МПа.

К моменту заглубления в грунт бетон нижней секции колодцев должен иметь прочность, равную 100 % проектной, остальные секции — не менее 70 % проектной.

15.3. ОПУСКАНИЕ КОЛОДЦЕВ С ПОВЕРХНОСТИ ГРУНТА ИЛИ ИСКУССТВЕННЫХ ОСТРОВКОВ

После разборки опалубки наружных и внутренних стен удаляют подмости, воспринимающие вес опалубки и бетона внутренних стен колодца. Стойки подмостей удаляют одновременно в двух или четырех местах, симметрично расположенных относительно вертикальной оси колодца, проходящей через центр его тяжести таким образом, чтобы исключить возможность перекосов колодца и значительной неравномерности перегрузки остающихся стоек.

К удалению подкладок, расположенных под ножом колодца, приступают только после снятия всех стоек, поддерживающих опалубку внутренних стен колодца. Прокладки удаляют симметрично относительно продольной и поперечной осей, начиная с середины и концов колодца по направлению к расчетным зонам опирания. Подкладки из-под ножа можно извлекать двумя способами. При расстояниях в свету между подкладками больше их диаметра подкладки удаляют через одну, затем выбивают стойки на оставшихся подкладках между расчетными зонами опирания и извлекают сами подкладки.

При расстояниях между подкладками меньше их диаметра подкладки удаляют вместе со стойками участками в диаметрально противоположных направлениях (рис. 15.7).

После извлечения каждой подкладки банкетку ножа немедленно плотно подбивают песком снаружи и изнутри колодца.

При небольшом поступлении воды, когда можно осушить котлован, грунт в колодце разрабатывают насухо. На разработку грунта насухо целесообразно ориентироваться, когда колодцы опирают на скальные грунты, плотные и средней плотности пески и твердые и полутвердые суглинки и глины, если можно осушить прорезаемые колодцем грунты открытым водоотливом или пониженнем уровня грунтовых вод с помощью иглофильтровых установок. Открытый водоотлив рекомендуется для грунтов, исключающих возможность их наплыва из-под ножа, когда приток грунтовой воды не превышает 1 $м^3/ч$ на 1 $м^2$ площади котлована.

Понижение уровня воды открытым водоотливом, как правило, должно несколько опережать земляные работы, чтобы поверхность разрабатываемого в котловане грунта оставалась сухой. Это особенно важно на последнем этапе земляных работ, когда нож колодца приближается к проектной отметке.

Необходимую производительность насосов назначают исходя из интенсивности притока воды, которая может быть установлена по результатам пробной откачки воды при гидрогеологических изысканиях. Для оценки количества поступающей в котлован воды можно считать, что ее приток (в $м^3/ч$) через 1 $м^2$ дна котлована составляет:

При заиленных песках мелких	0,01—0,1
При мелких песках	0,1—0,16
» средних »	0,15—0,24
» крупных »	0,3—3,0

Потребную производительность насосов принимают с коэффициентом запаса 1,5—2. Чтобы не допустить затопления котлована в период работ, предусматривают установку одного-двух резервных насосов.

Количество воды, которая поступает к установке глубинного понижения грунтовых вод, состоящей из иглофильтров или насосов, расположенных по прямоугольному контуру при соотношении сторон $\frac{a}{b} \leqslant 5$, допускается принимать как для установки с расположением иглофильтров по кругу с приведенным радиусом

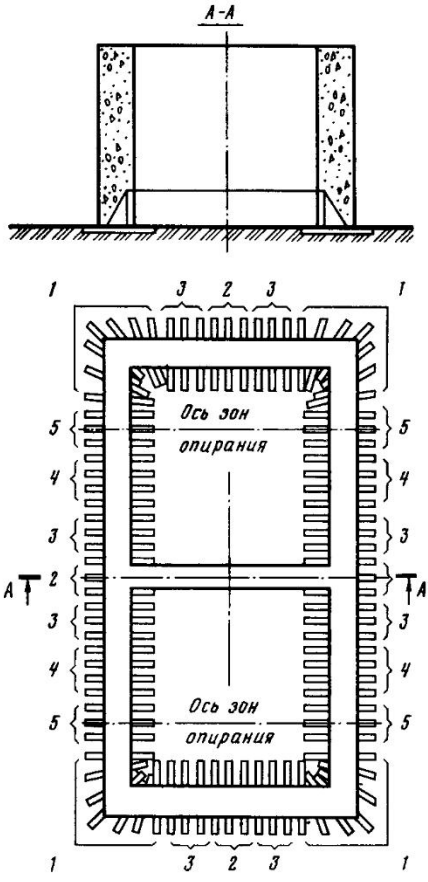


Рис. 15.7. Последовательность удаления подкладок из-под прямоугольного колодца

$$r = \sqrt{\frac{ab}{\pi}}. \qquad (15.6)$$

Ориентировочный приток воды, $м^3/ч$, к установкам подсчитывают по формуле

$$Q = \alpha K_ф H, \qquad (15.7)$$

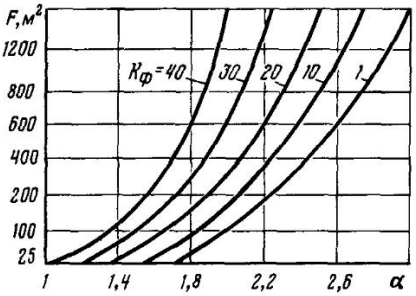


Рис. 15.8. График для определения коэффициента α

где α — коэффициент, определяемый по графику (рис. 15.8) в зависимости от площади A, м^2, контура водопонизительной установки и $K_ф$ — коэффициента фильтрации водоносного слоя, м/сут.

Коэффициенты фильтрации $K_ф$ (м/сут) при отсутствии опытных данных для некоторых грунтов ориентировочно равны:

Для песка крупного	30—40 и более
Для песка среднего неоднородного	30—20
Для песка мелкого однородного	20—10
Для песка пылеватого	10—5
Для супеси	5 и менее

Если для откачки воды используют глубинные насосы, для обеспечения требуемого понижения уровня грунтовой воды в котловане их должно быть не менее приведенного ниже:

Расчетное понижение уровня воды, м	10	15	20
Минимальное расстояние от поверхности грунта до водоупорного пласта, м	23,5 — 18,5	26,5 — 23	32,5 — 28
Количество глубинных насосов, шт	3 — 13	5 — 20	6 — 26

Опускные колодцы, как правило, погружаются в грунт под действием собственного веса, который при необходимости увеличивают, утолщая стены. При опускании колодцев в водонасыщенных грунтах эта цель может быть достигнута за счет исключения влияния взвешивающего действия воды. Если возможен прорыв грунта, то применяют не полное осушение котлованов, а частичное (до 50 %) понижение уровня воды в полости колодцев.

Для уменьшения противодействия заглублению ножа грунт из полости колодца удаляют, как правило, до уровня низа ножа или несколько ниже.

Прорезаемые колодцем грунты в пределах средней части осушенного котлована допускается разрабатывать в любой последовательности при условии сохранения грунтов нетронутыми в зоне опирания ножа колодца.

В полости затопленных колодцев нескальные грунты разрабатывают и удаляют гидроэлеваторами, эрлифтами, грейферами. Независимо от вида грунтов и их свойств разработку ведут в два приема: сначала удаляют грунт из средней части котлована, не затрагивая участков, расположенных под ножом колодца, а затем приступают к извлечению грунта в непосредственной близости от ножа и из-под него. Грунт удаляют равномерно, не допуская разницы уровней в соседних шахтах свыше 0,5 м.

При разработке пылеватых и мелкозернистых заиленных песков, если возможен их наплыв в колодец, уровень воды в колодце должен превышать на 4—5 м уровень воды вне колодца. На таком же уровне поддерживают воду, если по условиям заглубления колодца приходится разрабатывать любые песчаные грунты ниже ножа колодца. На уровне, окружающем колодец, поддерживают воду при разработке мягкопластичных и текучепластичных суглинков и глин. Если разрабатывают тугопластичные суглинки и глины, то вода может располагаться на любом уровне.

Широко применяемые для разработки грунта гидроэлеваторы с трубами диаметром 10—20 см имеют производительность 5—20 м^3/ч грунта. Для работы гидроэлеватора используют насосы с давлением воды 1,0—1,5 МПа и подачей до 150 м^3/ч.

Эрлифт, так же как и гидроэлеватор, подвешивают к крану с целью

Таблица 15.1. **Характеристики землесосов**

Параметры	Типы землесосов				
	8Н3	6Н3	8ГР-8	5ГР-8	3ГР-8
Подача пульпы, $м^3/ч$	800	400	400	150	50
Наибольший напор, м	25,0	27,0	36,7	33,0	15,0
Диаметр патрубков, мм:					
всасывающего	250	200	200	125	80
напорного	200	150	150	100	72
Габаритные размеры, м:					
длина	2,28	1,75	2,55	1,86	1,41
ширина	1,20	0,95	0,95	0,86	0,49
высота	1,17	0,74	1,20	0,85	0,63
Масса землесоса, т	2,13	1,26	2,23	0,86	0,39
Рекомендуемая мощность электродвигателя, кВт	110	75	1,25	100	40

выбора оптимального расположения всасывающей трубы по отношению к поверхности разрабатываемого грунта и, кроме того, для обеспечения возможности разработки грунта по всей площади котлована.

Мягкопластичные, тугопластичные и полутвердые глины и суглинки, а также плотные и средней плотности пески под водой разрабатывают с помощью грейферов. Для разработки таких грунтов рекомендуется, как правило, применять тяжелые четырехчелюстные грейферы вместимостью 1 $м^3$ и более.

В осушенных колодцах площадью свыше 200 $м^2$ для разработки грунтов целесообразно использовать установку, состоящую из нескольких гидромониторов, закрепленных неподвижно к стенкам или перемещающимся вдоль них и землесоса, смонтированного на понтоне типа КС. По мере необходимости землесос с понтоном можно переставить краном на новое место.

Для обеспечения нормальной работы землесосной установки приток грунтовых вод и расход воды работающими гидромониторами не должны превышать производительности землесоса.

В зависимости от глубины опускания колодца и потребной производи-

Таблица 15.2. **Данные для выбора типа и мощности насосов**

Наименование размываемых грунтов	Напор воды, необходимый для размыва грунтов, м	Объем воды, необходимый для размыва 1 $м^3$ грунта, $м^3$	Требуемый уклон поверхности размываемого грунта, %
Песок крупный	40	8—10	6—8
» с 4 % гравия	40—50	12—14	6—8
» с гравием выше 40 %	50—80	20	10—12
» средней крупности	30—40	6—8	3—5
Супеси плотные	60—70	9—11	3—5
» пластичные	40—50	7—9	2,5—3,5
» текучие	30—40	6—8	2,5—3,5
Суглинки твердые	80—90	10—14	1,5—2,0
» пластичные	50—60	8—12	2—3
» текучие	40—50	7—9	1,5—2,5
Глины твердые	130—150	20	1,5—2,0
» полутвердые	120—130	18	1,5—2,0
» тугопластичные	100—120	16	1,5—2,0
» мягкопластичные	80—100	12	1,5—2,0
» текучепластичные	60—80	10	1,5—2,0

тельности выбирают тип землесоса, пользуясь данными табл. 15.1.

При выборе типа и мощности насосов для подачи воды в гидромониторы рекомендуется пользоваться данными табл. 15.2.

При необходимости устранения препятствий погружению колодцев (скальные прослойки, валуны, заиленные деревья и т. п.) наиболее эффективным является метод их разбуривания. Работы по разбуриванию препятствий можно выполнять как при наличии, так и при отсутствии воды в полости колодца.

15.4. ОПУСКАНИЕ КОЛОДЦЕВ В ПРЕДЕЛАХ АКВАТОРИИ

В пределах акватории при глубине воды 5 м и более для сооружения и опускания колодцев используют стационарные и плавучие подмости или применяют наплавные колодцы. Стационарные подмости используют при необходимости сооружений в русле реки одного-двух колодцев, а также для спуска на воду наплавных колодцев.

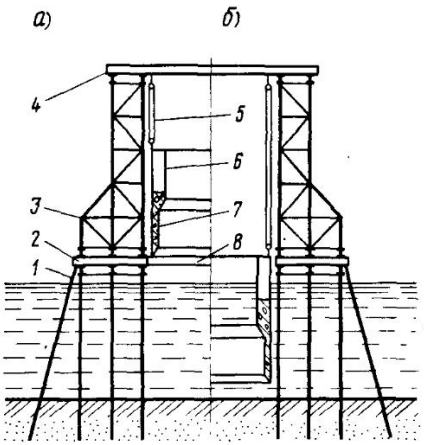


Рис. 15.9. Стационарные подмости:
а—сооружение первой секции колодца; *б*—опускание колодца;
1—сваи; *2*—обстройка ростверка; *3*—инвентарные стальные конструкции; *4*—балки; *5*—полиспаст; *6*—водонепроницаемая обшивка; *7*—железобетон; *8*—рабочий настил

Плавучие подмости применяют при сооружении и опускании нескольких колодцев. При глубине воды более 10 м экономически целесообразны наплавные колодцы.

Опускание колодцев с подмостей производят с использованием объемлющих стационарных или плавучих конструкций. Нижнюю секцию колодцев обычно сооружают непосредственно на сборно-разборном настиле подмостей или в стороне с доставкой к месту опускания на плаву. Как в первом, так и во втором случаях готовую секцию подвешивают к подмостям при помощи устройств, обеспечивающих возможность наращивания колодца и постепенное опускание его на дно реки. После углубления в грунт, достаточного для обеспечения устойчивого положения колодца, дальнейшее его погружение производят по технологии, применяемой при опускании колодцев с поверхности грунта.

Для устройства надводной части подмостей целесообразны инвентарные конструкции, из которых на берегу монтируют укрупненные блоки, собираемые плавучим краном на месте погружения колодца.

В качестве свай иногда применяют двутавры, стальные трубы и полые железобетонные оболочки диаметром 0,6 м и больше. На такие сваи можно передать давление до 1 МН, т. е. примерно в 4—6 раз больше, чем на деревянные сваи. Применение таких свай позволяет при свободной длине до 10 м обходиться без подводных связей.

Изготовление монолитного или монтаж сборного колодца производят на рабочем настиле, устраиваемом на двутаврах, которые опирают через обстройку ростверка на сваи (см. рис. 15.9). Несущие балки настила размещают в местах расчетных зон опирания колодца. Подготовленную первую секцию колодца приподнимают, удаляют из-под нее настил и начинают опускать.

Стены колодца наращивают секциями по мере заглубления в воду. При этом возможны два способа: бетонирование или монтаж секций над водой либо укладка бетонной смеси в водонепроницаемую опалубку стен ниже рабочего уровня воды. Второй спо-

соб применяют при ограниченной грузоподъемности устройств, осуществляющих опускание колодца.

Плавучие подмости целесообразны при необходимости опускания с воды нескольких колодцев одного объекта. Экономическая эффективность плавучих подмостей возрастает при использовании в качестве несущих элементов стальных инвентарных конструкций, в том числе плашкоутов из закрытых понтонов типа КС (рис. 15.10).

Плавучие подмости для изготовления, транспортирования и опускания колодцев рекомендуется проектировать, учитывая гидрологические и геологические данные о водотоке в районе перемещения подмостей (глубину воды, скорость и направление течения, высоту волн, колебание уровня воды за 10-летний период, сроки ледостава и ледохода и его мощность, образование размывов и отмелей), о режиме судоходства и лесосплава, преимущественном направлении и скорости ветра.

Размеры и водоизмещение плашкоутов следует принимать из условия обеспечения необходимой грузоподъемности и устойчивости в продольном и поперечном направлениях всей системы без колодца и с нижней секцией колодца, изготовленной на рабочем настиле. Плашкоуты размещают в плане исходя из обеспечения зазоров в свету 0,3—0,5 м между ними и колодцем.

Запас надводного борта плашкоутов плавучих подмостей, воспринимающих максимальную расчетную нагрузку от веса колодца с учетом высоты волн, должен быть не менее 20 см при палубных понтонах или баржах и 50 см при беспалубных. При недостаточной высоте надводного борта, не обеспечивающей от захлестывания плашкоутов волной, они должны быть оборудованы фальшбортами, высоту которых определяют расчетом в зависимости от высоты волн для данной акватории при шестибалльном ветре. Запас глубины под дном плашкоутов на зарегулированных реках должен быть не менее 0,2 м, на остальных — с учетом данных об их режиме.

Плашкоуты подмостей следует, как правило, комплектовать из инвентарных стальных понтонов закрытой конструкции. Допускается использовать стальные палубные баржи при достаточной прочности и жесткости их корпуса на действие сил, возникающих в процессе перевозки и опускания колодца. Корпус барж в определяемых расчетом случаях усиливают продольными фермами, размещаемыми в трюме, или двутаврами, привариваемыми к палубе.

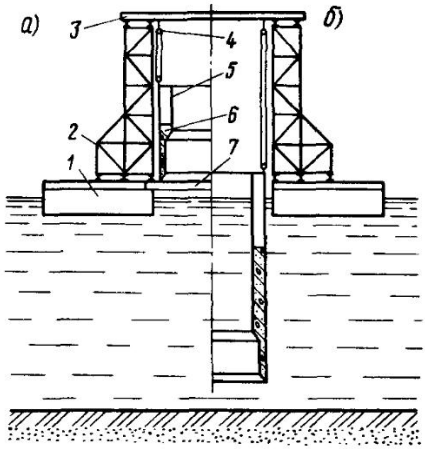


Рис. 15.10. Плавучие подмости:
а—сооружение первой секции колодца; *б*—опускание колодца;
1—плашкоут из понтонов; *2*—инвентарные стальные конструкции; *3*—балки; *4* — полиспаст; *5*—водонепроницаемая обшивка; *6*—бетон; *7*—рабочий настил

Плашкоуты плавучих опор из понтонов следует принимать преимущественно прямоугольного очертания в плане, располагая их симметрично относительно оси опорного давления. Понтоны типа КС при соединении в плашкоуты следует располагать продольной стороной в направлении наибольшего изгибающего момента.

При использовании барж надо руководствоваться их паспортными данными и исполнительными чертежами с учетом результатов натурного обследования состояния и требований речного регистра по эксплуатации. Баржи для плавучих подмостей могут быть использованы как сухогрузные, так и наливного типа. Обязательное требование — это наличие продольных и поперечных переборок, желательно палубы.

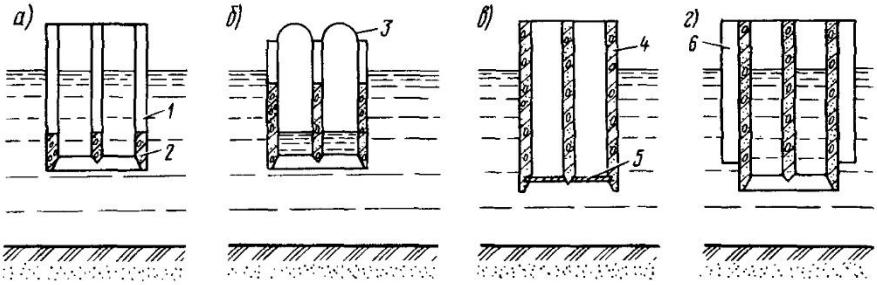


Рис. 15.11. Придание колодцам плавучести:
а—использованием водонепроницаемой обшивки; *б*—установкой съемных крышек; *в*—устройством временного днища; *г*—использованием понтонов закрытой конструкции; *1*—водонепроницаемая обшивка; *2*—бетонная смесь; *3*—съемные крышки; *4*—бетон; *5*—временное днище; *6*—понтоны

Плавучие подмости следует комплектовать из однотипных барж с отношением длины к высоте борта в пределах 10:1—15:1, а баржи принимать длиной не более 50 м.

Плашкоуты прямоугольного очертания со значительной шириной и осадкой, перемещаемые при скорости течения воды более 1,5 м/с, рекомендуется оборудовать обтекателями преимущественно закрытого типа. Для объединения двух плашкоутов в единую плавучую систему целесообразны пространственные фермы, собираемые из инвентарных конструкций. Фермы следует крепить к понтонам плашкоута через элементы, соединенные болтами с ребрами понтонов или приваренные к их палубе.

Устройства для перемещения плавучих подмостей (буксиры, лебедки, полиспасты) должны обеспечивать перемещение их в заданном направлении при скорости ветра до 10 м/с (5 баллов). Якорные и раскрепляющие обустройства, включая аварийные якоря, должны обеспечивать удержание подмостей при расчетных давлениях ветра и скорости течения воды.

Плавучие подмости рекомендуется перемещать на свободной воде буксирами, а при небольшом расстоянии с помощью электролебедок. До установки плавучих подмостей над местом опускания колодца все якоря должны быть испытаны на нагрузку, превышающую расчетную на 30 %.

