

Министерство образования Республики Беларусь
БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ
УНИВЕРСИТЕТ

Кафедра «Мосты и тоннели»

Е.К. Мойсейчик
А.С. Мацкевич

СТРОИТЕЛЬСТВО СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ
НА АКВАТОРИИ

Учебно-методическое пособие
к курсовому и дипломному проектированию
для студентов дорожных специальностей

М и н с к 2 0 0 5

УДК 624.15.002.02
ББК 38.58
М 74

Рецензенты:
Л.Р. Мытько, В.А. Кузьмицкий

Мойсейчик, Е.К.
М 74 Строительство свайных фундаментов на акватории: уч.-метод. пособие по курсовому и дипломному проектированию для студ. дорожных спец. / Е.К. Мойсейчик, А.С. Мацкевич. – Мн.: БНТУ, 2004. – 40 с.

ISBN 985-479-160-2

Учебно-методическое пособие по дисциплинам «Фундаменты транспортных сооружений» и «Основания и фундаменты» предназначено для студентов специальностей 1-70 03 01 «Автомобильные дороги» и 1-70 03 02 «Мосты, транспортные тоннели и метрополитены». В пособии кратко излагаются основные вопросы, связанные с возведением свайных фундаментов опор мостов на местности, покрытой водой.

УДК 624.15.002.02
ББК 38.58

ISBN 985-479-160-2

© Мойсейчик Е.К,
Мацкевич А.С., 2005
© БНТУ, 2005

В в е д е н и е

Строительство фундаментов опор мостов на местности, покрытой водой, осуществляется в более сложных условиях, чем на суходоле.

Сложность возведения таких фундаментов заключается в необходимости применения специальных средств и сооружений для обеспечения устройства ограждений котлованов от воздействия воды, а также доставки механизмов, материалов, специальных конструкций к месту выполнения работ на весь период строительства.

При небольшой глубине воды предпочтение отдается временным мостикам на свайных или рамных опорах; при значительной глубине применяются временные мостики на понтонах, при этом, если река судоходная, строительство, как правило, ведут с применением плавучих средств.

Для ограждения мест работ используют перемычки, бездонные ящики и понтоны. Перемычки используют для устройства не только фундаментов опор, но и других частей сооружений.

В данном пособии кроме вопросов организации работ по сооружению фундаментов уделено внимание выбору молотов для забивки свай и шпунта, а также методике расчета перемычек из металлического шпунта для различных условий применения.

Данное издание предназначено для студентов, изучающих дисциплины «Фундаменты транспортных сооружений», «Основания и фундаменты», рекомендуется при проработке теоретического материала, а также к использованию при курсовом и дипломном проектировании.

1. ОРГАНИЗАЦИЯ РАБОТ ПО СООРУЖЕНИЮ ФУНДАМЕНТОВ МОСТОВЫХ ОПОР НА АКВАТОРИИ

При организации работ по сооружению фундаментов опор мостов на акватории возможны следующие варианты расположения рабочих площадок:

1. На искусственно отсыпанных островках или полуостровках. При глубине воды до 2 м островки и полуостровки отсыпаются преимущественно без ограждения (рис. 1.1 а). При глубине воды до 3 м, как правило, выполняют защищающее островок от размыва ограждение, не воспринимающее давление грунтовой засыпки

(рис.1.1 б). Его выполняют из щитов, заводимых в пространство между двумя парными сваями, и рассчитывают на воздействие скоростного напора воды:

$$P = 10 v^2/19,62,$$

где v – средняя скорость течения воды.

При глубине воды свыше 3 м предусматривают шпунтовое ограждение, воспринимающее давление отсыпанного грунта. При глубине воды до 4 м шпунт может быть деревянным, при еще большей глубине – металлическим. При глубине воды более 5 м шпунты экономически не целесообразны. Минимальное расстояние от шпунта до боковых граней ростверка – 1,5 м.