Опускание колодцев на плаву производят на водотоках глубиной 10 м и более. При использовании наплавных колодцев необходимо обследовать и выбрать рациональные способы придания колодцам плавучести, спуска колодцев на воду, обеспечения опускания колодцев в проектное положение. Колодцам придают плавучесть (если они ее не имеют) на период доставки к месту сооружения фундаментов и опускания в пределах толщи воды следующими способами: использованием водонепроницаемой обшивки стен, устройством временных крышек или днищ, использованием понтонов закрытой конструкции (рис. 15.11).

При использовании водонепроницаемой обшивки уровень укладываемой бетонной смеси должен располагаться на несколько метров ниже уровня воды. Обшивку наращивают секциями высотой по 3—6 м. Во избежание потери колодцем устойчивости от воздействия ветровой нагрузки предельно допустимое возвышение обшивки над водой определяют расчетом.

В качестве водонепроницаемой обшивки используют деревянное ограждение из двух слоев досок, расположенное по наружному и внутреннему контурам стен. Для восприятия давления воды между наружным и внутренним ограждениями ставят деревянные ребра и распорки, которые остаются в бетоне стены. В редких случаях применяют стальную обшивку, которую иногда устраивают сборной конструкции. Водонепроницаемую

обшивку используют для придания плавучести колодцам, опускаемым на дно при глубине воды до 10 м, а иногда и до 15 м.

Временные герметические крышки устраивают в верхней части колодца или его землечерпательных шахт. Наиболее известны стальные съемные крышки, устанавливаемые на верхней части землечерпательных шахт металлических колодцев. Временные герметические днища устраивают в уровне днища колодцев или их землечерпательных шахт. Днище располагают выше банкетки ножа.

Для придания плавучести колодцам с массой, исчисляемой сотнями тонн, могут использоваться стальные понтоны закрытой конструкции по типу КС. В зависимости от формы и размеров колодца понтоны крепят к наружной боковой поверхности или размещают в его полости. Крепление понтонов к колодцу наиболее приемлемо при помощи стальных балок и мощных анкеров, заделанных в стенах колодца.

После спуска колодца на воду, доставки на плаву к месту опускания и закрепления его в проектном положении понтоны заполняют водой до тех пор, пока колодец не опустится на дно реки. Если понтоны размещены по внешней боковой поверхности, то путем удаления грунта из полости колодца его заглубляют на несколько метров, чтобы придать необходимое направление. Затем понтоны отсоединяют от колодца.

Все наплавные колодцы при спуске на воду, транспортировании и удержании на плаву должны удовлетворять требованиям устойчивости, т. е. должны самостоятельно уравновешивать действие всякого рода кренящих моментов, в том числе от давления ветра на возвышающуюся над водой боковую поверхность, от натяжения буксирного троса, воздействия волн и др.

Для обеспечения нормальных условий транспортирования и погружения колодца необходимо, чтобы при различных его наклонах (кренах и диферентах) от воздействия кренящих моментов была полностью исключена возможность опрокидывания или затопления колодца водой, переливающейся через верх водонепроницаемой обшивки.

15.5. МЕРЫ ПО ОБЛЕГЧЕНИЮ ОПУСКАНИЯ КОЛОДЦЕВ

Вес опускного колодца (с учетом взвешивания в воде) должен превышать минимум на 15 % силы трения грунта о его боковую поверхность. Силу трения T, кН/м^2, вычисляют для каждого слоя по формуле

$$T = \Sigma f_i h_i u_i, \qquad (15.8)$$

где f_i — предельное (среднее) значение силы трения, кН/м^2, определяемое по графикам (рис. 15.12 и 15.13); h_i и

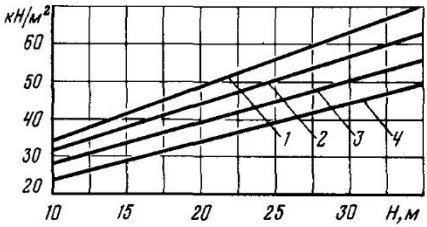


Рис. 15.12. Зависимость сил трения f_i песчаных грунтов от заглубления колодца H:

1—пески гравелистые крупные и средние при $\varepsilon < 0{,}55$; 2—то же, при $0{,}55 < \varepsilon < 0{,}7$; 3—пески гравелистые крупные и средние при $\varepsilon < 0{,}7$; пески мелкие при $0{,}6 < \varepsilon < 0{,}75$; пески пылеватые при $0{,}6 < \varepsilon < 0{,}8$; 4—пески мелкие при $\varepsilon < 0{,}75$; пески пылеватые при $\varepsilon > 0{,}8$

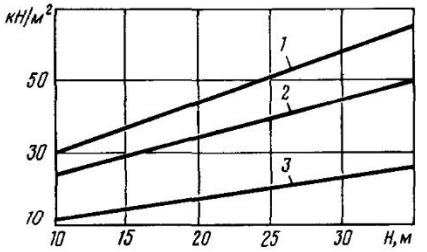


Рис. 15.13. Зависимость сил трения f_i глинистых грунтов от заглубления колодца H:

1—глины при $B < 0{,}5$ и суглинки при $B < 0{,}25$; 2—супеси, суглинки при $0{,}25 < B < 0{,}75$ и глины при $B > 0{,}5$; 3—илы, суглинки при $B > 0{,}75$

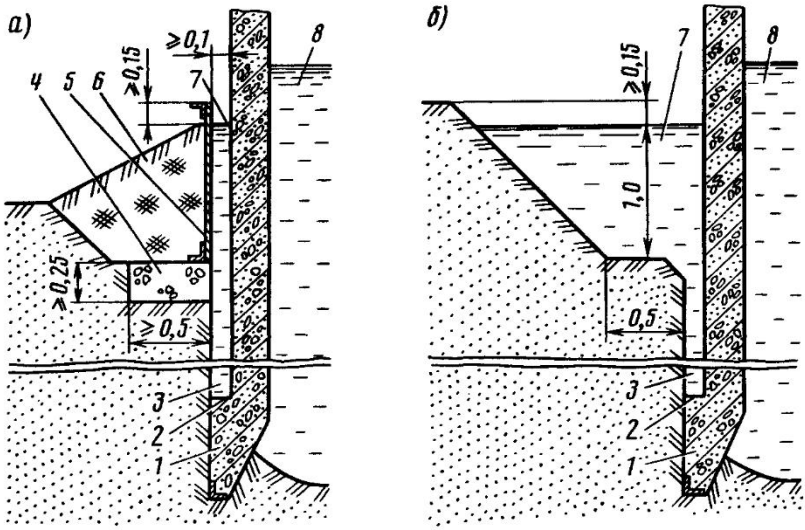


Рис. 15.14. Устройство тиксотропной рубашки:
а—с форшахтой; *б*—с приямком;
1—колодец; *2*—уступ; *3*—прорезь; *4*—железобетонное кольцо; *5*—форшахта; *6*—грунтовая засыпка; *7*—глинистый раствор; *8*—вода

Таблица 15.3. Меры по облегчению погружения колодцев в разные грунты

Рекомендуемые меры	Опускание колодцев в толще					
	несвязных грунтов			связных грунтов		
	рыхлых	средней плотности	плотных	мягкопластичных	тягопластичных	полутвердых
Утяжеление колодцев:						
использование временной пригрузки	+	+	—	+	+	—
понижение уровня воды в колодце	—	—	—	—	+	+
Уменьшение сил трения грунта о боковую поверхность колодца:						
применение наклонной или с уступами наружной поверхности колодцев	—	+	+	—	+	+
устройство тиксотропной рубашки	+	+	+	+	+	+
то же воздушной	+	+	—	+	—	—
то же водной	—	+	+	+	+	+
применение вибраторов	+	+	+	+	+	—
Уменьшение сил сопротивления под ножом:						
применение подмыва	+	+	—	+	—	—
разработка грунта ниже ножа	+	+	+	+	+	+
использование вибраторов	+	+	—	+	—	—

Таблица 15.4. **Параметры глинистого раствора**

Параметры раствора	Грунты, прорезаемые колодцем			
	Пески	Гравийно-галечные отложения	Суглинки	Глины
Плотность, г/см^3	1,2—1,25	1,10—1,25	1,10—1,20	1,10—1,25
Вязкость, с	25—35	40—50	22—30	20—25
Водоотдача за 30 мин, см	12—15	10—12	15—20	12—15
Толщина глинистой корки, мм	2—4	1,0	2—3	2—5
Стабильность, г/см^3	0,01—0,02	0,01—0,02	0,0—0,03	0,02—0,03
Суточный отстой, %	1—3	0—1	0—2	2—3
Содержание песка, %	$\leqslant 4$	1—2	$\leqslant 3$	$\leqslant 4$
Содержание открытого песка, %	$\leqslant 1$	$\leqslant 0,5$	$\leqslant 0,5$	$\leqslant 1$

u_i — высота, м, и наружный периметр, м, части колодца в пределах i-го слоя грунта.

Если колодцы опускают с применением подмыва по их боковой поверхности, то силы трения в расчетах можно уменьшать на 25 % и полностью исключить в пределах тиксотропной (или водной) рубашки.

Если веса колодца оказывается недостаточно для опускания его до проектной отметки, утяжеляют колодец или уменьшают сопротивление грунта по боковой поверхности и под ножом колодца (табл. 15.3). Перечисленные меры осуществляют в отдельности или в комбинации с другими. Наиболее эффективна тиксотропная рубашка и разработка грунта ниже ножа колодца. Тиксотропную рубашку создают, заполняя глинистым раствором зазор, образующийся по внешнему периметру опускаемого колодца при устройстве в его нижней части на высоте 1,5—3,0 м от низа ножа уступа шириной 5—10 см (рис. 15.14).

Уровень глинистого раствора в прорези располагается на отметке по-

Таблица 15.5. **Меры по предотвращению прорыва глинистого раствора в колодец**

Рекомендуемые меры	Грунты, прорезаемые колодцем			
	Пески	Гравийно-галечные отложения	Суглинки	Глины
Применение уплотнителя (манжеты) из листовой резины ($\delta = 10 \div 15$ мм и шириной 40—50 см), закрепленного по периметру колодца	+	—	+	+
Использование слоя мягкой глины на высоту 50—80 см на уступе колодца	+	+	+	+
Применение глинистого раствора, смешанного с мелкодробленой соломой на высоту 1—1,5 м над уступом колодца	+	+	+	+
Применение заостренных ножей, низ которых постоянно заглублен минимум на 1 м ниже отметки разрабатываемого грунта в колодце	+	—	+	+
Создание в полости колодца избыточного давления, которое равно или меньше на 20 % давления глинистого раствора	+	+	+	+

верхности грунтовой площадки, с которой опускают колодец. Для тиксотропных рубашек рекомендуется использовать глинистые растворы с параметрами, приведенными в табл. 15.4. Чтобы не допустить прорыва раствора в колодец, применяют меры, указанные в табл. 15.5.

Против обрушения грунта в пределах верхней части прорези по периметру колодца закрепляют на бетонном основании инвентарную обсадную форшахту (рис. 15.14, *а*) высотой 1,0—1,2 м из листовой стали $\delta = 4 \div 6$ мм.

Для малых колодцев по их периметру можно устраивать приямок глубиной до 1 м с откосом 1:1, заполняемый глинистым раствором (рис. 15.14, *б*).

Если взамен глинистого раствора используют воду, то уровень ее (в зависимости от вида несвязных грунтов, прорезаемых колодцем) постоянно поддерживают на 3,5—6,0 м выше уровня акватории или грунтовой воды.

15.6. УСТРОЙСТВО ДНИЩА КОЛОДЦЕВ

В осушенном котловане до начала бетонирования подушки производят планировку дна котлована таким образом, чтобы был обеспечен сток воды с поверхности грунта к приямкам, из которых будет откачиваться вода в период твердения уложенного бетона. Затем укладывают дренажный слой толщиной 10—30 см из гравийно-галечной смеси или щебенки. Во время укладки дренажного слоя в приямки основания устанавливают всасывающие шланги насосов для откачки воды из-под подушки. Воду откачивают в том случае, если ее напор равен удельному давлению на грунт основания от веса бетонируемой подушки или превышает его. При небольшом напоре и малом притоке воды ограничиваются устройством приямков для откачки воды на период окончания работ по бетонированию подушки.

Бетонную смесь можно укладывать с подачей ее кублами, по звеньевым хоботам или через трубы. Кубла используют для подачи смеси в полость колодцев площадью более 50 м^2 без внутренних стен или в колодцы с шахтами, имеющими размеры в плане, обеспечивающие свободный проход кубла; в остальных случаях применяют другие способы.

Подушку бетонируют слоями не более 1,25 длины рабочей части вибраторов И-50, И-86, применяемых для уплотнения смеси. Первый слой толщиной 0,3 м укладывают концентрическими полосами шириной 0,7—2,0 м по контуру колодца, начиная от ножа. Ширину полос назначают исходя из условия перекрытия швов до начала схватывания бетонной смеси. При более длительных перерывах бетонирование возобновляют только по достижении бетоном прочности не менее 1,5 МПа.

Если проектом фундамента предусмотрено армирование подушки, то для ускорения работ арматуру устанавливают в виде заранее собираемых пространственных каркасов или пространственных блоков.

При устройстве подушки подводным способом ее бетонируют методом ВПТ или ВР. Метод ВПТ рекомендуется применять, как правило, при толщине подушки не менее 2 м. Метод ВР целесообразно использовать для бетонирования массивов кладки высотой, равной наименьшему размеру в свету бетонируемого пространства, но не менее 5 м.

При подготовке основания после планировки и выравнивания поверхности очищают дно котлована с помощью гидроэлеваторов или эрлифтов от наносов. На основание укладывают гравийно-щебеночную или щебеночную подготовку толщиной 10—30 см.

При способе ВПТ в бетонируемое пространство конструкции по стальным трубам диаметром 20—30 см подают готовую литую смесь. При способе ВР сначала укладывают камень или крупный щебень и затем по трубам диаметром 5—20 см подают цементный раствор. В обоих случаях концы труб в течение всего процесса бетонирования должны быть расположены ниже поверхности свежеукладываемой бетонной смеси или раствора.

Метод ВР применяют для получения подводной бутовой кладки из камня крупностью 15—40 см, залитого песчано-цементным раствором, или бетонной кладки из щебня крупностью

Таблица 15.6. **Гранулометрический состав заполнителей**

Заполнитель	Полные остатки на ситах, %, для сит отверстием, мм					
	$d_{макс}$	$0{,}5d_{макс}$	5	1,2	0,3	0,15
Крупный	0—10	20—40	40—60	—	—	—
Мелкий	—	—	—	60—70	85—95	90—97

более 4 см, залитого цементным тестом с мелкомолотыми пластифицирующими добавками или без них.

Трубы для подачи раствора устанавливают перед заполнением пространства щебнем или камнем. Во избежание защемления трубы помещают в специальных сетчатых из арматурной стали цилиндрах диаметром в 1,5 раза большим диаметра трубы, но не менее 20 см, а в блоках высотой до 2 м обходятся без них.

Раствор заливают в трубы через приемные воронки. Максимально допустимый при расчетах радиус распространения цементного раствора от каждой трубы принимают 2 м при щебеночном заполнителе и 3 м при каменном.

Интенсивность подачи раствора должна быть не менее 0,2 м^3/ч на 1 м^2 площади колодца. Для подачи раствора в колодец с интенсивностью до 2 м^3/ч рекомендуется применять трубы диаметром 50—70 мм, при 2—3 м^3/ч — диаметром 75—100 мм и 3—6 м^3/ч — 100—200 мм. Заглубление труб в укладываемый раствор должно быть не менее 0,8 м.

Применяемый цементный раствор должен иметь подвижность, обеспечивающую его свободное растекание в пределах крупного заполнителя с уклоном 1:5—1:7.

Для успешного бетонирования методом ВР применяют заполнитель с объемом пустот 40—45 % и цементные растворы состава 1:1—1:2 с водоцементным отношением 0,65—0,85 и расходом цемента 500—750 кг на 1 м^3 раствора или 300—370 кг на 1 м^3 кладки.

Для подводного бетонирования применяют заполнители с гранулометрическим составом, приведенным в табл. 15.6. Цемент независимо от метода бетонирования должен иметь марку 3 кН/см^2 с началом схватывания не менее 3 ч.

Бетонную смесь способом ВПТ укладывают без дополнительного трамбования или виброуплотнения, поэтому применяют литые смеси высокой подвижности с осадкой конуса 14—20 см.

Глава 16

ВОЗВЕДЕНИЕ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ И РОСТВЕРКОВ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

16.1. КОТЛОВАНЫ БЕЗ КРЕПЛЕНИЙ И С ЗАКЛАДНЫМ КРЕПЛЕНИЕМ

Котлованы без креплений с различной крутизной откосов (отношение высоты откоса к заложению) разрабатывают (табл. 16.1) в сухих или маловлажных естественных или плотнослежавшихся насыпных грунтах.

Для котлованов глубиной свыше 5 м крутизну откосов устанавливают по расчету их устойчивости. Временная нагрузка (грунт, строительные материалы, транспортные средства) должна быть удалена от бровки котлована на расстояние не менее 1 м. Крутизну откосов котлована в глинистых грунтах, переувлажненных дождевыми, снеговыми (талыми) и другими водами, следует уменьшать до естественного откоса. Переувлажненные песчаные, лёссовидные и насыпные грунты разрабатывать без крепления нельзя.

В зимних условиях допускается

Таблица 16.1. **Наибольшая допустимая крутизна откосов котлованов**

Грунт	Крутизна откоса при глубине котлована, м		
	до 1,5	1,5—3,0	3,0—5,0
Насыпной, естественной влажности	1:0,25	1:1,00	1:1,25
Песчаный и гравийный, влажный, но не насыщенный	1:0,50	1:1,00	1:1,00
Глинистый, естественной влажности:			
супесь	1:0,25	1:0,67	1:0,85
суглинок	1:1,00	1:0,50	1:0,75
глина	1:1,00	1:0,25	1:0,50
лёссовидный, сухой	1:00	1:0,50	1:0,50

разработка котлованов глубиной до 4 м способом естественного промораживания грунтов без устройства креплений при условии, что быстрота и глубина промерзания обеспечивают безопасность работы в котловане. Разработка таким способом котлованов в сухих песчаных грунтах не допускается.

Закладное крепление стен котлованов следует предусматривать на суходолах в устойчивых грунтах (при $\varphi > 25°$) при отсутствии грунтовых вод или их незначительном притоке.

Закладное крепление рекомендуется устраивать из металлических двутавровых свай, забиваемых в грунт на глубину не менее 1 м ниже дна котлована по его периметру с шагом 1,2—1,5 м и закладываемых между ними по мере разработки котлована закладных досок. Сваи, как правило, должны раскрепляться системой металлических или деревянных распорок (расстрелов). При глубине котлована до 4 м допускается устраивать крепление котлована без распорок.

Толщину горизонтальных досок принимают по расчету, но не менее 4 см для грунтов естественной влажности, а для грунтов песчаных и повышенной влажности — 5 см.

Расчет закладного крепления. Доски крепления работают на изгиб как разрезные балки пролетом l. Нагрузка q на нижнюю наиболее нагруженную доску:

$$q = bP_h, \qquad (16.1)$$

где b — ширина доски, м; P_h — горизонтальное давление на уровне нижней доски, кН/м^2, с учетом коэффициентов перегрузок, принимаемых равными для горизонтального давления грунта 1,2; горизонтальной силы от временной нагрузки — 1,3.

Изгибающий момент

$$M = 0{,}125ql^2. \qquad (16.2)$$

Стойку рассчитывают как неразрезную балку, опорами которой служат распорки. Расстояние между распорками желательно принимать таким, при которых изгибающие моменты M, кН·см в опасных сечениях стойки равны ее расчетному сопротивлению на изгиб:

$$M = R_u W_c, \qquad (16.3)$$

где R_u — расчетное сопротивление металла, МПа; W_c — момент сопротивления сечения стойки, см^3.

Распорки проверяют на продольный изгиб по формуле

$$\frac{N}{A\varphi} \leqslant R_u, \qquad (16.4)$$

где N — сжатие в распорке, кН, равное давлению, передаваемому стойкой; A — площадь сечения распорки, см^2; φ — коэффициент продольного изгиба; R_u — расчетное сопротивление материала стойки на сжатие, МПа.

16.2. КОТЛОВАНЫ В ШПУНТОВОМ ОГРАЖДЕНИИ

Ограждения из деревянного шпунта применяют при глубине погружения в грунт в зависимости от его плотности до 6 м, если в грунте нет включений в виде камней, затонувших деревьев и др.

На открытых водотоках при глубине воды 3—4 м ограждение из деревянного шпунта рекомендуется применять двойное с расстоянием между шпунтовыми стенками не менее 1 м, с заполнением пазух между стенками мелким песком, супесями или суглинками, с содержанием глинистых частиц не более 20 %. Применение для засыпки пазух глин и суглинков с глинистыми частицами более 20 % не допускается.

Наилучшая форма гребня и паза шпунта — прямоугольная. Гребень и паз треугольной формы применяют при толщине шпунта не более 8 см.

Рекомендуемые соотношения размеров поперечного сечения для разных типов деревянного шпунта приведены на рис. 16.1.

Головы шпунтин срезают перпендикулярно их продольной оси и объединяют бугелем прямоугольной формы, а концы заостряют на правильный клин длиной от одной (для тяжелых грунтов) до трех (для легких грунтов) толщин шпунта. Грань клина заострения со стороны гребня скашивают для обеспечения плотного прижатия забиваемого пакета к ранее забитому. Забивку шпунта всегда ведут гребнем вперед.

Направляющие для забивки шпунта рекомендуется прикреплять к маячным сваям, размещаемым снаружи шпунтовой стенки на расстоянии не более 2 м по ее длине и к одной из шпунтовых свай, забиваемой одновременно с маячными. Остальные угловые шпунтовые сваи забивают по ходу забивки ограждения.

Внутренние направляющие прикрепляют к маячным сваям через деревянные прокладки, удаляемые по мере забивки шпунта. Перед снятием прокладки направляющие прикрепляют к ближайшей забитой шпунтовой свае.

Ограждения из стального шпунта применяют при глубине погружения в грунт более 6 м при плотных глинистых и гравелистых грунтах основания и глубине воды в месте сооружения опоры более 2 м. Стальной шпунт должен, как правило, извлекаться для повторного использования, за исключением случаев, когда он входит в конструкцию опоры.

Размеры шпунтового ограждения в плане следует принимать на 30 см

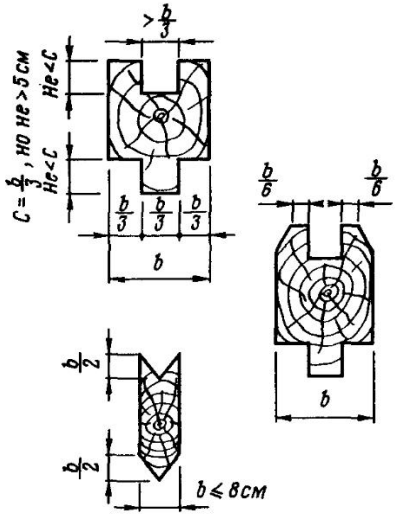


Рис. 16.1. Поперечное сечение деревянного шпунта

больше проектных размеров фундамента на участках укладки подводного бетона в распор со шпунтом. Для фундаментов, сооружаемых насухо, размеры ограждения должны назначаться с учетом установки опалубки.

При забивке наклонных свай расположение стального шпунта должно быть назначено с таким расчетом, чтобы острие шпунтин отстояло от свай не менее чем на 1 м при откачке без устройства тампонажной подушки и 0,5 м при устройстве тампонажной подушки.

Верх шпунтового ограждения следует принимать не менее чем: на 0,3 м выше уровня грунтовых вод, на 0,7 м выше рабочего горизонта и на 0,3 м выше уровня ледостава.

Для ограждения котлованов мостовых опор (рис. 16.2) используется главным образом шпунт корытного профиля (ШК-1, ШК-2, Ларсен IV и Ларсен V). При больших нагрузках целесообразнее использовать шпунт типа Ларсен IV и V.

Шпунт плоского профиля (ШП-1 и ШП-2) следует применять преиму-

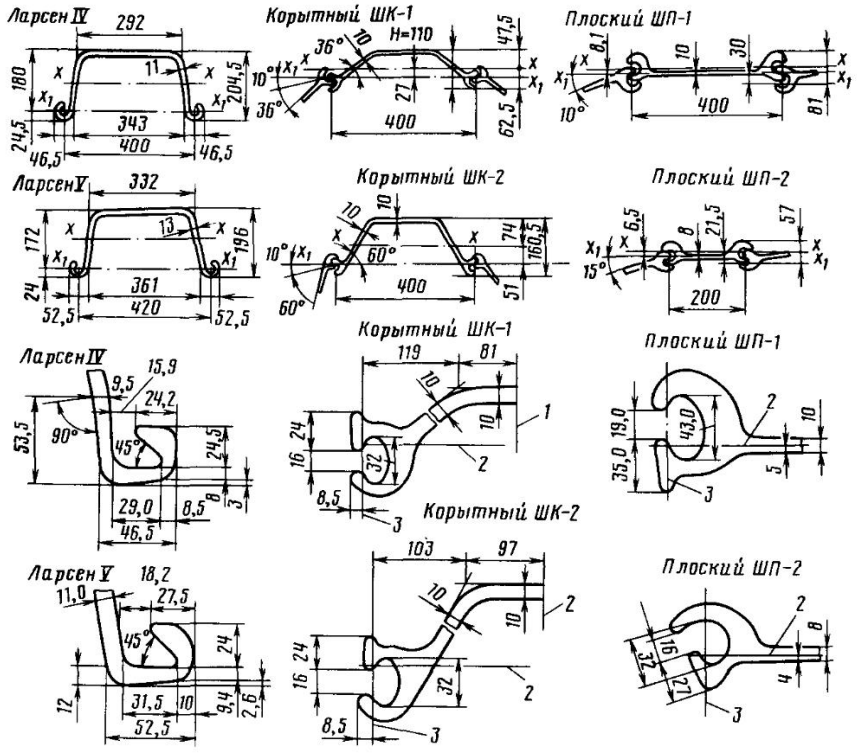


Рис. 16.2. Профили и детали замков металлических шпунтин:
1—ось симметрии; *2*—ось шпунтовой стенки; *3*—ось сопряжения

Таблица 16.2. **Геометрические характеристики стального шпунта**

Профиль	Условные обозначения профиля	Характеристика			
		A	*g*	*J*	*W*
Типа Ларсен	Л IV	94,3 / 236	74 / 185	4660 / 39000	405 / 2200
	Л V	127,6 / 303	100 / 238	6243 / 50943	461 / 2962
Корытный	ШК-1	94 / 160	50 / 125	730 / 2992	114 / 402
	ШК-2	74 / 185	58 / 145	2243 / 10420	260 / 843
Плоский	ШП-1	82 / 205	64 / 160	332 / 961	73 / 188,5
	ШП-2	39 / 195	30 / 150	80 / 482	28 / 136

Примечание. *A* — площадь поперечного сечения, см^2; *g* — масса 1 м, кг; *J* — момент инерции сечения, см^4; *W* — момент сопротивления сечения, см^3. В числителе приведена характеристика одной шпунтины, в знаменателе — 1 м шпунтовой стенки.

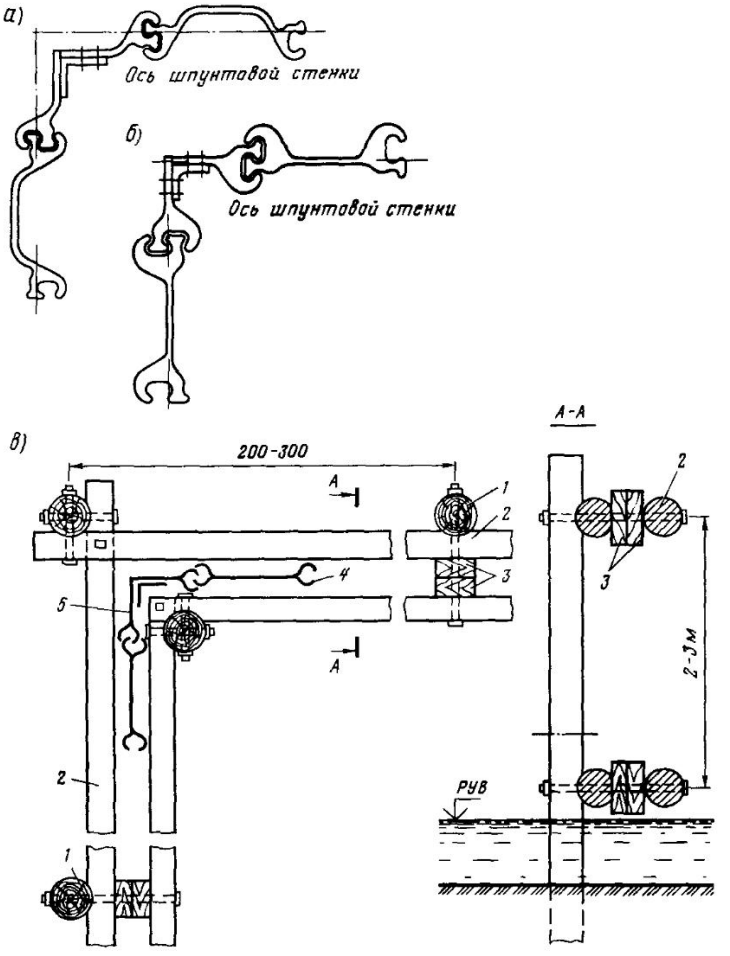


Рис. 16.3. Конструкция стыков шпунтин и направляющих для забивки шпунта:

а—стык шпунтин типа ШК; *б*—стык шпунтии типа ШП; *в*—направляющие для забивки шпунта;

1—маячная свая; *2*—горизоитальные схватки; *3*—коротыши; *4, 5*—стальной шпунт

щественно для образования цилиндрических стенок ограждения искусственных островков.

Характеристика прокатных сталей шпунтовых свай приведена в табл. 16.2.

На заводах шпунт прокатывают длиной от 8 до 22 м. При необходимости шпунтины наращивают с перекрытием стыка накладками длиной не менее 600 мм со сварными, клепаными или болтовыми соединениями. Совпадение замков наращиваемых шпунтин обеспечивают предварительной сборкой стыка с временным закреплением в их замках отрезков шпунтин длиной 3—4 м.

При погружении стального шпуита маячные сваи располагают вие линии шпунтовой стенки, а расстояние между схватками фиксируют временными прокладками, устанавливаемыми на расстоянии 1,0—1,5 м (рис. 16.3). Низ паза замка шпунтины переднего по ходу забивки заполняют стальной пробкой для предохранения от заполнения его грунтом.

В ограждениях с внутренними распорными креплениями количество ярусов креплений назначают по условиям прочности шпунта и его устойчивости.

Ограждения прямоугольного очертания должны раскрепляться горизонтальными поясами (обвязками) по внутреннему контуру котлована. Верхний ярус креплений рекомендуется использовать как направляющий для забивки шпуита. Расстояние между распорками креплений назначают с учетом способа разработки котлована и вида применяемых механизмов.

16.3. РАСЧЕТ ШПУНТОВЫХ ОГРАЖДЕНИЙ

Основные положения расчета. Расчеты шпунтовых ограждений котлованов производят на устойчивость положений и прочность по материалу их элементов.

Для шпунтовых ограждений, заглубленных в пески или супеси, кроме указанных расчетов, необходимо проверить глубину забивки шпунта ниже дна котлована или отметки размыва по условию исключения опасности наплыва грунта в котлован при откачке из него воды без устройства водозащитной подушки. Независимо от результатов расчета глубину забивки шпунта ниже дна котлована или отметки размыва следует принимать в случаях текучих и текучепластичных глин, суглинков и супесей, водонасыщенных илов, пылеватых и мелких песков не менее 2 м, а в остальных случаях — не менее 1 м. В ограждениях с тампонажной подушкой глубина забивки должна быть не менее 1 м в любых грунтах, кроме скальных.

Минимальную глубину забивки шпунта ниже дна котлована t, м, по условию исключения опасности наплыва грунта при откачке воды из котлована определяют по формуле

$$t = \frac{h'_в}{\pi m_1} \frac{\gamma_в}{\gamma_{взв}}, \qquad (16.5)$$

где $h'_в$ — расстояние от дна котлована до горизонта воды снаружи котлована во время откачки; $\gamma_в = 10$ кН/м^3 — удельный вес воды; $\gamma_{взв}$ — удельный вес грунта во взвешенном состоянии, допускается принимать $\gamma_{взв} = 10$ кН/м^3; m — коэффициент условий работы, принимаемый равным 0,7 для гравелистого и крупного песка, а также супеси; 0,5 — для песка средней крупности и мелкого; 0,4 — для пылеватого песка.

Для кольцевых ограждений, а также для ограждений любой в плане формы, но при условии, что расстояние от уровня воды снаружи котлована до низа шпунта более чем в 2 раза превышает расстояние от низа шпунта до кровли слоя грунта, являющегося водоупором, допускается значение t, полученное по формуле (16.5), уменьшать на 10 %.

Минимальную глубину t забивки шпунта (считая от дна котлована) по условию обеспечения устойчивости стенок против опрокидывания определяют исходя из равенства

$$M_{оп} = mM_{пр}, \qquad (16.6)$$

где $M_{оп}$ — момент опрокидывающих сил относительно оси возможного поворота (опрокидывания) стенок, кН·м; $M_{пр}$ — предельный опрокидывающий момент, равный моменту удерживающих сил относительно той же оси; m — коэффициент условий работы.

Расчетные давления воды и грунта (активного и пассивного) получают умножением нормативных давлений на коэффициенты перегрузки: для активного давления $n_а = 1{,}2$, а для пассивного $n_п = 0{,}8$.

При устройстве ограждения в водопроницаемых грунтах с осуществлением подводной водозащитной подушки в расчете шпунтовой стенки, отражающем стадию ее работы до бетонирования, учитывают гидростатическое давление, соответствующее откачке воды из котлована на глубину, необходимую для постановки яруса крепления, но не менее 1,5 м.

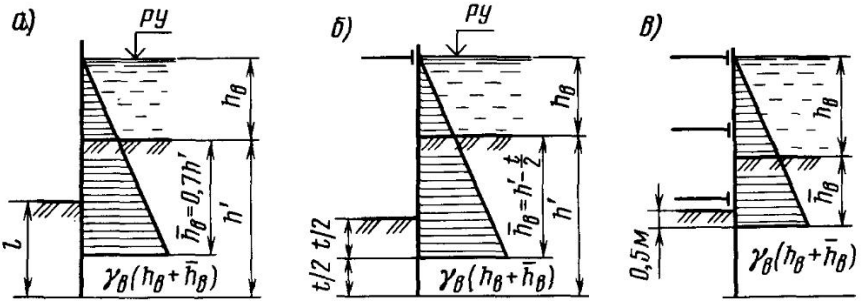


Рис. 16.4. Схемы для определения глубины проникания воды между шпунтовой стенкой и водонепроницаемым грунтом:

а—при ограждениях, не имеющих распорных креплений; *б*—при ограждениях с одним ярусом креплений; *в*—при ограждениях с несколькими ярусами креплений

Ограждение из шпунта, забиваемого в водонепроницаемый грунт (суглинок или глину), расположенный ниже уровня воды, следует рассчитывать на горизонтальные нагрузки, соответствующие двум схемам:

в первой схеме принимают, что ниже поверхности водонепроницаемого грунта горизонтальное давление на шпунтовую стенку обусловлено только гидростатическим давлением воды, проникающей между стенкой и грунтом на глубину $\bar{h}_в$;

во второй схеме не предусматривают возможности проникновения воды между стенкой и водонепроницаемым грунтом и принимают, что этот грунт оказывает горизонтальное давление на стенку, будучи пригруженным сверху гидростатическим давлением, а при наличии над водонепроницаемым грунтом водопроницаемого и его весом, вес слоя водопроницаемого грунта, расположенного ниже уровня воды, определяют с учетом взвешивания в воде.

В обеих схемах выше поверхности водонепроницаемого грунта учитывают горизонтальную нагрузку на стенку от гидростатического давления и в необходимых случаях от давления водопроницаемого грунта.

Глубина $\bar{h}_в$ проникания воды между стенкой и водонепроницаемым грунтом (считая от его поверхности):

для ограждений, не имеющих распорных креплеиий (рис. 16.4, *а*),

$$\bar{h}_в=0,7h'; \qquad (16.7)$$

для ограждений с одним ярусом креплений (рис. 16.4, *б*)

$$\bar{h}_в=h'-\frac{t}{2}; \qquad (16.8)$$

для ограждения с несколькими ярусами креплений (рис. 16.4, *в*) — на 0,5 м ниже уровня грунта в котловане при установке верхнего яруса креплений, расположенного в пределах водонепроницаемого грунта.

В формулах (16.7) и (16.8): h' — глубина погружения шпуита в водонепроницаемый грунт, м; t — глубина погружения шпунта ниже дна котлована, м.

Элементы креплений должны рассчитываться на совместное действие горизонтальной нагрузки, передаваемой шпунтовыми стенками, и вертикальной нагрузки от веса обустройств и конструкций. Наибольший изгибающий момент в элементе от веса обустройств и конструкции не должен быть меньше наибольшего изгибающего момента от равномерно распределенной нагрузки

$$q=q_1\frac{A}{l}, \qquad (16.9)$$

где q_1 — нагрузка, принимаемая равной 0,5 кПа для верхнего яруса креплений и 0,25 кПа для остальных ярусов; A — площадь котлована, приходящаяся на рассчитываемый элемент крепления, м^2; l — длина элемента, м.

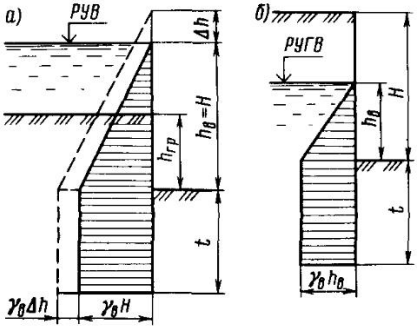


Рис. 16.5. Расчетная эпюра гидростатического давления в несвязных грунтах:

а—на открытых водотоках; *б*—на местности, не покрытой водой

При расчетах шпунтовой стенки на прочность значения расчетных сопротивлений шпунта и креплений должны приниматься с делением их на коэффициент надежности, принимаемый равным 1,1 для шпунтовых ограждений на местности, покрытой водой, и 1,0 во всех остальных случаях.

Момент сопротивления поперечного сечения 1 м стенки из шпунта ШК или Ларсен (см. табл. 16.2) необходимо принимать со следующими коэффициентами, учитывающими возможность относительных смещений шпунта в замках: 0,7 — для слабых грунтов и отсутствия обвязок, прикрепленных к шпунту; 0,8 — для тех же грунтов и наличия обвязок, прикрепленных к шпунту; 1,0 — в остальных случаях.

При расчете прочности шпунтовых стенок (но не креплений) должны вводиться коэффициенты условий работы, равные 1,15 — для стенок кольцевых в плане ограждений; 1,10 — для стенок длиной менее 5 м, замкнутых в плане ограждений прямоугольной формы с промежуточными ярусами распорных креплений.

Нормативные нагрузки. Давление воды на ограждение котлована принимают изменяющимся по линейной зависимости в пределах свободного напора, а ниже — постоянным и равным напору (рис. 16.5). Удельный вес воды $\gamma_в$ принимают равным 10 кН/м^3.

При средней скорости течения воды $v \geqslant 2$ м/с учитывается повышение расчетного уровня воды на величину

$$\Delta h = v^2/2g, \qquad (16.10)$$

где $g = 9{,}81$ м/с^2 — ускорение силы тяжести.

Глубину воздействия гидростатического давления в пределах связного грунта принимают равной (рис. 16.6):

для свободных стенок глубине $0{,}8(t_0 + t_{гр})$ от поверхности связного грунта;

для стенок с одним ярусом креплений $0{,}5t$ от дна котлована;

для стенок с многоярусным креплением глубине $a = 5b$, но не выше уровня грунта в котловане при установ-

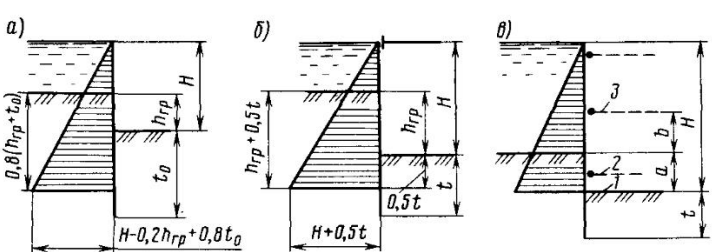


Рис. 16.6. Эпюры гидростатического давления в пределах связного грунта:

а—для свободно стоящих стенок; *б*—для стенок с одним ярусом креплений; *в* — для стенок с многоярусным креплением;

1—уровень разработки грунта в котловане для постановки промежуточной распорки; *2*—первый ярус креплений в связных грунтах; *3*—первый ярус креплений выше уровня связного грунта

ке первого яруса креплений в пределах связного грунта (b — расстояние от связного грунта до первого яруса креплений).