2. На плавучих средствах. На судоходных реках рабочие площадки размещают, в основном, на понтонах или самоходных баржах, закрепленных на якорях (рис. 1.2).

3. На временных подмостях. Для этого используют стационарные подмости, плавучие самоподъемные платформы или направляющие каркасы. В зависимости от особенностей конструкции фундаментов, глубины воды, колебаний ее уровня, силы ветра, интенсивности ледохода подмости устраивают с одной (рис. 1.3 а) или с двух сторон возводимого фундамента (рис. 1.3 б). Стационарные подмости применяют при глубине воды более 5 м в местах частых сильных ветров летом, при тонком ледяном покрове зимой и при отсутствии плавучих средств.

Лучшими на глубоких водотоках считаются рабочие площадки на направляющих каркасах (рис.1.3 в) или самоподъемных платформах (рис.1.3 г), т. к. обеспечивают нормальные условия производства работ независимо от колебаний уровня воды в реках и наличия больших волн. Аналогичные условия обеспечиваются при строительстве мостов и эстакад с применением поточной технологии по так называемому пионерному способу, когда оборудование перемещается по готовой части моста.

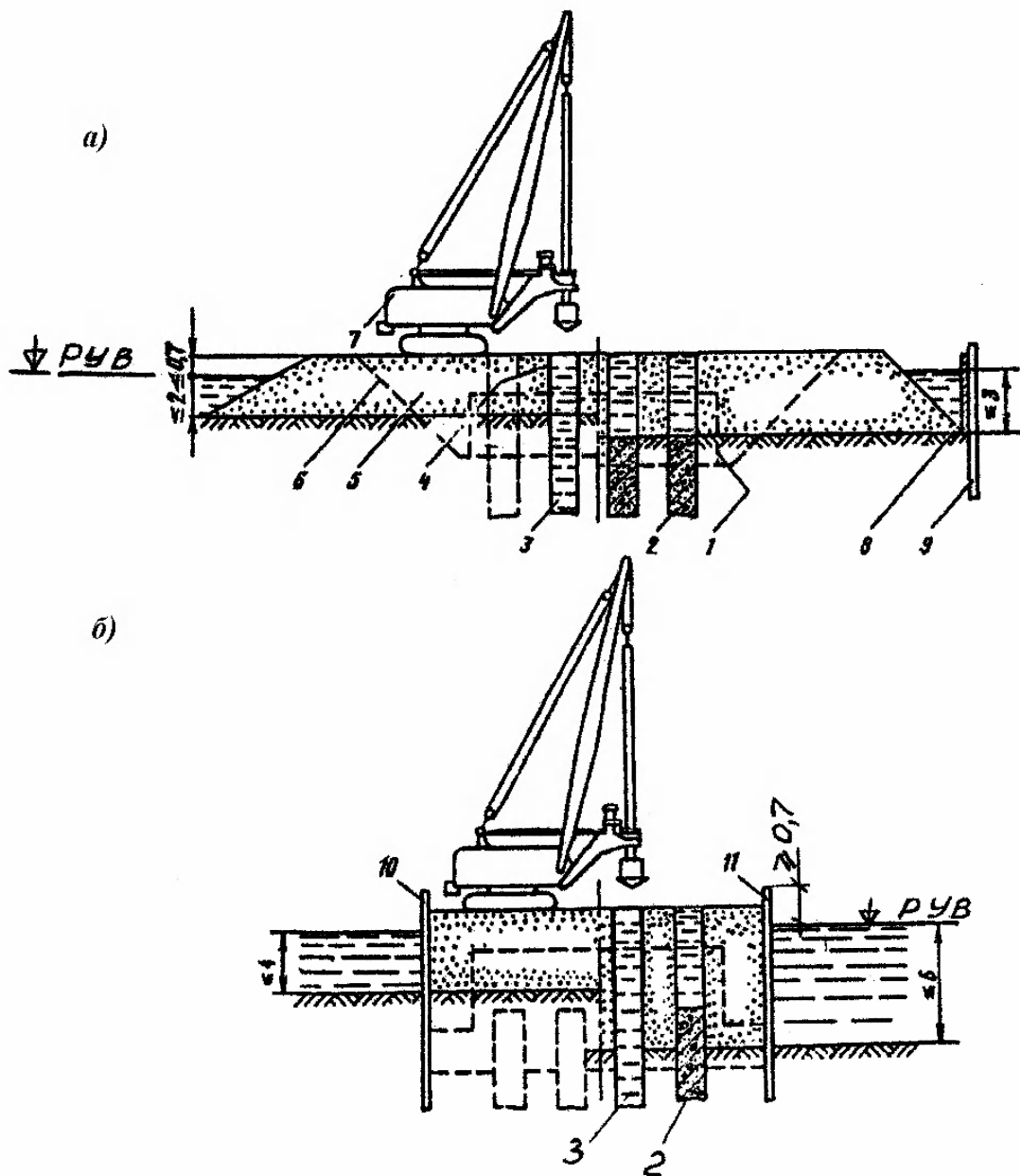


Рис. 1.1. Искусственные островки для сооружения фундаментов для из буровых свай:

- 1 – контур плиты фундамента; 2 – свая; 3 – глинистый раствор;
 4 – инвентарный патрубок; 5 – насыпной грунт островка; 6 – контур котлована;
 7 – кран с буровым оборудованием; 8 – закладной щит; 9 – деревянная свая;
 10 – деревянный щит; 11 – стальной шпунт