Активное и пассивное давления грунта определяют в зависимости от нормативных характеристик грунта (удельного веса γ, угла внутреннего трения φ, а для суглинков и глин также и от сцепления C), устанавливаемых на основании инженерно-геологических изысканий с учетом природного состояния грунтов.

Для предварительных расчетов допускается нормативные характеристики грунтов принимать по табл. 1.15 и 1.16.

Разнородные грунты, различающиеся значениями каждой из характеристик не более чем на 20 %, допускается рассматривать как однородный грунт со средневзвешенными значениями характеристик:

$$\gamma_{ср} = \frac{\Sigma \gamma_i h_i}{\Sigma h_i}; \quad \varphi_{ср} = \frac{\Sigma \varphi_i h_i}{\Sigma h_i};$$

$$C_{ср} = \frac{\Sigma C_i h_i}{\Sigma h_i}, \qquad (16.11)$$

где γ_i, φ_i и C_i — значения γ, φ и C для i-го слоя грунта толщиной h_i.

Если песок и супесь расположены ниже поверхности воды, то горизонтальное давление на ограждение следует определять, суммируя гидростатическое давление и активное или пассивное давление взвешенного в воде грунта.

Удельный вес грунта во взвешенном состоянии определяют по формуле

$$\gamma_{взв} = \frac{1}{1+e}\gamma_0 - \gamma_в, \qquad (16.12)$$

где e — коэффициент пористости грунта; γ_0 — удельный вес грунта, принимаемый в среднем 27 кН/м^3; $\gamma_в$ — удельный вес воды, равный 10 кН/м^3.

В случаях когда котлован разрабатывают на местности, не покрытой водой, и превышение $h'_в$ уровня грунтовых вод над дном котлована составляет не более 2 м и не более трети глубины котлована, допускается в расчете ограждений с одним или несколькими ярусами распорных креплений определять прямой отпор грунта (пассивное давление грунта со стороны котлована) с учетом трения грунта по стенке ограждения. Угол трения грунта по стенке

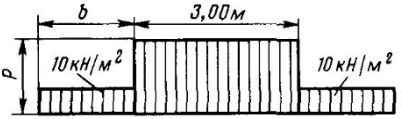


Рис. 16.7. Вертикальная нагрузка на призме обрушения от транспортных средств

$$\delta = \varphi/3 \text{ при } h'_в > 0; \quad \delta = \varphi/2 \text{ при } h'_в = 0, \qquad (16.13)$$

где φ — угол внутреннего трения грунта в котловане.

В остальных случаях давление грунта (активное и пассивное) следует определять, принимая $\delta = 0$.

Вертикальную нагрузку на призме обрушения принимают:

а) от веса материалов и возможной отсыпки грунта — в виде равномерно распределенной нагрузки интенсивностью, соответствующей предполагаемым проектным размерам материалов и отсыпки, но не менее 10 кН/м^2;

б) от строительного оборудования, кранов, копров и транспортных средств, перемещающихся по рельсам,— по паспортным данным, каталогам и справочникам (с учетом загружения, наиболее неблагоприятного для рассчитываемой конструкции);

в) от транспортных средств, проходящих по дороге, расположенной вдоль котлована, в виде полосовой нагрузки p с шириной полосы 3,0 м для каждого ряда машин (рис. 16.7).

При расстоянии в свету между краем котлована и бровкой дороги $b = 3{,}0 \div 2{,}0$ м и весе машин до 250 кН величина p принимается равной 20 кН/м^2, при расстоянии 2,0—1,0 м — $p = 30$ кН/м^2 и при меньшем расстоянии — 40 кН/м^2. При расстоянии между котлованом и дорогой больше 3,0 м величина $p = 10$ кН/м^2. При весе машин до 300 кН значения p увеличиваются в 1,2 раза, при весе до 450 кН — в 1,9 раза и весе 600 кН — в 2,5 раза;

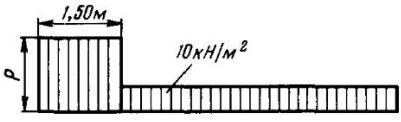


Рис. 16.8. Вертикальная нагрузка на призме обрушения от гусеничных и колесных кранов

г) от гусеничных и колесных кранов, работающих в непосредственной близости от котлована, в виде полосовой нагрузки шириной 1,5 м (рис. 16.8). Величину p принимают равной 30 кН/м^2 при рабочем весе (собственный вес крана и максимального груза) до 100 кН, 60 кН/м^2 при рабочем весе 300 кН, 90 кН/м^2 при рабочем весе 500 кН и 120 кН/м^2 при рабочем весе 700 кН (промежуточные значения находят интерполяцией);

д) от трамвая, проходящего параллельно стенке, принимают в виде полосовой нагрузки, равной 15 кН/м^2 при распределении ее на ширине 3,0 м;

е) от железнодорожного пути, проходящего параллельно стенке, принимают в виде полосовой нагрузки, распределенной по ширине 3,5 м с интенсивностью 280 кН/м на линиях, где проходит нагрузка, близкая к расчетной С14.

Допускается снижать интенсивность нагрузки с учетом реально обращающейся нагрузки.

При определении активного давления на ограждение вертикальную нагрузку на призме обрушения, распределенную в пределах двух площадок с общей осью, параллельной стенке (рис. 16.9 и 16.10), приводят к эквивалентной нагрузке, распределенной по сплошной полосе, имеющей неограниченную протяженность вдоль стенки и ширину b. Под размером b понимают: для рельсовой нагрузки — длину полушпалы при однорельсовых тележках (см. рис. 16.9) или длину шпалы при двухрельсовых тележках (см. рис. 16.10).

Интенсивность эквивалентной вертикальной нагрузки q определяют по формуле

$$q = \frac{Q}{bl}, \qquad (16.14)$$

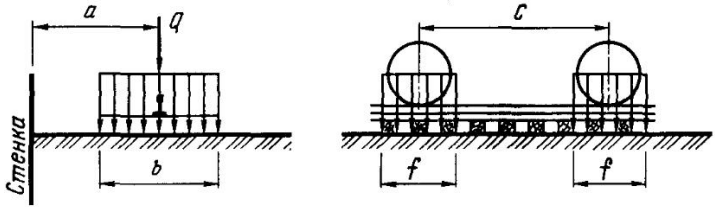


Рис. 16.9. Схема для определения эквивалентной нагрузки от однорельсовой тележки на призме обрушения

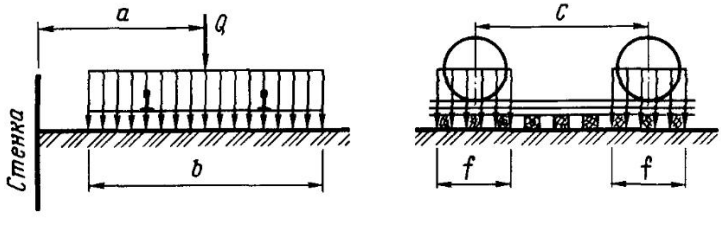


Рис. 16.10. Схема для определения эквивалентной нагрузки от двухрельсовой тележки на призме обрушения

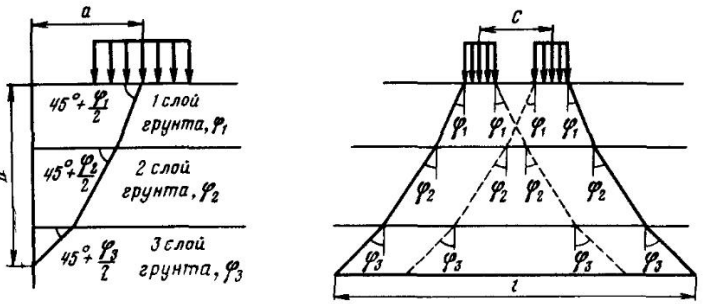


Рис. 16.11. Схема для определения эквивалентной нагрузки при наличии за стенкой нескольких слоев грунта, отличающихся углами внутреннего трения

где Q — равнодействующая вертикальной нагрузки, распределенной на поверхности призмы обрушения в пределах одной площадки или двух площадок $b \times f$ с общей осью, параллельной стенке, кН (см. рис. 16.10 и 16.11); l — длина, м, участка стенки, в пределах которого на стенку действует боковое давление грунта от загружения призмы обрушения этой вертикальной нагрузкой.

В случае когда нагрузка на призме обрушения приложена по схеме рис. 16.10—16.11 и при этом удовлетворяется условие

$$2a\operatorname{tg}\varphi\operatorname{tg}\left(45^\circ+\frac{\varphi}{2}\right)>C-f \quad (16.15)$$

принимают

$$l=C+f+2a\operatorname{tg}\varphi\operatorname{tg}\left(45^\circ+\frac{\varphi}{2}\right), \quad (16.16)$$

в остальных случаях

$$l=2\left[f+2a\operatorname{tg}\varphi\operatorname{tg}\left(45^\circ+\frac{\varphi}{2}\right)\right]. \quad (16.17)$$

В формулах (16.15)—(16.17) C — для рельсовой нагрузки база тележки крана, рабочего мостика или платформы, м (см. рис. 16.10 и 16.11); f — длина распределения нагрузки рельсом, м, принимаемая равной 1 м; a — расстояние от центра площадки передачи нагрузки до стенки ограждения, м; φ — угол внутреннего трения грунта за стенкой.

Если в пределах высоты $\bar{h}=a\operatorname{tg}\left(45^\circ+\frac{\varphi}{2}\right)$ расположены слои грунта с углами внутреннего трения, отличающимися друг от друга не более чем на 20 %, допускается принимать $\varphi=\varphi_{ср}$, где $\varphi_{ср}$ — средневзвешенное для глубины h значение угла внутреннего трения.

При большем различии в значениях углов внутреннего трения длину l определяют на основе построения, показанного на рис. 16.11.

Если поверхность грунта ограничена плоскостью и на ней равномерно распределена нагрузка интенсивностью q, то активное давление песка или супеси на стенку ограждения принимают изменяющимся по прямолинейному закону от значения p_1, кН/м^2, на уровне верха стенок до значения p_2, кН/м^2, на глубине H (рис. 16.12):

$$p_1=q\lambda_a;\ p_2=(q+\gamma H)\lambda_a, \quad (16.18)$$

где γ — удельный вес грунта, кН/м^3; λ_a — коэффициент активного давления грунта.

Коэффициент активного давления

$$\lambda_a=\frac{\cos^2\varphi}{\left(1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi-\alpha)\sin\varphi}{\cos\alpha}}\right)^2}, \quad (16.19)$$

где φ — угол внутреннего трения грунта; α — угол между плоскостью, ограничивающей поверхность грунта, и горизонтальной плоскостью; правило знаков для угла α показано на рис. 16.13.

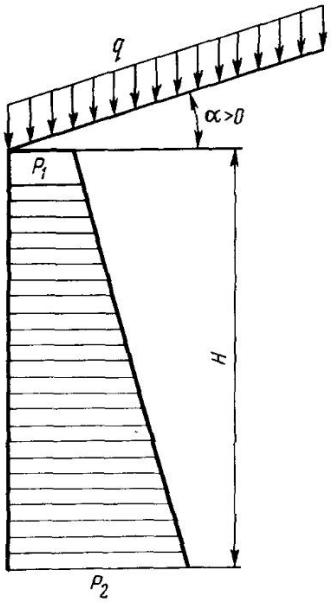


Рис. 16.12. Схема для определения активного давления песка или супеси на стенку ограждения в случае, если поверхность грунта ограничена плоскостью и на ней равномерно распределена нагрузка

При горизонтальной поверхности грунта ($\alpha=0$) и отсутствии на ней нагрузки

$$p_1=0;\ p_2=\gamma H \operatorname{tg}^2\left(45^\circ-\frac{\varphi}{2}\right). \quad (16.20)$$

В случаях, не охваченных формулами (16.18) — (16.20), активное давление песка или супеси на стенку ограждения может быть определено приведенным ниже способом.

Находят равнодействующую активного давления грунта — силу E как наибольшее из значений E_i, подсчитанных по формуле

$$E_i=G_i \operatorname{tg}(\theta_i-\varphi), \quad (16.21)$$

где G_i — сумма веса $G_{гр}$ предполагаемой призмы обрушения ABC_i и равнодействующей расположенной над ней нагрузки (рис. 16.13, *а*), кН; θ_i — угол между предполагаемой плоскостью обрушения и горизонтальной плоскостью.

Значение θ_i, которому соответствует наибольшее значение, определенное по формуле (16.21), принимают за угол θ между плоскостью обрушения и горизонтальной плоскостью.

Силу E рассматривают как сумму сил $E_{гр}$ от веса призмы обрушения

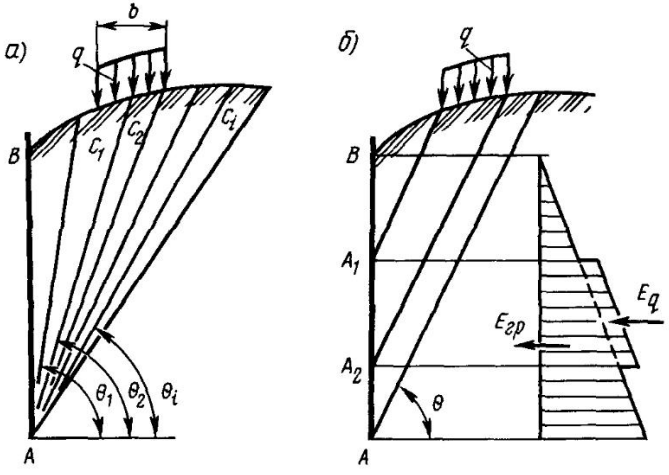


Рис. 16.13. Схема для определения активного давления песка или супеси на стенку ограждений при произвольном очертании поверхности грунта и расположении на ней нагрузки

и сил E_q от каждой из нагрузок на призме обрушения (на рис. 16.12 в целях упрощения показана лишь одна интенсивность q, распределенная по ширине b).

Силу $E_{гр}$ определяют по формуле

$$E_{гр} = G_{гр} \operatorname{tg}(\theta - \varphi). \qquad (16.22)$$

Принимают, что сила $E_{гр}$ является равнодействующей давления на стенку, равномерно распределенного между точками A_1 и A_2 на пересечении со стенкой прямых, проведенных параллельно следу плоскости обрушения из начала и конца участка, в пределах которого действует нагрузка q (см. рис. 16.13, б). Если плоскость обрушения делит участок, на котором расположена нагрузка q, то за конец участка следует принимать след пересечения плоскости обрушения с поверхностью грунта.

Если поверхность грунта горизонтальна и на ней равномерно распределена нагрузка интенсивностью q, то активное давление грунта из нескольких слоев песка или супеси в пределах каждого (i-го) слоя принимают изменяющимся прямолинейно от давления p_i на уровне кровли этого слоя до давления p_i' на уровне его подошвы (рис. 16.14):

$$\left.\begin{aligned} p_i &= (q + \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \ldots + \\ &\quad + \gamma_{i-1} h_{i-1}) \lambda_{ai}; \\ p_i' &= (q + \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \ldots + \\ &\quad + \gamma_{i-1} h_{i-1} + \gamma_i h_i) \lambda_{ai} \end{aligned}\right\} \qquad (16.23)$$

где h_i — толщина, м, i-го слоя грунта с удельным весом γ_i, кН/м^3, и углом внутреннего трения φ_i; $\lambda_{ai} = \operatorname{tg}^2(45° - \varphi/2)$ коэффициент активного давления грунта i-го слоя.

Активное давление p_c суглинка или глины допускается определять, учитывая сцепление грунта C, путем уменьшения ординат эпюры (построенной как для несвязного грунта по удельному весу γ и углу φ внутреннего трения суглинка или глины) на величину, которая при плоской поверхности грунта, наклоненной к горизонту под углом α, определяется выражением

$$p_c = \frac{C}{\operatorname{tg}\varphi}\left(1 - \frac{\lambda_a}{\cos\alpha}\right), \qquad (16.24)$$

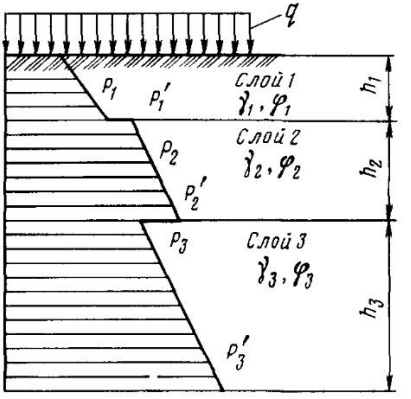


Рис. 16.14. Схема для определения активного давления грунта из нескольких слоев песка или супеси на стенку ограждения

где λ_a — коэффициент активного давления грунта, определяемый по формуле (16.19).

В пределах участка, на котором величина p_c превышает ординаты активного давления, вычисленные как для несвязного грунта, активное давление суглинка или глины не учитывают. Построение эпюры активного давления однородного грунта в виде суглинка или глины показано на рис. 16.15.

В случае разнородного грунта уменьшение активного давления за счет сцепления учитывают в пределах каждого слоя суглинка или глины, определяя величину p_c по формуле (16.24) по характеристикам φ и C соответствующего слоя.

При горизонтальной поверхности грунта ($\alpha = 0$) формула (16.24) может быть представлена в виде

$$p_c = 2C \operatorname{tg}\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = 2C\sqrt{\lambda_a}. \qquad (16.25)$$

Для замкнутых в плане ограждений узких и глубоких котлованов, расположенных в сухих грунтах с углом внутреннего трения более 30°, допускается учитывать снижение активного давления грунта за счет пространственных условий работы.

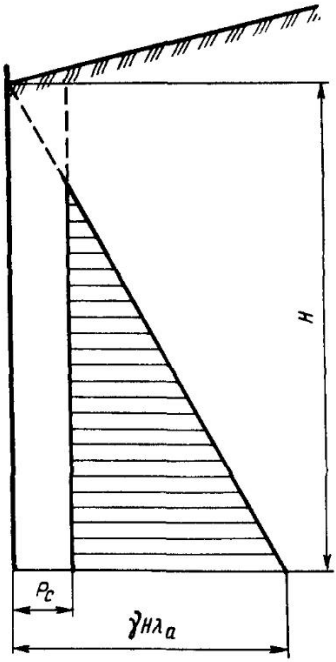


Рис. 16.15. Схема для определения активного давления суглинка или глины

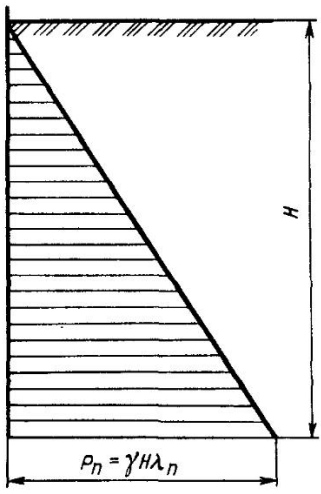


Рис. 16.16. Эпюра пассивного давления песка или супеси на стенку ограждения

Снижение учитывается коэффициентом η, вводимым к давлению ε от собственного веса грунта. Коэффициент η следует принимать равным 0,7 при $K=B/H=0{,}5$ и 1,0 при $K \geqslant 2$ (B — наибольший размер в плане и H — глубина котлована). При значениях $0{,}5<K<2$ величину его находят интерполяцией.

Эпюру пассивного давления $p_п$ супеси или песка на стенку принимают в виде треугольника с наибольшей ординатой (рис. 16.16)

$$p_п = \gamma H \lambda_п, \qquad (16.26)$$

где $\lambda_п$ — коэффициент пассивного давления грунта.

Значение $\lambda_п$ определяется выражением

$$\lambda_п = \frac{\cos^2 \varphi}{\cos \delta \left(1 - \sqrt{\dfrac{\sin \varphi \sin (\varphi - \delta)}{\cos \delta}}\right)^2}, \qquad (16.27)$$

где δ — угол трения грунта по стенке, определяемый по формуле (16.13). При $\delta=0$ формула (16.27) упрощается и принимает вид

$$\lambda_п = \operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right). \qquad (16.28)$$

Ординаты эпюры пассивного давления суглинка или глины на стенку (рис. 16.17) получают суммированием соответствующих ординат двух эпюр: эпюры, построенной как для несвязного грунта (по значению угла φ внутреннего трения суглинка или глины), и эпюры с ординатами, равными

$$2c\operatorname{tg}\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) = 2C\sqrt{\lambda_п}.$$

Для поверхностного слоя, где возможно нарушение структуры суглинка или глины, расчетное сцепление C принимают уменьшающимся по линейному закону от полного значения на глубине 1,0 м до нуля у поверхности грунта.