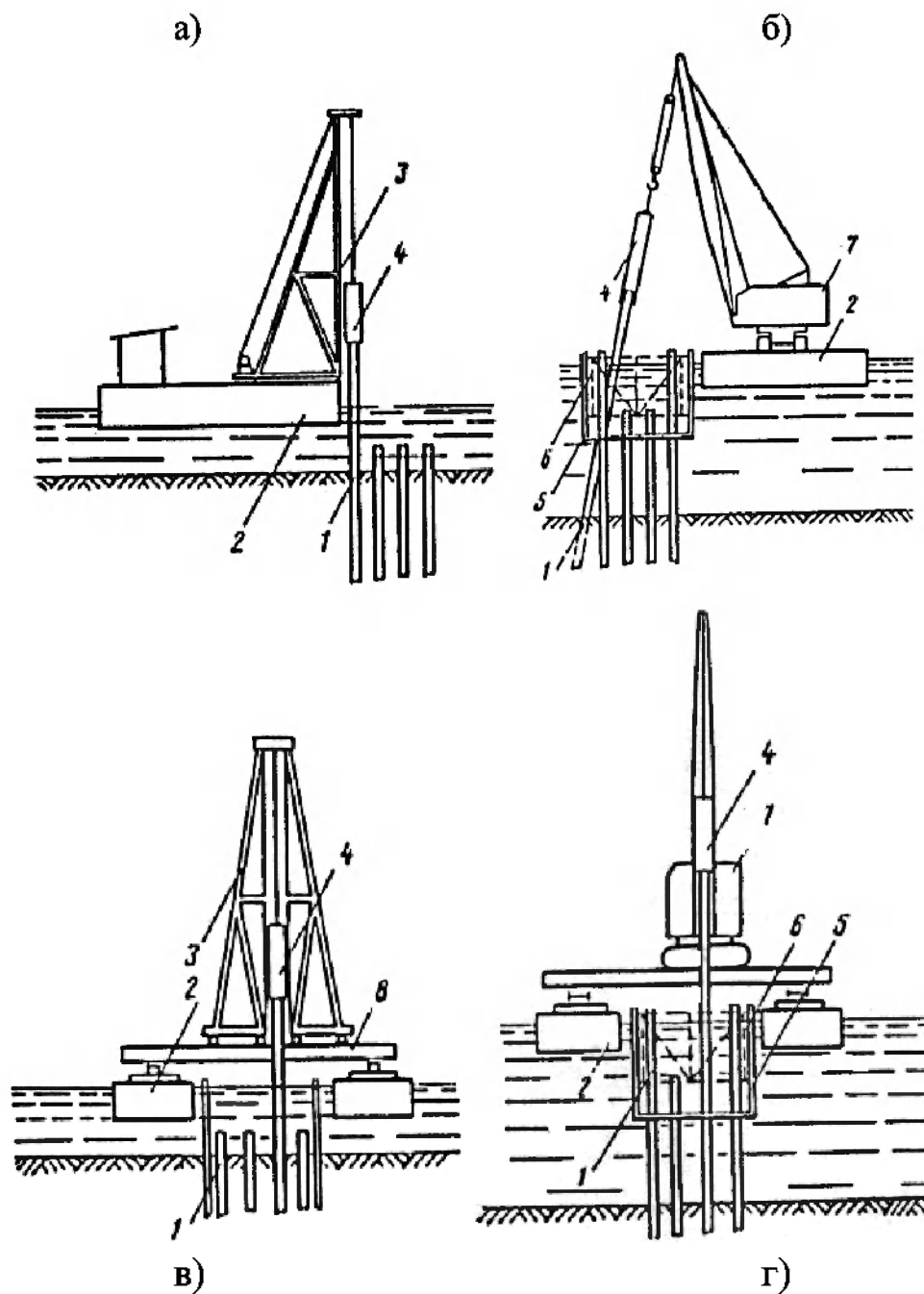


Рис. 1.2. Использование плавучих средств для производства работ по сооружению фундаментов:

а – забивка свай с использованием копра и плашкоута, установленных с одной стороны фундамента; б – забивка свай с использованием стрелового крана и плашкоута, установленных с одной стороны фундамента; в – то же, что и по схеме а, с двух, сторон фундамента; г – то же, что и по схеме б, с двух сторон фундамента; 1 – свая; 2 – плашкоут; 3 – копер; 4 – сваебойный молот; 5 – ограждение котлована; 6 – направляющий каркас; 7 – кран; 8 – балка

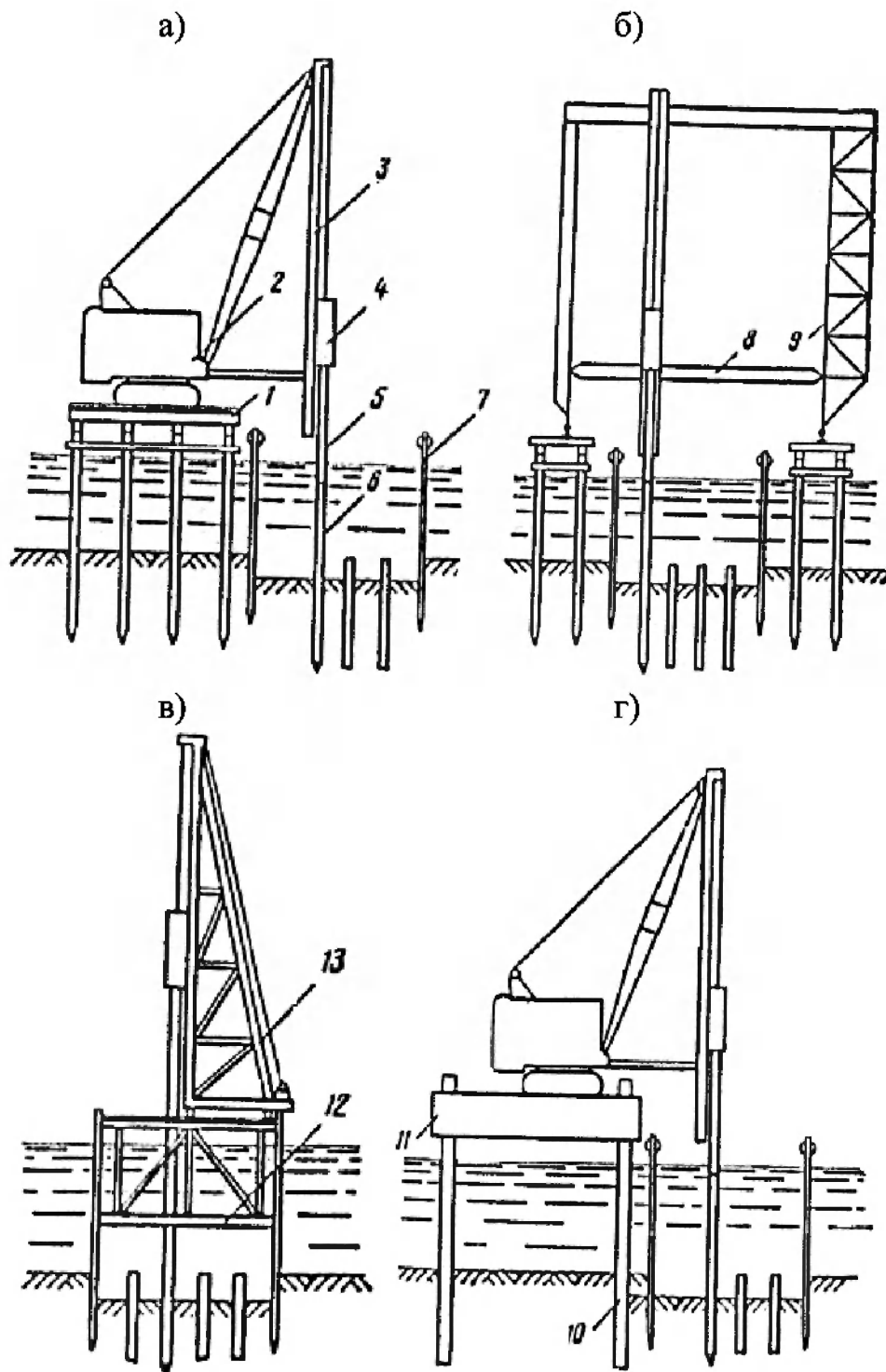


Рис. 1.3. Использование временных подмостей для производства работ по сооружению фундаментов:

1 – подмости; 2 – стреловой кран; 3 – копровая стрела; 4 – сваебойный молот; 5 – инвентарный подбабок; 6 – свая; 7 – шпунт; 8 – распорка; 9 – порталный кран; 10 – стойки; 11 – самоподъемная платформа; 12 – направляющий каркас; 13 – копер

2. ПОГРУЖЕНИЕ СВАЙ, СВАЙ-ОБОЛОЧЕК И ШПУНТА

Основными способами погружения свай, свай-оболочек и шпунта в грунт являются забивка и вибропогружение. Для забивки свай используются молоты. Для вибропогружения железобетонных свай, свай-оболочек и шпунта применяются низкочастотные вибропогружатели, совершающие до 600 колебаний в минуту, для погружения стальных свай и шпунта – высокочастотные вибропогружатели, частота колебаний которых превышает 1000 колебаний в минуту.

2.1. Выбор типа молотов для забивки свай и шпунта

Для правильного выбора сваебойных молотов придерживаются следующих рекомендаций:

1) вес ударной части молота при длине сваи до 12 м и забивке в плотные грунты должен быть не менее 1,5 веса сваи; при забивке той же сваи в грунты средней плотности – не менее 1,25 веса сваи, включая вес наголовника; при длине сваи 12 и более – не менее веса сваи;

2) при погружении свай в легкие грунты с применением подмыва вес ударной части может быть уменьшен на 25...30%.

Более точно молоты подбираются по необходимой номинальной энергии одного удара и коэффициенту применимости молота.

Необходимую минимальную энергию удара молота E_h , кДж, определяют по формуле

$$E_h = 0,045 N, \quad (2.1)$$

где N – расчетная нагрузка, передаваемая на сваю, кН.