Вертикальная нагрузка на стенках ограждения и креплениях. Производственную нагрузку на креплениях принимают в соответствии с весом обустройств и конструкции, предусматриваемых проектом, но не менее: для верхне-

го яруса креплений — 0,5 кН/м² площади ограждения котлована, для остальных ярусов креплений — 0,25 кН/м². Вертикальную и горизонтальную нагрузки от подкопровых мостиков, движущихся по путям, которые уложены по стенкам ограждения, устанавливают в соответствии с принятым в проекте оборудованием.

Нагрузку от навала обращающихся по реке судов регулярного судоходства принимают согласно п. 2.26 СНиП 2.05.03-84.

Расчет ограждений на указанную нагрузку производят в исключительных случаях, когда на время сооружения опоры нельзя закрыть судоходство в пролетах, смежных с сооружаемой опорой, или защитить ограждение специальными, не связанными с ним отбойными устройствами.

Нагрузку N от плавучих средств, обслуживающих строительство, находят по формуле

$$N = 0{,}39\sqrt{V}, \qquad (16.29)$$

где V — водоизмещение плавучего средства, кН.

Нагрузку от навала судов считают приложенной на уровне рабочего уровня, за исключением случаев, когда имеются выступы, фиксирующие уровень действия этой нагрузки, или когда при более низком уровне нагрузка вызывает более значительные воздействия.

В плане нагрузку от навала судов прикладывают в местах, вызывающих наибольшие усилия в рассчитываемых элементах конструкции ограждения.

Нагрузку от давления льда на шпунтовое ограждение определяют согласно приложению 10 СНиП 2.05.03-84 и СНиП 2.06.04-82.

Расчет ограждения на давление льда производится только в исключительных случаях при достаточном технико-экономическом обосновании необходимости существования ограждения в период ледохода и возможности его воздействия на ограждение.

Расчет свободно стоящих стенок. Шпунтовая стенка в несвязных грунтах без подводной тампонажной подушки работает под действием горизонтальных сил как консольная балка, имеющая в грунте податливую заделку.

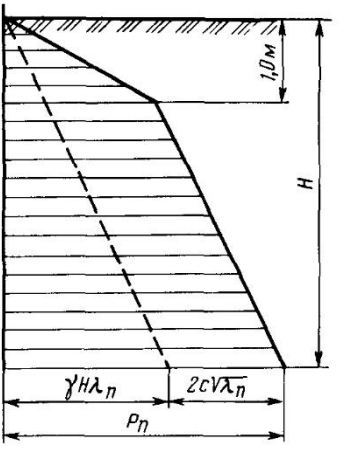


Рис. 16.17. Эпюра пассивного давления суглинка или глины на стенку ограждения

В качестве расчетной принимают схему, показанную на рис. 16.18. Защемление стенки обеспечивают отпор грунта E_p и обратный отпор $E_{робр}$, приложенный к низу стенки со стороны нагрузки. Полная глубина погружения шпунта (в м)

$$t = t_0 + \Delta t. \qquad (16.30)$$

Величину t_0 определяют по условию устойчивости положения стенки из уравнения моментов относительно точки O:

$$\Sigma M_a - m\Sigma M_p = 0, \qquad (16.31)$$

где ΣM_a — сумма моментов активного давления грунта и воды относительно точки O, кН·м; ΣM_p — сумма моментов отпора грунта относительно точки O, кН·м; m — коэффициент условий работы, равный 0,95.

Величину Δt определяют из условия

$$\Delta t = \frac{E_{p.обр}}{2P_{p.обр}}. \qquad (16.32)$$

Значение $E_{робр}$ находят из уравнения сил:

$$E_{p\,обр} + E_a + Q_0 + E_b - E_p = 0, \qquad (16.33)$$

где $P_{p\,обр}$ — интенсивность реализуемого отпора грунта со стороны нагрузки на глубине t_0;

$$P_{робр} = P_p - P_a,$$

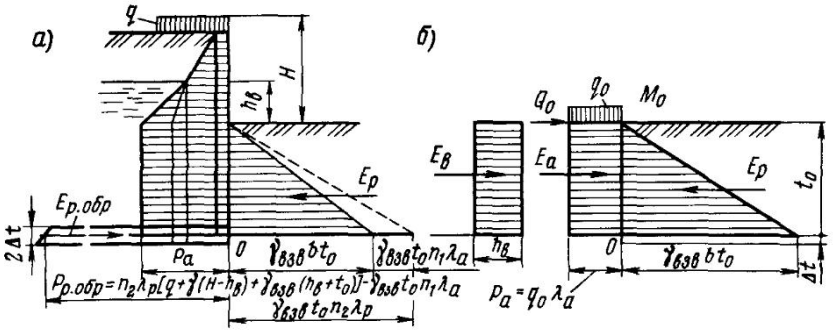


Рис. 16.18. Схема для расчета свободно стоящей стенки в несвязных грунтах: *а*—эпюра нагрузки для ограждения на местности, не покрытой водой; *б*—расчетная схема с приведением нагрузки выше дна котлована к силам

где P_p и P_a — соответственно ординаты пассивного (со стороны нагрузки) и активного (со стороны котлована) давления, кН/м², определяются на глубине t_0 без учета трения грунта по стенке. Приближенно можно принимать Δt в размере 15 % от t_0.

Нагрузки выше дна котлована рекомендуется привести к расчетным усилиям — моменту M_0, поперечной силе Q_0 и вертикальной распределенной нагрузке q_0, приложенным на уровне дна котлована, как показано на рис. 16.18. В частности, при однородных грунтах выше дна котлована формулы для определения q_0, Q_0 и M_0 имеют вид:

для ограждений, сооружаемых на местности, не покрытой водой, при равномерно распределенной нагрузке по всей призме обрушения

$$q_0 = [q + \gamma(H - h_п) + \gamma_{взв} h_b] n; \quad (16.34)$$

$$Q_0 = \left[qH + \frac{1}{2}\gamma(H - h_b) + \gamma h_b (H - h_b) + \frac{1}{2}\gamma_{взв} h_b^2 \right] h_1 \lambda_a + \frac{1}{2}(h_b^2 - a^2); \quad (16.35)$$

$$M_0 = \left[\frac{1}{2} qH^2 + \frac{1}{6}\gamma(H - h_b)^2 (2h_b + H) + \frac{1}{2}\gamma(H - h_b) h^2 + \frac{1}{6}\gamma_{взв} h_b^3 \right] n_1 \lambda_a + \frac{1}{6}(h_b^3 - a^3); \quad (16.36)$$

для ограждений, сооружаемых на открытом водотоке,

$$q_0 = \gamma_{взв} h_{гр} n_1; \quad (16.37)$$

$$Q_0 = \frac{1}{2}(\gamma_{взв} h_{гр}^2 n_1 \lambda_a + H^2 - a^2); \quad (16.38)$$

$$M_0 = \frac{1}{6}(\gamma_{взв} h_{гр}^3 n_1 \lambda_a + H^3 - a^3); \quad (16.39)$$

где a — глубина воды в котловане (при полной откачке воды из котлована $a = 0$), м; q — интенсивность временной равномерно распределенной нагрузки, кН/м²; γ — удельный вес грунта, на котором расположена временная нагрузка, кН/м³.

Если грунты выше дна котлована неоднородны, значения q_0, Q_0 и M_0 определяют по соответствующим эпюрам активного давления грунта и воды.

Уравнение (16.30) для определения глубины погружения шпунта в однородных грунтах ниже дна котлована принимает вид

$$t_0^3 - \frac{3(h_b + q_0 \lambda_a - a)}{m \gamma_{взв} b} t_0^2 - \frac{6Q_0}{m \gamma_{взв} b} t_0 - \frac{6M_0}{m \gamma_{взв} b} = 0, \quad (16.40)$$

где $b = n_2 \lambda_p - n_1 \lambda_a$.

Этим уравнением можно пользоваться как при полной, так и при частичной откачке воды из котлована.

Величины Q_0 и M_0 определяют от давления воды и грунта выше дна котлована. Величину q_0 находят в водопроницаемых грунтах только от грунта, в водонепроницаемых — от грунта и воды, находящейся выше водоупора.

Изгибающий момент в сечении стенки на глубине z от дна котлована

$$M_z = M_0 + Q_0 z + \frac{q_0\lambda_a + h_0}{2} z^2 - \frac{\gamma_{взв} b}{6} z^3. \quad (16.41)$$

Глубина, на которой изгибающий момент имеет максимальное значение,

$$z_0 = \frac{q_0\lambda_a + h_b + \sqrt{(q_0\lambda_a + h_b)^2 + 2Q_0\gamma_{взв}}}{\gamma_{взв} b}. \quad (16.42)$$

Максимальный изгибающий момент в стенке определяют из уравнения (16.41) после подстановки в него значения z_0.

При расчете стенок в несвязных грунтах с подводной тампонажной подушкой следует рассматривать две стадии. В первой стадии стенку рассчитывают по приведенной выше схеме при вынутом грунте из котлована до низа тампонажной подушки и гидростатическом давлении не менее $0{,}25H$ на открытых водотоках и $0{,}25h_b$ на местности, не покрытой водой (рис. 16.19). Во второй стадии стенку рассматривают после отвердения тампонажной подушки и полной откачки воды из котлована (рис. 16.20). В этом случае точку поворота стенки следует принимать на 0,5 м ниже верха тампонажного бетона.

Минимальную глубину забивки шпунта, обеспечивающую устойчивость положения стенки, находят из уравнения моментов относительно точки O:

$$\Sigma M_a - m\Sigma M_p = 0. \quad (16.43)$$

Активные нагрузки выше тампонажной подушки приводят к силам q_0, Q_0 и M_0, определяемым по формулам (16.34) — (16.40). Тогда уравнение для определения t в однородных грунтах ниже дна котлована

$$t^3 + \frac{q_0\lambda_{пр}}{\gamma_{взв} b} t^2 - \frac{3M_0}{m\gamma_{взв} b} = 0. \quad (16.44)$$

За расчетную глубину погружения шпунта принимают большее из значений, полученных по двум стадиям расчета.

Максимальный изгибающий момент в стенке равен M_0.

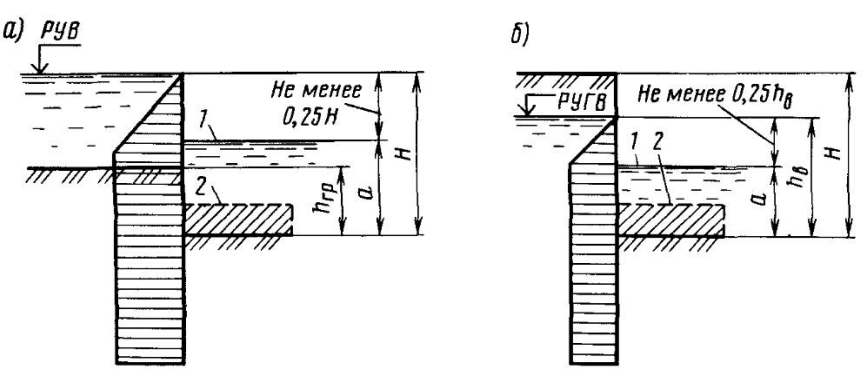


Рис. 16.19. Эпюра гидростатического давления при устройстве ограждений без креплений с подводной тампонажной подушкой:

а — на открытых водотоках; *б* — на местности, не покрытой водой;

1 — расчетный уровень воды в котловане до укладки подводного бетона; *2* — подводная тампонажная подушка

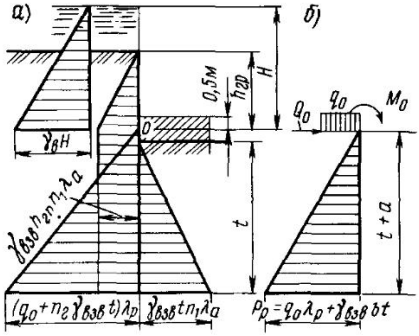


Рис. 16.20. Схема для расчета свободно стоящей стенки в несвязных грунтах с подводной тампонажной подушкой: *а*—эпюра нагрузки для ограждения на открытом водотоке; *б*—расчетная схема с приведением нагрузок к силам

Стенки в связных грунтах рассчитывают с учетом сцепления связного грунта. Если вода находится выше водоупора, стенку рассчитывают по двум расчетным схемам:

1) с учетом смещения стенки в сторону котлована и образования гидростатического напора на глубину 0,8 $(h_{гр}+t_0)$ (рис. 16.21, *а*);

2) без учета смещения стенки, рассматривая воду и водопроницаемый грунт выше связного грунта как вертикальную нагрузку.

В обоих случаях глубину погружения шпунта находят по уравнению (16.31).

Для частного случая при одинаковых отметках связного грунта с обеих сторон котлована, сооружаемого на открытом водотоке, это уравнение принимает вид:

при расчете по первой расчетной схеме (см. рис. 16.21, *а*)

$$E_b y_1-(E_{p.c}y_2+E_p y_3)\,m=0; \qquad (16.45)$$

при расчете по второй расчетной схеме (рис. 16.21, *б*)

$$E_b y_1+E_{гр}y_4-(E_{p.c}y_2+E_p y_3)\,m=0; \qquad (16.46)$$

Эти уравнения после подстановки в них значений входящих величин, выраженных через t_0, позволяют определить искомое значение t_0.

Дополнительную глубину забивки Δt определяют по формуле (16.32). При этом величины $E_{p.обр}$ и $P_{p.обр}$ определяют с учетом сцепления.

Максимальный изгибающий момент определяют, как для стенки в несвязных грунтах.

Расчет стенок с одним ярусом креплений. Шпунтовые стенки в несвязных грунтах без тампонажной подуш-

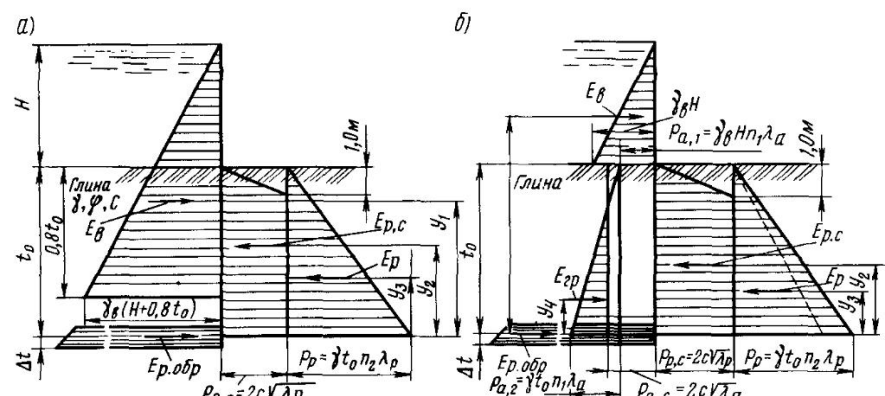


Рис. 16.21. Схема для расчета свободно стоящей стенки в связных грунтах: *а*—по первой стадии; *б*—по второй стадии

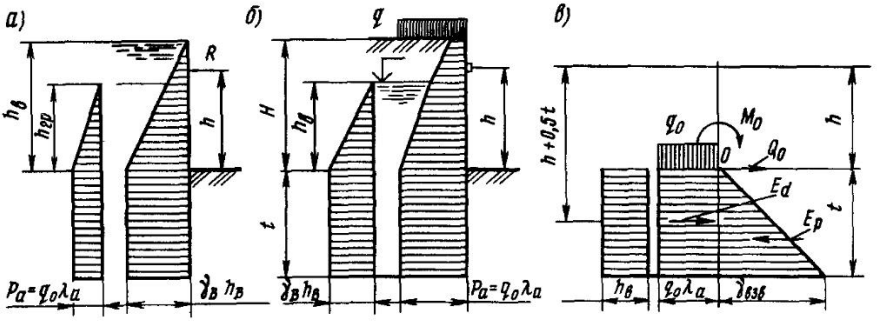


Рис. 16.22. Схема для расчета стенки с одним ярусом креплений в несвязных грунтах:

а—эпюра нагрузки для ограждений на открытых водотоках; *б*—эпюра нагрузки для ограждений иа местности, ие покрытой водой; *в*—расчетная схема с приведением нагрузки выше дна котлована с силами

ки рассчитывают по схеме однопролетной балки, верхней опорой которой является ярус креплений, а нижний—грунт в предположении свободного на него опирания. Нижний конец балки несколько смещается относительно начального положения на величину, необходимую для реализации отпора. При таком расчете глубина погружения шпунта получается минимальной, но с большим значением изгибающего момента в стенке. Уменьшение изгибающего момента может быть достигнуто путем погружения шпунта на большую глубину для защемления нижней его части в грунте. Решение такой задачи производят графо-аналитически.

Расчет стенки с шарнирным опиранием в грунте производят по расчетной схеме, показанной на рис. 16.22.

Глубину погружения шпунта t определяют по условию устойчивости стенки из уравнения моментов относительно яруса креплений:

$$\Sigma M_a - m\Sigma M_p = 0, \qquad (16.47)$$

где ΣM_a и ΣM_p — соответственно суммы моментов активных сил и моментов отпора грунта относительно яруса креплений, кН·м; m — коэффициент условий работы.

Коэффициент m условий работы в расчете устойчивости принимают:

а) в случае связных грунтов, а также несвязных, но при заглублении острия шпунта в слой глины или суглинка — 0,95;

б) в остальных случаях несвязных грунтов — при частичной откачке воды из котлована на глубину (от уровня воды) не более 0,25 на водотоках и не более $0{,}25h_b'$ на местности, не покрытой водой,— 0,95; при полной откачке воды из котлована — по графику на рис. 16.23 на открытых водотоках и по графику на рис. 16.24 на местности, не покрытой водой.

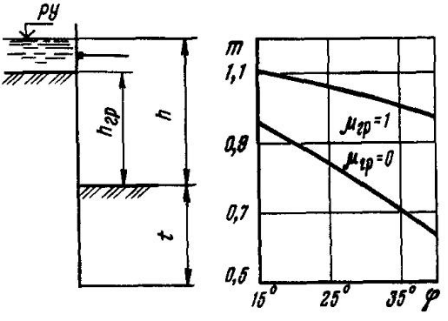


Рис. 16.23. График для определения коэффициента условий работы в расчете устойчивостн шпунтового ограждения на открытом водотоке при одиом ярусе крепления

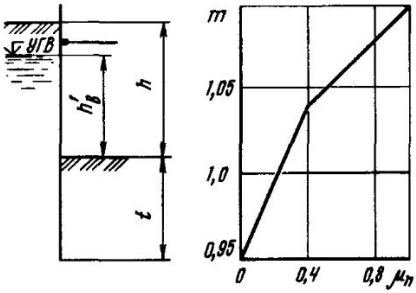


Рис. 16.24. График для определения коэффициента условий работы в расчете устойчивости шпунтового ограждения на местности, не покрытой водой

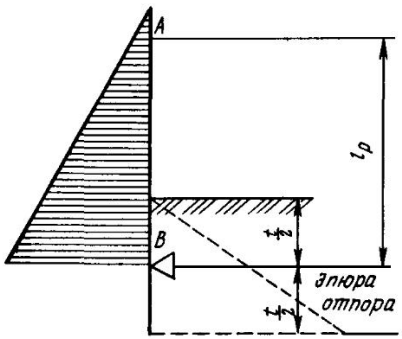
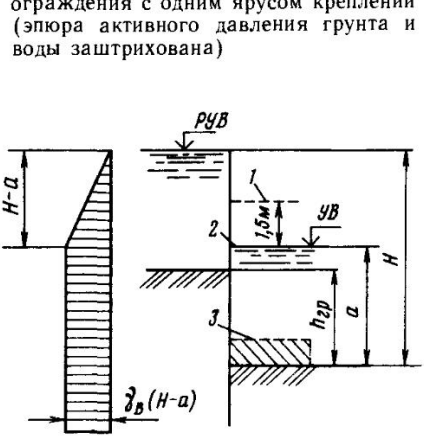


Рис. 16.25. Расчетная схема для определения усилий в элементах шпунтового ограждения с одним ярусом креплений (эпюра активного давления грунта и воды заштрихована)



Здесь, а также на графиках рис. 16.24 и 16.25: h — глубина котлована, м; h'_b — расстояние от дна котлована до уровня грунтовых вод, м; $h_{гр}$ — расстояние от дна котлована до уровня грунта снаружи котлована; $M_{гр} = h'_{гр}/h$ и $M_b = h'_b/h$; φ — угол внутреннего трения грунта.