Принятый тип молота с расчетной энергией удара $E_d > E_h$, кДж, должен удовлетворять условию

$$\frac{m_1 + m_2 + m_3}{E_d} \leq K, \quad (2.2)$$

где K – коэффициент применимости молота, значения которого приведены в табл. 2.1;

m_1 – масса молота, т;

m_2 – масса сваи с наголовником, т;

m_3 – масса подбабка, т.

Коэффициент применимости молота

Тип молота	Коэффициент К, т/кДж, при материале свай		
	железобетон	сталь	дерево
Трубчатый дизель–молот двойного действия	0,6	0,55	0,5
Штанговый дизель–молот одиночного действия	0,5	0,4	0,35
Подвесной молот	0,3	0,25	0,2

Для дизель-молотов расчетные значения энергии удара принимаются:

для трубчатых

$$E_d = 0,9 QH;$$

для штанговых

$$E_d = 0,4 QH,$$

где Q – вес ударной части молота, кН;

H – фактическая высота падения ударной части молота.

При забивке наклонных свай минимальную энергию удара молота E_h определяют с учетом повышающего коэффициента, значение которого принимается для свай с наклоном 5:1; 4:1; 3:1; 2:1 соответственно 1,1; 1,15; 1,25; 1,4.

Выбранный молот проверяют на минимально допустимый отказ свайного элемента S_{min} , который принимается равным 0,002 м – при забивке свай, и не менее 0,01 м – при забивке шпунта.

Расчетный отказ S_p , т.е. отказ, при котором свая приобретает заданную несущую способность F_d , для железобетонных и деревянных свай длиной до 25 м определяется по формуле

$$S_p = \frac{\eta A E_d}{F_d (F_d + \eta A)} \cdot \frac{m_1 + \varepsilon^2 (m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}, \quad (2.3)$$

где η – коэффициент, принимаемый по табл. 2.2 в зависимости от материала сваи, кН/м²;

A – площадь, ограниченная наружным контуром сплошного или полого поперечного сечения ствола сваи, м²;

ε – коэффициент восстановления удара, принимается при забивке железобетонных свай и свай-оболочек молотами ударного действия с применением наголовника с деревянным вкладышем,

$\varepsilon^2 = 0,2$; при вибропогружении $\varepsilon^2 = 0$;

значения m_1, m_2, m_3 – те же, что и в формуле (2.2).

Т а б л и ц а 2.2

Значения коэффициента η для разных видов свай

Виды свай	Коэффициент η , кН/м ³
Железобетонные с наголовником	1500
Деревянные без подбабка	1000
Деревянные с подбабком	800

При выборе молота должны выполняться условия

$$S_{\min} < S_p; S_a < S_p, \quad (2.4)$$

где S_a – фактический остаточный отказ, равный значению погружения сваи от одного удара молота или работы вибропогружателя в течение одной минуты, м.

Выбор молота при забивке свай длиной свыше 25 м или с расчетной нагрузкой на сваю более 2000 кН, а также определение расчетного отказа для железобетонных свай длиной свыше 25 м и для стальных трубчатых свай, производится расчетом, основанным на волновой теории удара.

Проверка выбранного молота производится путем пробной забивки. Если вес ударной части молота недостаточен, сваи не достигнут заданной проектной отметки или будут разрушены. В таких случаях необходимо сменить молот на более тяжелый. Технические характеристики молотов приведены в табл. 2.3.