Вся нагрузка выше дна котлована приведена к силам q_0, Q_0 и M_0, определяемым по формулам (16.34)—(16.40). Тогда уравнение (16.47) примет вид:

$$M_0 - Q_0 h + E_a\left(h + \frac{t}{2}\right) - E_b\left(h + \frac{t}{2}\right) + mE_p\left(h + \frac{2}{3}t\right) = 0, \qquad (16.48)$$

а после подстановки в него значений E_a, E_b и E_n, выраженных через t, получается (для однородных грунтов ниже дна котлована):

$$t^3 + \frac{1{,}5(mh\gamma_{взв}b - q_0\lambda_a - h_в + a)}{m\gamma_{взв}b}t^2 - \frac{3(hq_0\lambda_a + hh_в - h_a)}{m\gamma_{взв}b}t - \frac{3(Q_0h - M_0)}{m\gamma_{взв}b} = 0. \qquad (16.49)$$

Усилие в распорке и изгибающий момент в шпунте определяют по схеме однопролетной балки, нижняя точка опоры которой расположена по середине высоты эпюры отпора (рис. 16.25). Стенку при этом рассчитывают только на действие активного давления грунта и воды. Влияние нагрузки на часть стенки ниже точки опирания не учитывают.

Расчет шпунтовых стенок в несвязных грунтах с подводной тампонаж-

Рис. 16.26. Эпюра гидростатического давления при устройстве ограждений с креплениями и подводной подушкой: *1*—устанавливаемый ярус креплений; *2*—расчетный горизонт воды в котловане до укладки подводного бетона; *3*—подводная тампонажная подушка

ной подушкой в первой стадии производят на нагрузки, действующие на ограждение до укладки подводного бетона. Гидростатическое давление учитывают по условиям откачки воды из котлована на глубину, необходимую для постановки яруса креплений, но не менее 1,5 м ниже него (рис. 16.26).

Необходимую глубину погружения шпунта в этой стадии и изгибающий момент в стенке определяют как в стенке без тампонажной подушки.

Во второй стадии стенку рассматривают как однопролетную балку с нижней точкой опирания на 0,5 м ниже поверхности бетонной подушки (рис. 16.27).

Опирание на тампонажную подушку можно принимать шарнирным. Расчет стенки на этой стадии производится только на прочность.

За расчетные принимают максимальные усилия в распорном креплении и шпунте из двух стадий расчета.

Стенку в связных грунтах при расчете рассматривают в двух расчетных схемах:

1) с учетом смещения стенки в сторону котлована и образования гидростатического напора на глубину $0{,}5t$ (см. рис. 16.7);

2) без учета смещения стенки, рассматривая воду выше водонепроницаемого грунта как вертикальную нагрузку.

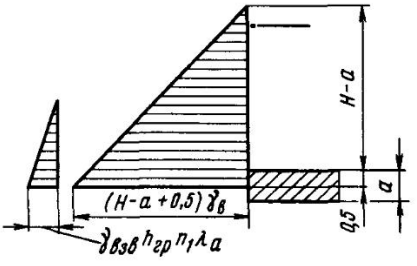


Рис. 16.27. Схема для расчета стенок с одним ярусом креплений после укладки подводного бетона

Для шпунтовой стенки на рис. 16.28 ординаты давления воды, активного давления грунта и отпора грунта:

$$p_{a,1} = \gamma_1 h_1 n_1 \lambda_{a,1};\ p_в = \left(h_2 + h_3 + \frac{t}{2}\right)\gamma_в;$$

$$p_{a,2} = \gamma_{взв} h_2 n_1 \lambda_{a,1};\ p'_b = \gamma_b h_2;$$

$$p_{a,3} = (\gamma_1 h_1 + \gamma_{взв} h_2) n_1 \lambda_{a,2};\ p_{b,c} = 2C\sqrt{\lambda_a};$$

$$p_{a,4} = [\gamma_1 h_1 + \gamma_{взв} h_2 + \gamma_2 (t + h_3)] n_1 \lambda_{a,2};$$

$$p_{pc} = 2C\sqrt{\lambda_p}. \qquad (16.50)$$

Из условия равновесия (относительно распорки) по формуле (16.43) определяют глубину t погружения шпунта для каждой из расчетных схем, при-

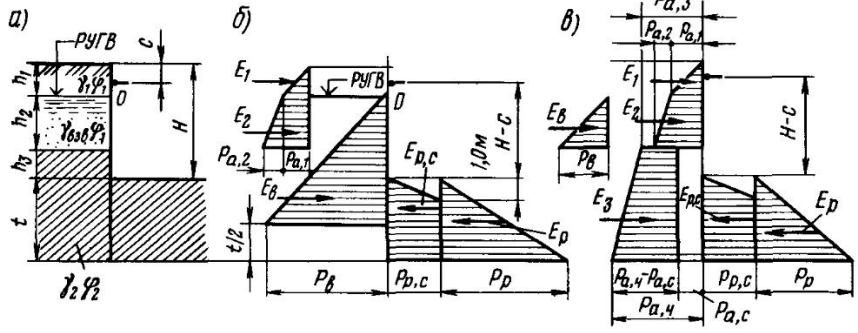


Рис. 16.28. Схема для расчета стенок с одним ярусом креплений в связных грунтах:

а—гидрогеологические условия; *б*—первая расчетная схема; *в*—вторая расчетная схема

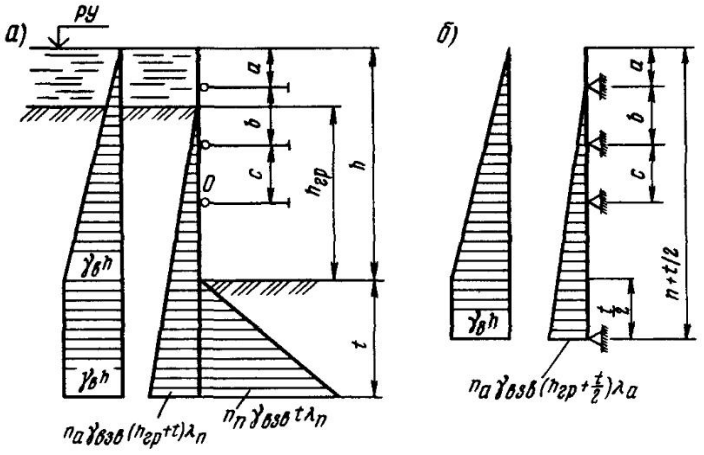


Рис. 16.29. Схемы расчета шпунтовых ограждений с двумя и более ярусами креплений:

а—для определения минимальной глубины забивки шпунта; *б*—для определения изгибающих моментов в его поперечных сечениях

нимая большее из полученных значений.

Усилия в распорке и изгибающий момент в шпунте в обеих расчетных схемах определяют по схеме однопролетной балки, нижняя точка опоры которой расположена на глубине $t/2$ от дна котлована (см. рис. 16.21).

Изгибающий момент в сечении шпунтовой стенки, расположенном в пролете,

$$M = M_в + 0{,}75 M_{гр}, \qquad (16.51)$$

где $M_в$ — изгибающий момент в сечении шпунтовой стенки от гидростатического давления воды, кН·м; $M_{гр}$ — то же от давления грунта; 0,75 — коэффициент, учитывающий перераспределение давления грунта.

В случаях недостаточной прочности шпунтовой стенки по материалу целесообразно изменить положение распорки по высоте или увеличить глубину погружения шпунта в грунт с тем, чтобы за счет обеспечения заделки нижней части стенки снизить изгибающие моменты в ее поперечных сечениях.

Усилие в распорке

$$P = 1{,}1 q \frac{l_л + l_п}{2}, \qquad (16.52)$$

где $l_л$ и $l_п$ — пролеты обвязки слева и справа от распорки.

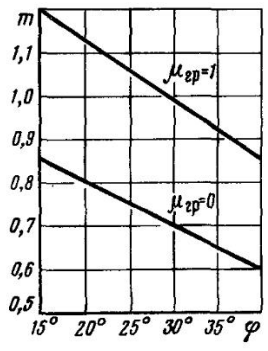


Рис. 16.30. График для определения коэффициента условий работы в расчете устойчивости шпунтового ограждения на открытом водотоке при двух и более ярусах креплений

При расчете стенок с многоярусными креплениями минимальную глубину t погружения стенки ниже дна котлована при отсутствии водозащитной подушки определяют из условия обеспечения ее устойчивости против поворота вокруг оси, расположенной на уровне нижнего яруса крепления (точки O на рис. 16.29), в соответствии с этим равенство (16.6) записывают в виде

$$M_а + M_в = m[M_п + (2M'_а + M'_в)], \quad (16.53)$$

где $M_а$ и $M_в$ — моменты соответственно активного давления грунта и гидростатического давления, действующих на стенку ниже оси ее поворота, относительно этой оси, кН·м; $M'_а$ и $M'_в$ — то же для давлений, действующих на стенку выше оси поворота, кН·м; $M_{пр}$ — момент пассивного отпора грунта на стенку (прямого отпора) относительно той же оси, кН·м; m — коэффициент условий работы.

Коэффициент m следует принимать аналогично принимаемому для ограждений с одним ярусом креплений с той лишь разницей, что при полной откачке воды из котлована, разрабатываемого в несвязных грунтах на открытых водотоках, значение m следует принимать по графику на рис. 16.30, а не по графику, приведенному на рис. 16.24.

Для замкнутых в плане шпунтовых ограждений без водозащитной подушки глубину забивки t, определенную расчетом на устойчивость, допускается уменьшать, приняв в равенстве (16.6) $M_{оп}$ равным моменту активного давления грунта и гидростатического давления относительно оси поворота стенки, а $M_{пр}$ — моменту пассивного давления грунта (прямого отпора) относительно той же оси.

Изгибающие моменты, действующие в поперечных сечениях шпунтовой стенки, а также давление стенки q на обвязку каждого из ярусов крепления определяют по схеме свободно лежащей многопролетной неразрезной балки, нижнюю опору которой принимают расположенной на глубине $t/2$ (где t — минимальная глубина погружения сваи), а остальные опоры — на уровне ярусов креплений. При этом активное и пассивное давления грунта, действующие на стенку ниже глубины $t/2$, не учитывают.

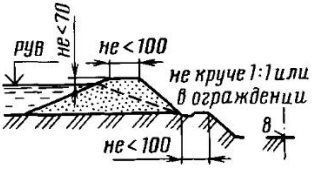
Усилие в распорке каждого из ярусов допускается определять по формуле (16.52).

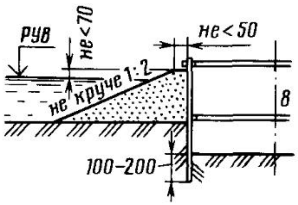
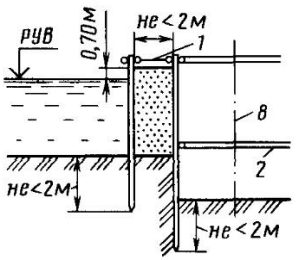
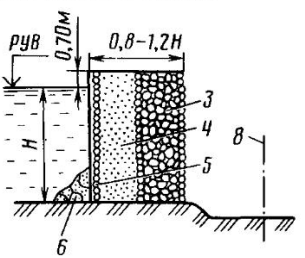
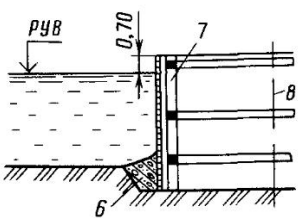
Если предусматривают устройство водозащитной подушки, то следует производить расчет прочности стенки и креплений, соответствующий полной откачке воды из котлована. Такой расчет производят по-прежнему, рассматривая стенку как многопролетную неразрезную балку, но нижнюю опору принимают расположенной на 0,5 м ниже верха тампонажной подушки.

16.4. ПЕРЕМЫЧКИ И БЕЗДОННЫЕ ЯЩИКИ

Для ограждения котлованов на местности, покрытой водой, применяют перемычки (табл. 16.3). Дно реки в месте устройства перемычки предварительно очищают от корчей, камней. При устройстве ряжевых перемычек и ограждений из бездонных ящиков дно водотока планируют, а в необхо-

Таблица 16.3. **Схемы перемычек и условия их применения**

Условия применения	Тип и схема перемычки
Дно водотока — неразмываемое, слабофильтрующее; глубина воды — до 2 м; скорость течения без укрепления откоса — до 0,5 м/с, при укреплении откоса — до 1,5 м/с	Грунтовая перемычка 

Условия применения	Тип и схема перемычки
Дно водотока — неразмываемое, фильтрующее, допускающее забивку деревянного шпунта; глубина воды — до 3 м; скорость течения без укрепления откоса — до 0,5 м/с, при укреплении откоса — до 1,5 м/с	Шпунтовая однорядная перемычка с односторонней отсыпкой грунта 
Дно водотока — слаборазмываемое, сильнофильтрующее, допускающее забивку деревянного шпунта; скорость течения — до 1,5 м/с	Шпунтовая двухрядная перемычка с засыпкой грунтом 
Дно водотока — не допускающее забивки шпунта; глубина водотока до 6 м; скорость течения до 3 м/с; необходимость работы при ледоходе	Ряжевая перемычка с засыпкой ряжей песком и камнем 
Дно водотока — скальное, слабофильтрующее; подошва фундамента закладывается при незначительном (до 0,5 м) заглублении в скалу; глубина воды — до 6 м; скорость течения 1,5—2,0 м/с	Ограждения из бездонных ящиков 

Примечание. На приведенных в табл. рисунках: *1* — стяжка; *2* — распорки; *3* — камень; *4* — песок; *5* — дощатый экран; *6* — кули с глиной или подводный бетон; *7* — бездонный ящик; *8* — ось опоры.

димых случаях верхний слой грунта удаляют экскаватором.

Грунтовые перемычки не допускают перелива через них воды, не могут применяться для ограждения котлованов, затапливаемых в паводок. Грунтовые перемычки отсыпают из мелких песков, супесей и суглинков с содержанием глинистых частиц не более 20 %. При применении грунтовых перемычек необходимо учитывать стеснение ими живого сечения реки и возможный размыв самой перемычки или дна. В необходимых случаях должно быть предусмотрено устройство дренажа (рис. 16.31, *а*) для защиты низового откоса от размыва фильтрационными водами. Такая защита особенно необходима при откосах большой высоты.

В перемычках из крупнопесчаных, гравелистых грунтов и набросных из камня верховой откос защищают экраном из глинистого грунта или торфа (рис. 16.31, *б*).

Для крупных перемычек из мелкозернистых песков применяют сочетание экрана с дренажем (рис. 16.31, *в*). При водонепроницаемом основании земляные перемычки устраивают с глинистым ядром, которое доводят до водоупора (рис. 16.31, *г*).

Защита перемычки от размыва возможна также путем укладки по откосам хворостяных и дощатых щитов, тюфяков, камня или путем устройства струеотбойных стенок.

Шпунтовые перемычки однорядные, раскрепляют распорками, в двухрядных перемычках шпунтовые ряды соединяют между собой поверху схватками или тяжами.

Ряжевые перемычки выполняют из загруженных песком или камнем ряжей и водонепроницаемого экрана из дощатых щитов или шпунта.

Ограждения из бездонных ящиков применяют несъемные, преимущественно деревянной конструкции и съемные, монтируемые из щитов или понтонов. Несъемные ящики делают из брусчатого или металлического каркаса с жесткими распорными креплениями и водонепроницаемой дощатой обшивкой, которая должна выполняться из двух слоев досок толщиной не менее 4 см с прослойкой рубероида.

При укладке тампонажной подушки из подводного бетона рекомендуется высоту ножа принимать равной толщине подушки.

Бездонные ящики устанавливают на дно, заранее спланированное до отметки, близкой к проектной (с учетом размыва грунта при опускании и посадке). Собранный ящик устанавливают на месте сооружения фундамента, используя его собственную плавучесть, или с помощью кранов, судов, барж, а также понтонов КС, обстроенных для опускания ящика в проектное положение.

В качестве ограждения для устройства ростверков свайных фундаментов

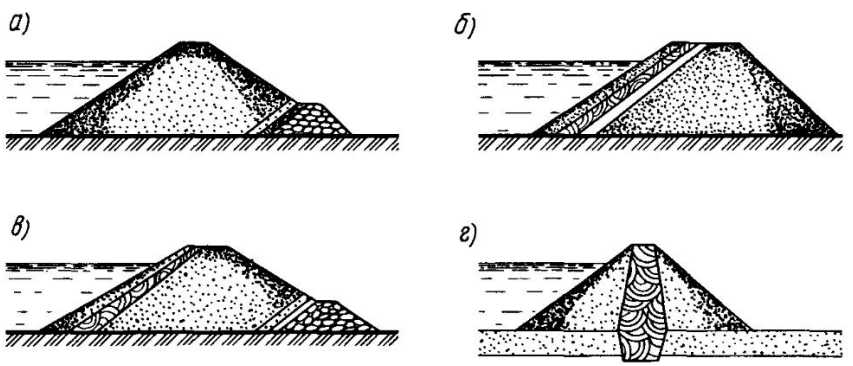


Рис. 16.31. Виды грунтовых перемычек

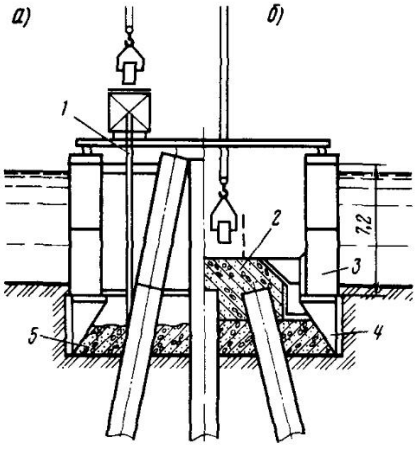


Рис. 16.32. Бездонный ящик из понтонов КС:

а—устройство тампонажного слоя; *б*—бетонирование ростверка;
1—бетонолитная труба; *2*—железобетонный ростверк; *3*—понтоны; *4*—нож; *5*—подводный бетон

при глубинах до 7 м целесообразно применять бездонные ящики из понтонов типа КС с ножом в нижней части (рис. 16.32).

Для устройства плит высоких ростверков рекомендуется применять перемычки металлические щитовые, из стальных шпунтин и собираемые из понтонов типа КС.

Для круглых в плане колодцев безростверковых опор рекомендуются перемычки в виде обечаек из листовой стали толщиной 6—12 мм с внутренними распорными креплениями, установленными с шагом 1—2 м.

В конструкции перемычек для сооружения плит ростверков, расположенных в воде выше поверхности грунта, устраивают деревянное, дерево-металлическое или железобетонное днище с отверстиями для пропуска свай или оболочек. Диаметр отверстий должен превышать наружный диаметр сваи или оболочки на 4—5 см.

Зазоры в местах соединения днища водонепроницаемой перемычки со стенами колодцев (оболочек) уплотняют резиновыми шлангами, пеньковыми канатами, деревянными кружалами, мешками с песком или подводным бетоном.

Щиты перемычки (понтоны) опирают на днище. Днище рекомендуется прикреплять к распорно-направляющему каркасу. Стыки щитов (понтонов) герметизируют резиновыми прокладками.

При устройстве перемычек из понтонов в конструкции днища, а также ножа, остающегося в грунте, предусматривают устройства, позволяющие отсоединять понтоны под водой.

Распорные крепления перемычек и ящиков, воспринимающих давление воды, следует по возможности одновременно использовать в качестве направляющих устройств для погружения оболочек, а также несущих элементов рабочих подмостей.

Для бездонных ящиков и водонепроницаемых перемычек должны быть выполнены следующие расчеты: прочности под воздействием гидростатического давления воды, давления подводного бетона фундаментной подушки при укладке и собственного веса рассчитываемой конструкции; остойчивости и плавучести при подаче на плаву к месту опускания и устойчивости против опрокидывания после установки ящика (перемычки) на дно; прочности при установке ящика (перемычки) краном; мощности буксиров, лебедок и якорного закрепления при транспортировании и опускании ящика (перемычки) на дно.

16.5. РАЗРАБОТКА ГРУНТА В КОТЛОВАНАХ

Способы разработки грунта. В зависимости от гидрогеологических условий грунт в котлованах разрабатывают механическим или гидромеханическим способом. Разработка грунта в котлованах ручным способом допускается как исключение на работах с весьма небольшим объемом, а также при зачистке дна котлована перед кладкой фундамента.

Примерные схемы разработки котлованов для различных случаев приведены в табл. 16.4, а технические

Таблица 16.4. **Примерные схемы механизации работ по разработке котлованов**

Тип котлована	Характеристика грунтов	Способ разработки грунта	Способ транспортирования грунта	Схема разработки котлована
С откосами	Грунты средней плотности, сухие и нормальной влажности	Бульдозером или скрепером	Булодозеры или скреперы в отвал	
То же	Плотные глинистые и гравелистые грунты нормальной влажности	Прямой лопатой с работой в уровне забоя с устройством съезда	Автомобили-самосвалы, погрузка грунта в уровне забоя	
»	Грунты средней плотности, сухие и мокрые, за исключением ила и сильно размягченной глины	Драглайном	Автомобили-самосвалы или в отвал на бровку котлована с перемещением бульдозером	
»	Грунты плотные и средней плотности, сухие и сильно увлажненные	Обратной лопатой с незначительным водоотливом	Автомобили-самосвалы или в отвал на бровку котлована с перемещением бульдозерами В шпунтовом ограждении	
В шпунтовом ограждении	Грунты средней плотности, слабосвязанные	Грейфером, установленным на плавучие средства при затопленном котловане	На плавучие средства или непосредственно в реку	

Окончание табл. 16.4

Тип котлована	Характеристика грунтов	Способ разработки грунта	Способ транспортирования грунта	Схема разработки котлована
В шпунтовом ограждении	Грунты слабосвязные, поддающиеся размыву	Землесосом или гидроэлеватором с водоотливом	Непосредственно в реку	
То же	Грунты несвязные	Эрлифтом при затопленном котловане	То же	
Под защитой бездонного ящика или стального шпунта	Грунты особо плотные и связные	Ручным пневмоинструментом с интенсивным водоотливом	Краном с бадьей с погрузкой на плавучие средства или разгрузкой в реку	

Таблица 16.5. **Универсальные экскаваторы**

Параметры	Экскаваторы							
	Пневмоколесные				Гусеничные			
	Э-153	Э-302	Э-656	Э-303	Э-353	Э-505А	Э-652	Э-801
Объем ковша, $м^3$	0,15	0,30	0,65	0,30	0,35	0,50	0,65	0,80
Мощность двигателя, Вт	27,2	27,2	71,5	27,2	39,7	68,3	68,3	68,3
Рабочая масса экскаватора с прямой лопатой, т	4,93	11,00	22,10	9,60	11,00	21,70	20,50	27,60
Для прямой лопаты:								
наибольший радиус резания, м	4,1	5,9	7,8	5,9	6,5	7,8	7,8	9,8
наибольшая высота, м	1,6	6,2	8,35	5,96	6,1	7,9	7,9	8,8
глубина резания ниже уровня стоянки, м	0,8	—	1,0	—	—	1,5	1,5	1,55
Для обратной лопаты:								
наибольший радиус резания, м	4,1	7,8	9,2	7,8	7,3	9,2	9,2	—
наибольшая глубина, м	2,2	2,6	3,5	3,0	2,7	4,0	4,0	—
Для драглайна:								
наибольший радиус резания, м	—	10,5	14,3	10,5	12,2	14,3	14,3	15,1
наибольшая глубина, м	—	4,7	6,8	5,3	5,5	5,5	5,5	7,0
Для грейфера:								
наибольший вылет стрелы, м	—	5,15	9,0	6,0	7,6	9,0	9,0	11,9
наибольшая высота выгрузки, м	—	5,0	8,0	8,26	5,58	8,0	8,0	10,8

характеристики универсальных экскаваторов — в табл. 16.5.

Для разработки грунта в котлованах используют одноковшовые экскаваторы, которые отрывают котлован с недобором до проектной отметки 30 см, и скреперы, бульдозеры и многоковшовые экскаваторы с недобором не менее 10 см.

При разработке котлована в скальных грунтах после удаления разрушенного слоя подошву котлована необходимо освидетельствовать остукиванием и, удалив каменную мелочь, промыть сильной струей воды, а в холодное время продуть сжатым воздухом.

Обратную засыпку котлованов (заполнение пазух) производят слоями толщиной не более 20 см с плотным трамбованием каждого слоя. Котлованы речных опор засыпают песчано-гравелистым грунтом без трамбования. Засыпка мерзлым грунтом запрещается.

Разработка грунтов средствами гидромеханизации. Разработка грунта с помощью эрлифтов целесообразна только при затопленном котловане и глубине воды в нем не менее 3 м. При разработке грунта гидроэлеватором необходимо поддерживать в котловане уровень воды, обеспечивающий постоянное подтопление всасывающей трубы, для чего при слабом притоке воды в котлован подливают воду насосом.

Плотные гравийные или супесчаные грунты разрабатывают гидроэлеваторами или гидронасосами с рыхлением их напорной водой. Производительность гидроэлеваторов по грунту составляет от 6 до 12 $м^3$/ч, эрлифтов — от 2 до 4 $м^3$/ч в зависимости от глубины погружения в воду смесительной установки.

Минимальную глубину погружения H смесительной камеры эрлифта при

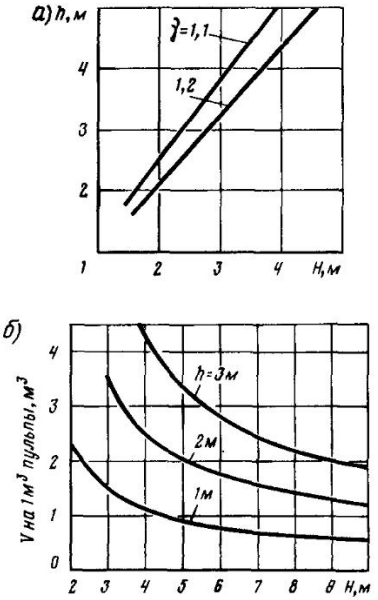


Рис. 16.33. График для определения режима работы эрлифта:
γ — удельный вес пульпы

подъеме пульпы на высоту h и расход воздуха для подъема 1 м^3 пульпы на высоту h можно определить по графикам (рис. 16.33, *а*, б).

16.6. КЛАДКА ФУНДАМЕНТОВ И УСТРОЙСТВО РОСТВЕРКОВ

После окончания разработки котлована его дно зачищают так, чтобы отметки местных бугров и впадин не отклонялись от проектного уровня более чем на 0,3 м.

Кладку фундамента начинают немедленно после приемки основания комиссией и подписания акта, разрешающего приступить к работе.

При мокрых глинистых грунтах в основание, предварительно очищенное от верхнего разжиженного слоя, следует втрамбовать слой щебня толщиной не менее 10 см с проливкой его цементным раствором. Верх этого слоя должен быть не выше проектной отметки заложения фундамента. Для фундаментов из бутовой кладки щебеночный слой можно не укладывать.

Во время возведения фундамента воду из котлована откачивают, не допуская заливания водой свежего слоя кладки до приобретения бетоном или раствором прочности 2,5 МПа.

При особо сильном притоке воды, удаление которой может вызвать вымывание раствора и наплыв грунта в котлован, устраивают водозащитную подушку из бетона, укладываемого подводным способом. Толщину водозащитной подушки определяют расчетом в зависимости от гидростатического давления иа иее снизу, прочности бетоиа к моменту осушения котлована, размеров сечения свай и расстояния между ними. Толщину подушки, укладываемой подводным способом на искусственное дно (при устройстве ростверков), принимают не менее 1 м, при укладке на поверхность грунтового дна — не менее 1,5 м.

После осушения котлована удаляют туфообразный слой бетона с поверхности водозащитиой подушки, а при устройстве ростверков также с бетонного заполнения оболочек. Затем срезают верхнюю часть свай и оболочек на проектной отметке.

В связи с большой трудоемкостью при выполнении этой работы с помощью отбойных молотков и газовой резки арматурных стержней рекомендуются простые приспособления для срезки свай и оболочек. Такое устройство (рис. 16.34) используют для срезки голов свай сечением от 30×30 до 45×45 см.

Для срезки свай сборных фундаментов применяют станки, которые осуществляют срез свай стальными быстровращающимися дисками, армированными алмазным порошком. Такие же станки используют для срезки полых оболочек.

Бетон фундаментов должен отвечать требованиям проекта по морозостойкости. Качество бетона и требования к материалам для его приготовления должны соответствовать действующим ГОСТам на гидротехнический бетон.

В качестве вяжущего в бетонных смесях и растворах надлежит приме-

нять цементы марок не ниже 300, удовлетворяющие требованиям действующих ГОСТов. При этом следует учитывать высоту волны и капиллярный подсос воды, определяемый с учетом волны, степень агрессивности воды; при невозможности обеспечения стойкости бетона цементами, применяемыми для агрессивной среды, его дополнительно защищают гидроизоляцией; применение для бетонов марки по морозостойкости Р100 и более портландцементов с содержанием трехкальциевого алюмината (C_3A) более 8 % не допускается.

Марки цементов в зависимости от класса бетона принимают: для бетона класса В20 марка цемента 400; для бетона класса В25 — 500.

Содержание цемента в бетоне должно быть не менее: 230 кг/м^3 для частей конструкции, расположенных ниже зоны промерзания либо возможного размыва; 260 кг/м^3 — для частей конструкции, расположенных в подводной и надводной зонах; 290 кг/м^3 — для частей конструкции, расположенных в зонах переменного горизонта или промерзания. Максимальное содержание цемента в массивных фундаментах не должно превышать 300 кг/м^3 для бетонных и 350 кг/м^3 для железобетонных конструкций; количество крупного заполнителя должно быть максимально возможным (без нарушения связности бетонной смеси).

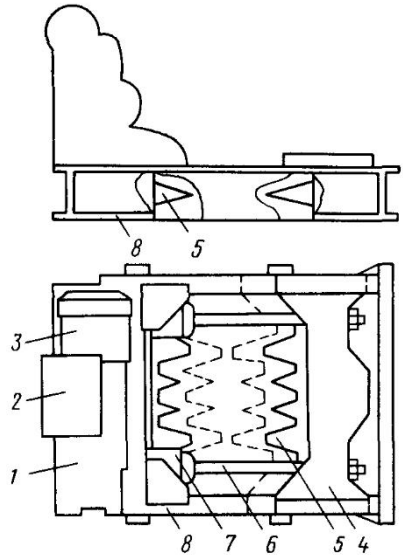


Рис. 16.34. Устройство для срезки верхней части свай:

1—насосная станция; *2*—бак; *3*—электродвигатель; *4*—каретка; *5*—челюсть с клиньями; *6*—шток гидродомкрата; *7*—цилиндр гидравлического домкрата; *8*—сварная рама

Максимальные водоцементные отношения бетонной смеси для фундаментов не должны превышать величин,

Таблица 16.6. **Максимальные водоцементные отношения бетонной смеси**

Зона расположения частей фундамента	Водоцементное отношение для среды			
	неагрессивной	агрессивной		
		слабой	средней	сильной
Подземные части фундамента ниже зоны промерзания либо возможного размыва дна	0,65	0,55	0,50	0,45
Подводные части фундамента ниже горизонта меженных вод или зоны промерзания, омываемые без напора	0,60	0,55	0,50	0,45
Части фундамента, периодически подвергающиеся увлажнению и высыханию или замораживанию и оттаиванию (зона переменного уровня воды или промерзания)	0,55—0,60	0,50	0,45	0,40
Наземные или надводные части фундамента	0,60	—	—	—

приведенных в табл. 16.6, а подвижность и жесткость бетонной смеси — требований ГОСТов.

Крупные заполнители (щебень, гравий и песок), применяемые для приготовления бетона и раствора, должны удовлетворять требованиям СНиП III-В.15—76 и ГОСТов. Это должно удостоверяться заводскими паспортами на указанные материалы. Прочность камня для приготовления щебня, а также добавляемого в бетон при сжатии его в насыщенном водой состоянии должна быть не менее 1,5 прочности, установленной проектом класса бетона, и не ниже 40 МПа.

Морозостойкость щебня, гравия и добавляемого в бетон камня должна быть не ниже требуемой морозостойкости бетона.

Применение местных материалов (песка, гравия, щебня и камня), добываемых непосредственно строительными организациями, допускается при условии их испытания и установления соответствия материалов требованиям проекта и действующих ГОСТов.

Не допускается применять в бетонной и бутовой кладке: щебень, гравий и камень, содержащие опал и другие аморфные водоизменения кремнезема и кремнистые сланцы при содержании щелочей в цементе более 0,6 %; щебень и камень из известняка, если кладка подвергается действию минерализованных вод (особенно кислых); щебень и камень, механическая прочность которых при насыщении водой снижается более чем на 20 % по сравнению с их прочностью в сухом состоянии, если кладка находится под водой, в зоне переменного уровня воды и капиллярного подсоса.

Следует применять фракционированные щебень и гравий. Применение естественных гравийно-песчаных смесей без их предварительного фракционирования не допускается.

Щебень, гравий и песок с загрязненностью выше допустимой по действующим ГОСТам применять нельзя.

Для промывки заполнителей, затворения бетонной смеси и поливки бетона допускается любая природная вода, имеющая водородный показатель pH не менее 4 и содержащая сульфаты в расчете на O_4 не более 0,27 % массы воды, что должно быть подтверждено лабораторными анализами. Применение болотной воды, а также воды, содержащей жиры, растительные масла, сахар, кислоты и другие вредные примеси, не допускается.

Бетонную смесь в фундамент следует укладывать горизонтальными слоями. При значительных площадях бетонируют наклонными слоями или блоками, при этом площадь блока в плане должна быть не менее 50 м^2, а высота — не менее 2 м; швы блоков следует располагать вперевязку.

Таблица 16.7. **Наибольшая допускаемая температура бетонной смеси и ее составляющих**

Цемент	Наибольшая допускаемая температура, °С		
	воды	наполнителей	бетонной смеси при выходе из бетоносмесителя
Портландцемент марки 300 и шлакопортландцемент марок 300—400	90	60	45
Портландцемент марки 400 и пуццолановый портландцемент марки 300	80	50	40
Портландцемент марки 500 и пуццолановый портландцемент марки 400	60	40	35
Глиноземистый цемент	40	20	25

Отклонения в положении осей фундаментов от проектных не должны превышать ±25 мм, а отклонения в размерах фундамента в плане и в высотных отметках — ±50 мм.

Бетонирование в зимних условиях. К зимним условиям относится бетонирование при среднесуточной температуре ниже +5 °С. При зимних условиях необходимо обеспечить прочность бетона в конструкциях до его замерзания не ниже 70 % проектной марки. В стыках сборных конструкций прочность до замерзания доводится до проектной марки. В зимних условиях массивные конструкции бетонируют по способу «термоса», тонкостенные железобетонные — в тепляках.

Сокращение срока получения бетоном требуемой прочности достигают путем применения:

химических добавок, ускоряющих твердение бетона;

бетонных смесей с пониженным водоцементным отношением;

цементов повышенных марок;

подогрева воды и заполнителей (не выше величин, приведенных в табл. 16.7);

теплозащиты забетонированных конструкций.

При подогретой воде во избежание «заваривания» цемента в бетономешалку одновременно с водой загружают щебень (гравий), а после заливки половины требующегося количества воды и нескольких оборотов барабана — песок и цемент.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

Глотов Н. М., Силин К. С. Строительство фундаментов глубокого заложения. М.: Транспорт, 1985. 247 с.

Инструкция по проектированию вспомогательных сооружений и устройств для строительства мостов (с изменениями и дополнениями № 1). ВСН 136-78/Минтрансстрой СССР. 358 с.

Каган А. И. Расчетные характеристики грунтов. М.: Стройиздат, 1985. 247 с.

Методы разбивки мостов/Под ред. Г. С. Бронштейна. М.: Транспорт, 1982. 180 с.

Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика/Под ред. Е. А. Сорочана, Ю. Г. Трофименкова. М.: Стройиздат, 1985. 479 с.

Пособие по производству работ при устройстве оснований и фундаментов (к СНиП 3.02.01-83)/НИИОСП им. Н. М. Герсеванова. М.: Стройиздат, 1986. 567 с.

Силин К. С., Глотов Н. М. Опускные колодцы.— М.: Транспорт, 1971. 223 с.

Силин К. С., Глотов Н. М., Завриев К. С. Проектирование фундаментов глубокого заложения. М.: Транспорт, 1981. 252 с.

СНиП 2.02.01-83. Основания зданий н сооружений. М.: Госстрой СССР, 1985. 40 с.

СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты. М.: Госстрой СССР, 1986. 49 с.

СНиП 2.03.11-85. Защита строительных конструкций от коррозии. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. 48 с.

СНиП 2.05.03-84. Мосты и трубы. М.: Госстрой СССР, 1985. 199 с.

СНиП 3.02.01-83. Основания и фундаменты. М.: Госстрой СССР, 1985. 30 с.

СНиП II-7-81. Строительство в сейсмических районах. М.: Госстрой СССР, 1982. 48 с.

Справочник-каталог геодезических приборов/ЦНИИГАиК. М.: Недра, 1984. 236 с.

Справочник по инженерной геологии/Под ред. М. В. Чуринова. М.: Недра, 1981. 324 с.

Справочник строителя. Основания и фундаменты/Под ред. М. И. Смородинова. М.: Стройиздат, 1983. 279 с.

Справочник строителя. Свайные работы/Под ред. М. И. Смородинова. М.: Стройиздат, 1979. 106 с.

Строительство мостов и труб. Справочник/Под ред. В. С. Кириллова. М.: Транспорт, 1975. 599 с.

Указания по инженерно-геологическим работам при изысканиях железнодорожных, автодорожных и городских мостовых переходов. ВСН 156-69/Минтрансстрой СССР, 1969. 30 с.

Агрегаты «Като» 171
Активное давление грунта 205
Акты испытания свай:
динамической нагрузкой 46
статической нагрузкой 49
Акты производственно-технические 128
Амплитуда колебаний вибропогружателя 158—159
Ареометрический анализ грунта 37—38
Арматурная сталь для элементов фундаментов 64—65
Армирование оболочек 77—78, 87
— опускных колодцев 92, 185—186
Армирование свай:
буровых 81, 87, 178
сплошных призматических 77—78

Бездонные ящики 221—222
Бетон для фундаментов 65
Бетонирование:
буровых свай 179—182
оболочек 86
опускных колодцев 196
подводное 179
фундаментов 226—228
— в зимних условиях 228
Бетонный столб для закрепления пунктов триангуляции 147
Бетонолитные трубы 179—180
Бур ковшовый см. Ковшовый бур
Бурение при разведочных работах 21
— скважин для буровых свай 168
Буровая машина 170
Буровое оборудование навесное см. Навесное буровое оборудование
Буровые сваи см. Сваи буровые
Буровые станки и установки 30—31

Вертикальная нагрузка на призме обрушения 205—206
Взвешивающее действие воды на грунты 96—97
Вибрографы 163
Вибромолоты 160—161
Вибропогружатели:
выбор типа 158—159
технические характеристики 159—161
Вибропогружение:
оболочек 161—162
свай 162—163
Виды лабораторных исследований 22, 27
— расчетов оснований и фундаментов 62
Влагоемкость грунта 7
— — молекулярная см. Молекулярная влагоемкость грунта
Влажность:
грунта 6—7, 39
набухания грунта 40
Водонасыщение грунта 41
Водопоглощение грунта 41
Водопрочность грунта 40
Водоцементное отношение бетонной смеси 227
Выбор:
конструктивной схемы свайных фундаментов 82—84
типа вибропогружателя 158
— фундамента 68—71
типов и размеров свайных элементов 84—86
Вынуждающая сила вибропогружателя 158
Высота падения ударной части молота 156
Высотная основа вертикальной разбивки 148

Генезис горных пород 5
Генетические типы грунтов 5
Геодезические знаки 139—140
— инструменты 148—150
Геологические системы осадочных грунтов 5
Геологический разрез 26
Геофизические методы при разведочных работах 28

Гидромеханизация 224—225
Гидроэлеватор 188
Глинистый раствор для крепления скважин 172
— — — тиксотропной рубашки 196
Глубина:
забивки шпунта 184, 202
заделки буровых свай 113
заложения буровых свай 109
— фундаментов 168—169
сезонного промерзания грунтов 169
скважин при производстве разведочных работ 21, 31
— под опору моста 29
Градиент напора 10
Гранулометрический состав:
грунтов 37—38
заполнителей бетона 197
Графики:
для определения коэффициента K_0 113—114
— — — K_2 118
— — коэффициентов условий работы 215—216
— — режима работы эрлифта 224—225
испытаний грунтов прессиометром 36
— свайных элементов статической нагрузкой 51—53
предельных нагрузок на понтон 136
— усилий на понтон 136
Грунтовые знаки постоянного типа 139—140
— перемыски см. Перемычки грунтовые
Грунты:
биогенные 10
вечномерзлые 10
глинистые 8
заторфованные 10
илы 8
крупнообломочные 8
лёссовые 8
магматические 5
метаморфические 5
набухающие 8—10, 125—126
насыпные 122—123
несвязные 37
нескальные 7—10
осадочные 5
песчаные 8
пластичные 39
просадочные 8, 123—125
связные 37
сильносжимаемые 120—122
скальные 7—8
твердые 39
текучие 39