Таблица 2.3

Основные технические характеристики свайных молотов

Показатели	Паровоздушные молоты						Дизель-молоты					
	одиночного действия				двойного действия		пштанговые		трубчатые			
	ССС М-570	С-276А	С-811А	ССС-812А	СС-231	С-977	С-268	С-330	С-859	С-949	С-954	С-974
Масса ударной части, т	1,8	33,0	6,0	88,0	1,13	22,25	1,8	2,5	1,8	2,5	3,5	5,0
Энергия удара, кДж	26,5	40,2	80,5	98,1	17,7	16,7	15,7	19,6	47,2	65,7	92,3	132,4
Число ударов в минуту	30	40...50	40...45	35...40	95...112	100...105	55...60	42...50	43...55	43...55	43...55	43...55
Высота подъема ударной части, см	150	137	137	137	50,8	46	210	230	300	300	300	300
Общая масса молота, т	2,7	4,25	8,2	11,0	4,65	5,2	3,1	4,2	3,5	5,8	7,3	9,0

2.2. Выбор вибропогружателей

Значение необходимой для погружения несущего элемента вынуждающей силы F_0 определяется по формуле

$$F_0 = \frac{F_d - 2,8GG_n}{k_s}, \quad (2.5)$$

где F_d – несущая способность сваи или сваи-оболочки;

G_n – вес вибросистемы (вибропогружателя, наголовника, погружаемого элемента);

k_s – коэффициент снижения бокового сопротивления грунта при вибропогружении, принимается по табл. 2.4.

Т а б л и ц а 2.4

Коэффициенты бокового сопротивления грунта
при вибропогружении

Коэффициенты k_s для грунтов								
Песчаных влажных средней плотности								
гравелистых	крупных	средних	мелких	пылеватых				
2,6	3,2	4,9	5,6	6,2				
Пылевато-глинистых с показателем текучести I_L								
0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
1,3	1,4	1,5	1,7	2,0	2,5	3,0	3,3	3,5

Примечания:

1. Для водонасыщенных крупных песков значения k_s увеличиваются в 1,2 раза, средних – в 1,3 раза, мелких и пылеватых – в 1,5 раза.

2. Для заиленных песков значения k_s понижаются в 1,2 раза.

3. Для плотных песков значения k_s понижаются в 1,2 раза, для рыхлых – увеличиваются в 1,1 раза.

4. Для промежуточных значений показателя текучести глинистых грунтов значения k_s определяются интерполяцией.

5. При слоистом напластовании грунтов коэффициент k_s определяется как средневзвешенный по глубине.

Значения F_0 окончательно принимаются не менее $1,3 G_n$ при погружении оболочек с извлечением из их внутренней полости грунта и не менее $2,5G_n$ – при погружении любых несущих элементов без извлечения грунта.

По принятой необходимой вынуждающей силе подбирают тот вибропогружатель наименьшей мощности, у которого статический момент массы дебалансов K_m , кг · м, удовлетворяет условию

$$K_m \geq M_c A_0 / 100, \quad (2.6)$$

где M_c – суммарная масса вибропогружателя, сваи и наголовника, кг;

A_0 – необходимая амплитуда колебаний при отсутствии сопротивления грунта, см, принимается по табл. 2.5.

Т а б л и ц а 2.5

Амплитуды колебаний вибропогружателя при отсутствии сопротивления грунта

Характеристики прорезаемых грунтов по трудности вибропогружения	A_0 , см, при глубине погружения, м	
	до 20	свыше 20
Легкие: водонасыщенные пески, супеси, илистые, мягко- и текучепластичные пылевато-глинистые грунты	0,7	0,9
Средние: влажные пески, супеси, тугопластичные глины и суглинки	1,0	1,2
Тяжелые: полутвердые и твердые пылевато-глинистые грунты, маловлажные гравелистые плотные пески	1,4	1,6

Для оболочек, погружаемых с выемкой грунта из их внутренней полости, значения A_0 понижаются в 1,2 раза.

Технические характеристики вибрационных машин приведены в табл. 2.6.