Давление:
воды на ограждение котлована 204
грунта активное см. Активное давление грунта
— на ограждение котлована 205
— пассивное см. Пассивное давление грунта
льда на шпунтовое ограждение 211
набухания грунта 40
на грунт по подошве условного фундамента мелкого заложения 97
— — — — фундамента мелкого заложения или опускного колодца 97
— основание от веса подходной насыпи 99—100 под краем фундамента 105—106
Деревянные сваи см. Сваи деревянные
Деформация набухания грунта 40
Деформируемость грунтов 10—11
Диаметр:
арматурной стали 64
деревянных свай 75
железобетонных оболочек 77
образцов грунтов 25
подмывного трубопровода 166
скважин 23
Динамическое зондирование 42
Директивный график 126
Дополнительные напряжения от веса подходной насыпи 99—104
Допускаемые ошибки при измерении расстояний 141
— — — — углов 143

Железобетонные оболочки 77—81
— сваи см. Сваи железобетонные
Журналы 127

Забивка:
свай 154—155
стального шпунта 155—156
Заглубление:
фундаментов 68
бетонолитной трубы 180
оболочек 85
ростверка свайных фундаментов 85
фундаментов 68
Заделка свай в ростверк 87
Закладное крепление стен котлованов 198
Закрепление оси большого моста 139
Закон Дарси 10
Заострение деревянных свай 75
Защита оболочек в процессе вибропогружения 167—168
Защитный слой бетона:
в буровых сваях 81
— опускных колодцах 92

Землесосы для разработки грунта в колодцах 189
Знаки грунтовые см. Грунтовые знаки
Зондирование динамическое см. Динамическое зондирование

Избыточное давление воды в оболочках 162
Изыскания мостовых переходов 16
Ил 8
Инвентарные мостовые конструкции см. Мостовые инвентарные конструкции
— патрубки для бурения скважин 172—173
Инженерно-геологическая съемка 18
Инженерно-геологические пробы 22—24
— работы 17
Инструменты геодезические см. Геодезические инструменты
Искусственные островки 182
Испытания:
грунтов штампом 57—60
свай динамической нагрузкой 45—48
— полевые 42
— статической горизонтальной нагрузкой 57
— — осевой вдавливающей нагрузкой 52—56
— — — выдергивающей нагрузкой 56—57
Исходные данные для проектирования фундаментов 66—68

Календарный график 127
Кладка фундаментов 225—226
Классификация:
грунтов 7—10
насыпных грунтов 122
свай 75—81
фундаментов 81—82
Классы бетона 63, 65
Ковшовый бур 170—171
Колодцы опускные см. Опускные колодцы
Колонки скважин 26
Консистенция грунта 8
Контрольный отказ свай 157
Копровое оборудование на базе тракторов и автомобилей 151
Копровые стрелы направляющие см. Направляющие копровые стрелы
Копры универсальные 151—152
Котлованы:
без креплений 197
в шпунтовом ограждении 198—202
с креплением 198
Коэффициенты:
активного давления грунта 207
безопасности 14
вариации 13
восстановления удара 157
деформации сваи 110
для формулы числа определений 13
надежности по грунту 15
поперечного расширения грунтов 33
пористости грунта 6, 8
постели грунта в уровне подошвы 98
— — на боковой грани 105
— — плиты фундамента 107
— — под подошвой свайного элемента 107
пропорциональности 107—108
условий работы 44, 97
фильтрации водоносного слоя 188
— грунтов 10, 40
Крепление закладное см. Закладное крепление
Крутизна откосов котлованов 197—198

Лабораторные исследования грунтов 18—21
Лёссы 124
Липкость грунтов 39—40

Марки:
бетона по морозостойкости 63, 65
стали для арматуры 64—65
Масштаб для инженерно-геологической съемки 18
Масштабы плана мостового перехода 139—140
Машины буровые см. Буровые машины
Металлические понтоны 138
Метод предельных состояний 61
Методы определения несущей способности оснований 42—43
Механизация разработки котлованов 6, 222, 224
Микросейсмический метод 28
Модуль деформации:
грунтов 10
пород 33
Молекулярная влагоемкость грунта 39
Молоты для погружения свай, оболочек и шпунта 155
Мостовые инвентарные конструкции:
пакетные 131
стоечные 129—130
Мощность насосной станции 165—166

Набухание грунтов 40
Навесное буровое оборудование 169—170
Навесные стрелы 151—152
Наголовники для свай 157

Нагрузки на штампы для испытания грунтов 31, 34
Наклонные сваи см. Сваи наклонные
Наклоны свай 84
Наконечнки подмывных труб 165
Напор воды скоростной см. Скоростной напор воды
Направляющие копровые стрелы 151—152
— устройства для погружения свай и оболочек 151—154
Насосы:
для подачи воды в гидромониторы 190
центробежные см. Центробежные насосы
Невязка углов в треугольниках 143
Несущая способность:
заделки буровой сваи в скале 113—114
опускного колодца 97—98
основания под подошвой фундаментов мелкого заложения 97
подстилающего слоя грунта 98—99
по грунту фундамента из свай или опускного колодца как условного фундамента мелкого заложения 97—98
свай 44
— и оболочек, погружаемых низкочастотными вибропогружателями 162
свайного фундамента по грунту 97—98
Нивелиры 148—149
Ножи оболочек 80
— опускных колодцев 92—93
Номограммы для определения угла внутреннего трения 37

Обноска для сооружения фундамента 144
Оболочки железобетонные см. Железобетонные оболочки
Оборудование копровое см. Копровое оборудование
Обсадные трубы для крепления скважин 172—173
Ограждения:
котлованов из деревянного шпунта 198—199
— — стального шпунта 199—202
шпунтовые см. Шпунтовые ограждения
щитовые см. Щитовые ограждения
Опалубка для ножа некруглого в плане колодца 185
Определение размеров фундаментов 105—106
Опробование грунтов 21—22
— подземных и поверхностных вод 28
Опускные колодцы:
бетонные и железобетонные 88—89
металлические 89
монолитные 90—91
сборно-монолитные 91
сборные 91
Опытные нагрузки в шурфах и скважинах 31—33
Осадка фундаментов 104
Островки для устройства колодцев:
без ограждения 183
в деревянном шпунтовом ограждении 184
— ограждении из стального шпунта 184
с ограждением 183
Островки искусственные см. Искусственные островки
Отказ свай контрольный см. Контрольный отказ свай
Откосы островков 182
Относительные эксцентриситеты 105

Пассивное давление грунта 205
Патрубки инвентарные см. Инвентарные патрубки
Перемычки:
грунтовые 221
из бездонных ящиков 221—222
ряжевые 221
шпунтовые 221
Пикнометрический метод определения плотности грунта 38—39
Плавучесть колодцев 192
Плавучие подмости для опускания колодцев 191—192
Пластичность грунта 7, 39
Плашкоуты 191—192
Плотность:
глин 120
грунта 38—39
сложения грунтов 6, 8
Подача воздуха в полость оболочек 167
Подводное бетонирование 179
Подмости плавучие см. Плавучие подмости
Подмыв для погружения свай и оболочек 164—166
Подмывные трубы 164—165
Показатель текучести грунта 7—8, 39
Показатель точности оценки среднего значения характеристики грунта 14
Полевые методы определения характеристик грунта 18—19
— работы при инженерно-геологических изысканиях 18—19

Понтоны металлические см. Металлические понтоны
Поперечные сечения:
деревянных свай 75—76
железобетонных свай 77
стальных свай 76
Поправки длины линий на наклон 142
— на температуру для 20-метровой ленты 141
Пористость грунта 6—7, 39
— — общая 41
— — открытая 41
— — приведенная см. Приведенная пористость грунта
— — эффективная 41
Поршневой эффект 171
Потери напора в трубопроводе 166—167
Потеря напора в шлангах 166
Предельное сопротивление оснований и фундаментов 42—44
Предельные состояния оснований и фундаментов 61
Прессиометрия 35—37
Прессиометры скважинные 35—36
Приведенная пористость грунта 39
Пробы инженерно-геологические см. Инженерно-геологические пробы
Проверка:
несущей способности по грунту фундамента из свай или опускного колодца как условного фундамента мелкого заложения 97
— — подстилающего слоя грунта 98
— — заделки буровой сваи 113
устойчивости склона, пригруженного весом подходной насыпи 103—104
Продолжительность работы вибропогружателей 162
Проект производства работ 150
Производственно-техническая документация 127—128
Происхождение горных пород 5
Прочность грунтов 12—13

Рабочая документация при изысканиях 28—31
Рабочий график строительства 126
Радиус ядра сечения фундамента 105
Разбивка мостов методом триангуляции 146—148
— — на кривой 148
— фундаментов опор малых мостов 143—144
— — средних и больших мостов 144—145
— центра опоры способом прямых засечек 147
— центров фундаментов опор со льда 145
— — — — с подмостей 145
Разведочные скважины 21
Размокаемость грунта 40
Размываемость грунта 40
Разработка грунта в котлованах 222—225
— — в скважинах 171—178
Разрез геологический см. Геологический разрез
Разрез скважин 26
Расположение свай в фундаменте 83—84
Раствор глинистый см. Глинистый раствор
Расход воды в трубопроводах 166—167
Расчет:
буровых свай 109—110
дополнительных давлений на основание устоя от веса подходной насыпи 99—100
закладного крепления котлована 198
несущей способности подстилающего грунта 98—99
однорядных фундаментов опор 115—120
осадки фундаментов 104
прочности и трещиностойкости свайных элементов 109—110
свайных фундаментов 106—115
стенок с одним ярусом креплений 214—218
устойчивости на плоский сдвиг устоя 103—104
— — сдвиг по круглоцилиндрической поверхности 100—104
фундаментов мелкого заложения 104—106
шпунтовых ограждений 202—214
Расчетная схема свай 116
— ширина свайного элемента 108
Расчетные сопротивления:
арматурных сталей 66
бетона 65
грунтов на сжатие 44
основания из нескального грунта 95
Реактивно-турбинные буровые агрегаты 176
Режущая часть ножей колодцев 92—93
Реперная система для испытания свай 51—52
Ростверк свайного фундамента 86
Рубашка тиксотропная см. Тиксотропная рубашка
Ряжевые перемычки см. Перемычки ряжевые

Самоуплотнение насыпных грунтов 122—123
Сапропели 10
Сваи:
буровые 81
деревянные 75
железобетонные 77
комбинированные 81
наклонные 82—83
сооружаемые в грунте 81
стальные 76—77
Светодальномеры 148—149
Сети триангуляционные см. Триангуляционные сети
Скважинные прессиометры см. Прессиометры скважинные
Скважины:
для буровых свай 81, 168
разведочные 21
Скоростной напор воды 183
Скорость фильтрации воды в грунтах 10
Слой бетона тампонажный см. Тампонажный слой бетона
Сопротивление грунта срезу 12—13
— условное см. Условное сопротивление
Сопротивления расчетные см. Расчетные сопротивления
Состав грунтов 5
Способы бурения грунтов 21, 23
— погружения свай 154
Срезка свай 226
Сроки хранения монолитов 22—26
Стадии проектирования 16—17
Сталь арматурная см. Арматурная сталь
— закладных деталей 65—66
Стальной шпунт см. Шпунт стальной
Стальные сваи см. Сваи стальные
Станки буровые см. Буровые станки
— станки ударно-канатного бурения 174—175
Статистический критерий 14—15
Стационарные подмости для опускания колодцев 190
Стационарный направляющий каркас из инвентарных элементов 153—154
Степень влажности грунтов 7
— степень набухания грунта 40
Стрелы навесные см. Навесные стрелы
Структура грунтов 5
Стыки:
деревянных свай 75—76
сборных опускных колодцев 94
секций оболочек 78—80
шпунтин 201—202
Схемы перемещений свай в грунте 116
Сцепление грунта 37
Съемка инженерно-геологическая см. Инженерно-геологическая съемка

Тампонажный слой бетона 86
Тахеометры электронные 148—149
Текстура грунтов 6
Температура бетонной смеси 228
Теодолиты 148, 150
Техника безопасности 128
Технико-экономическое обоснование строительства 17
Техническое задание на инженерно-геологические работы 18
Технический контроль за строительством 127
Тиксотропная рубашка 194—195
Торфы 10
Точность разбивочных работ 141—143
Трубы бетонолитные см. Бетонолитные трубы
Триангуляционные сети 146
Трубы:
обсадные см. Обсадные трубы
— подмывные см. Подмывные трубы
Турбобуры 177

Угол внутреннего трения грунтов 12—13
Удельное сопротивление грунта 8—9
— сцепление грунта 12
Удельный вес грунта 62
Универсальные копры см. Копры универсальные
— металлические понтоны 131
Универсальный понтон 136
Усиление оснований из насыпных грунтов 123
Условие прочности Кулона — Мора 12—13
Условное сопротивление:
крупнообломочных грунтов 96
песчаных грунтов 95
пылевато-глинистых грунтов 95
Установка для испытания грунтов в шурфе 31, 33
— — — — скважине 31, 33
Установка для испытания свай вдавливающей нагрузкой 54—55
— — — — выдергивающей нагрузкой 56
— — — грунтов штампом 59
— — — — в основании свай-оболочек 60
Устойчивость:
основания фундамента против глубокого сдвига 100—104
устоя на плоский сдвиг 103—104

Устройство для удаления бурового шлама из скважины 181
Уширение свай 77

Фильтрация воды в грунтах 10
Формулы:
Буссинеска 33
Лямэ 36
НИИОСП 35
Шлейхера 35
Фундаменты:
безростверковых опор 82
глубокого заложения 42
из опускных колодцев 89—91
мелкого заложения 42
на насыпных грунтах 123
на просадочных грунтах 124—125
на сильно сжимаемых грунтах 123
с ростверком, расположенным в грунте или в воде 81
— — — — над грунтом или над водой 82
стаканного типа 72
типовых конструкций мостовых опор 73—74
Функция влияния 118—119

Химические анализы подземных вод 26, 28

Центробежные насосы 164

Число определений для вычисления характеристик грунта 13
Число пластичности 7—9

Ширина поверхности сдвига грунтового массива 102
Шпунтовые ограждения 183—184
Шпунт стальной 199—201
Шпунтовые перемычки см. Перемычки шпунтовые
Штампы для испытаний грунтов 31—32
Штрабы колодцев 92

Эквивалентная нагрузка на призме обрушения 206—208
Эксцентриситет: равнодействующей нагрузок в уровне подошвы фундамента 100
Эксцентриситеты относительные см. Относительные эксцентриситеты
Электронные тахеометры см. Тахеометры электронные
Электроразведка 28
Энергия удара молота 155—156
Эпюры гидростатического давления в несвязных грунтах 204
— — — — связных грунтах 204
Эпюры гидростатического давления при устройстве ограждений 213
Эпюры давлений под подошвой фундамента 106
— пассивного давления грунта 210
Эрлифт 188—189

Ящики бездонные см. Бездонные ящики

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие 3

РАЗДЕЛ ПЕРВЫЙ

КРАТКИЕ СВЕДЕНИЯ О СВОЙСТВАХ ГРУНТОВ И МЕТОДАХ ИХ ОПРЕДЕЛЕНИЯ 5

Глава 1. **Основные физико-механические свойства грунтов и их характеристики** 5

1.1. Происхождение и состав 5
1.2. Плотность и влажность 6
1.3. Классификация 7
1.4. Фильтрационные свойства 10
1.5. Деформируемость при сжатии 10
1.6. Прочность 12
1.7. Нормативные и расчетные значения характеристик 13

Глава 2. **Инженерно-геологические и гидрогеологические изыскания** . 16

2.1. Общие сведения 16
2.2. Технико-экономическое обоснование 17
2.3. Стадия проекта 17
2.4. Методика выполнения полевых и лабораторных работ . . . 21
2.5. Составление рабочей документации 28
2.6. Оборудование для буровых и горнопроходческих работ . . . 31

Глава 3. **Определение физико-механических свойств грунтов** 31

3.1. Полевые методы для характеристик деформационных и прочностных свойств грунтов 31
3.2. Лабораторные методы для песчаных и глинистых грунтов . . 37
3.3. Лабораторные методы для скальных грунтов 40

Глава 4. **Несущая способность свай и фундаментов** 42

4.1. Общие сведения 42
4.2. Испытания свай динамической нагрузкой 45
4.3. Испытания свай статическими нагрузками 48
4.4. Испытания грунтов штампом 57

РАЗДЕЛ ВТОРОЙ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ МОСТОВ 61

Глава 5. **Основные положения проектирования фундаментов** 61

5.1. Методы и нормы проектирования 61
5.2. Материалы 63
5.3. Исходные данные 66
5.4. Рекомендации по выбору оснований и типа фундаментов . . 68

Глава 6. **Фундаменты мелкого заложения** 71

6.1. Типы, область применения и конструкции фундаментов . . . 71
6.2. Конструирование фундаментов 72

Глава 7. **Свайные фундаменты** 75

7.1. Типы и конструкции свай 75
7.2. Типы фундаментов 81
7.3. Конструктивные решения фундаментов 82
7.4. Принципы выбора типов и размеров свайных элементов . . . 84
7.5. Детали фундаментов и свайных элементов 86

Глава 8. **Фундаменты из опускных колодцев** 88

8.1. Типы колодцев и фундаментов 88
8.2. Конструктивные решения колодцев и фундаментов 89
8.3. Детали колодцев и фундаментов 92

Глава 9. **Расчеты оснований и фундаментов** 94

9.1. Общие положения расчета фундаментов 94
9.2. Расчеты оснований 95
9.3. Расчет фундаментов мелкого заложения 104
9.4. Расчет свайных фундаментов 106

Глава 10. **Особенности использования сильносжимаемых, насыпных, просадочных и набухающих грунтов в основании фундаментов** 120

10.1. Сильносжимаемые грунты 120
10.2. Насыпные грунты 122
10.3. Просадочные грунты 123
10.4. Набухающие грунты 125

РАЗДЕЛ ТРЕТИЙ

ПОСТРОЙКА ФУНДАМЕНТОВ МОСТОВ 127

Глава 11. **Организация строительства и производства работ** 127

11.1. Принципы организации строительства 127
11.2. Техника безопасности 128
11.3. Инвентарные конструкции и оборудование для строительства мостов 129

Глава 12. **Геодезические и разбивочные работы** 139

12.1. Исходные данные и организация работ 139
12.2. Точность разбивочных работ 141
12.3. Разбивка в натуре положения фундаментов 143
12.4. Основные геодезические инструменты и приборы 148

Глава 13. **Погружение в грунт свай, оболочек и шпунта** 150

13.1. Общие требования 150
13.2. Направляющие устройства 151
13.3. Забивка свай, оболочек и шпунта молотами 154
13.4. Вибропогружение свай, оболочек и шпунта 158
13.5. Меры по облегчению погружения в грунт свай, оболочек и шпунта 164

Глава 14. **Сооружение свай в грунте** 168

14.1. Оборудование для устройства скважин в нескальных грунтах 169
14.2. Устройство скважин и уширений в нескальных грунтах . . . 171
14.3. Буренне скважин в валунио-галечных и скальных грунтах . . 174
14.4. Установка арматуры и укладка бетонной смеси в скважины . . 178

Глава 15. **Изготовление и опускание колодцев** 182

15.1. Подготовка рабочих площадок 182
15.2. Сооружение колодцев 184
15.3. Опускание колодцев с поверхности грунта или искусственных островков 186
15.4. Опускание колодцев в пределах акватории 190
15.5. Меры по облегчению опускания колодцев 193
15.6. Устройство днища колодцев 196

Глава 16. **Возведение фундаментов мелкого заложения и ростверков свайных фундаментов** 197

16.1. Котлованы без креплений и с закладным креплением 197
16.2. Котлованы в шпунтовом ограждении 198
16.3. Расчет шпунтовых ограждений 202
16.4. Перемычки и бездонные ящики 219
16.5. Разработка грунта в котлованах 222
16.6. Кладка фундаментов и устройство ростверков 225

Список литературы 230
Предметный указатель 231

Справочное издание

ГЛОТОВ НИКОЛАЙ МИТРОФАНОВИЧ,
СОЛОВЬЕВ ГЕОРГИЙ ПЕТРОВИЧ,
ФАЙНШТЕЙН ИОСИФ САМУИЛОВИЧ

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ МОСТОВ

Предметный указатель составила *К. М. Ивановская*
Технический редактор *Л. Г. Дягилева*
Корректор-вычитчик *Н. А. Лобунцова*
Корректор *Т. А. Ионова*
ИБ № 4133

Сдано в набор 08.06.89. Подписано в печать 08.05.90. Т-09119. Формат 60×88 1/16. Бум. офс. № 2. Гарнитура литературная. Офсетная печать. Усл. печ. л. 14,7. Усл. кр.-отт. 14,7. Уч.-изд. л. 19,52. Тираж 10 000 экз. Заказ 2254. Цена 1 р. 30 к. Изд. № 1-2-1/3 № 4783

Ордена «Знак Почета» издательство «ТРАНСПОРТ»,
103064, Москва, Басманный туп., 6а

Московская типография № 4 Государственного комитета СССР по печати.
129041, Москва, Б. Переяславская, 46