Технические характеристики вибрационных машин

Показатели	Низкочастотные вибропогрузатели						Высокочастотный вибропогрузатель	Вибромолоты	
	ВП-3М	ВРП-30/120	ВУ-1,6	ВП-170М	ВРП-60/200	ВУ-3	ВВП-2А	В-533А	МШ-2М
Вынуждающая сила, кН	440	0...860	960	940/1270/ 1700	500...1820	2800 3400	245	310	94/117
Статический момент дебалансов, кг·м	236	0...300	350	500	300...520	994	10	30	9,1/11,3
Масса вибропогрузателя, т	7,5	7,5	11,7	12,5	15	27,6	2,5	6,75	4,1
Мощность электродвигателей, кВт	100	132	2х90	200	200	400	40	60	2х30
Число оборотов (ударов для молотов) в минуту	408	300...520	498	408/475	300...600	500 550	1500	970	970
Габаритные размеры в плане, м:									
длина	1,54	1,44	2,7	1,6	4,28	5,15	1,26	1,21	1,21
ширина	1,54	1,44	1,53	1,53	2,02	4,42	0,8	1,05	1,05

Погружение виброэлемента контролируют измерением скорости погружения и амплитуды колебаний. При резком снижении скорости или значительном увеличении амплитуды колебаний дальнейшее погружение приостанавливают для выяснения причин. Если скорость погружения падает ниже 5 см/мин, необходимо принимать дополнительные меры, облегчающие погружение.

3. ИЗГОТОВЛЕНИЕ СВАЙ В ГРУНТЕ

На местности, покрытой водой, изготовление свай в грунте обычно ведется с поверхности островков или полуостровков, размеры которых должны быть достаточными для размещения буровой установки, обеспечения ее перемещения ко всем несущим элементам фундамента. Работы по сооружению свай обычно предшествуют разработке котлована под ростверк (рис. 1.1). Некоторые технологические схемы изготовления свай в грунте описаны ниже.

3.1. Бурунабивные сваи

Изготовление бурунабивных свай предусматривает устройство в грунте скважины и при необходимости – уширения, установку арматурного каркаса, бетонирование скважины. Изготовить скважину в грунте можно различными способами:

1. Бурение ствола скважины с использованием для защиты ее стенок от обрушения обсадных труб или глинистого раствора.

2. Заглубление стальных обсадных труб с оставляемым в грунте наконечником (скважины диаметром менее 0,8 м).

3. Бурение скважин под защитой обсадных труб с открытым нижним концом (скважины диаметром более 0,8 м).

Обсадные трубы применяются для защиты стенок скважины от обрушения грунта устройстве наклонных свай, при прохождении прослоек ила, торфа, сильнофильтрующих слоев грунта. Разработку грунта внутри обсадной трубы проводят с соблюдением следующих требований:

1) рыхлые пески, ил, текучепластичные и мягкопластичные пылевато-глинистые грунты удаляют, сохраняя в полости трубы грунтовое ядро высотой 1,5 – 2 м;

2) плотные и средней плотности грунты допускается извлекать до уровня низа обсадной трубы;

3) тугопластичные, полутвердые и твердые глинистые грунты при необходимости можно разрабатывать ниже обсадной трубы.

Для разработки грунта используют грейферы различных конструкций, агрегаты всасывающего бурения, шнеки. Если между окончанием работ по устройству скважины и началом бетонирования перерыв – более 8 часов, грунт недобирают на 1...2 м до проектной отметки.

4. Бурение скважин под защитой глинистого раствора или избыточного давления воды (скважины диаметром 0,6 -1,5 м). В этом случае инвентарный патрубок для защиты грунта от обрушения устанавливается только в верхней части скважины. Ниже устойчивость стенок обеспечивается давлением глинистого раствора или избыточным давлением воды. При этом верх патрубка устанавливается на 0,7 м выше уровня воды на акватории или в патрубке, а низ – минимум на 3 м ниже дна с учетом его размыва у патрубка. При строительстве с полуостровка верхний конец патрубка должен быть не ниже поверхности грунта и не менее чем на 0,5 м выше уровня воды в патрубке; нижний конец – не менее чем на 3 м ниже поверхности грунта (рис.1.1). Работы выполняются без технологических перерывов между отдельными операциями во избежание случайного обрушения грунта. В готовую скважину устанавливают арматурный каркас, при изготовлении которого внутрь вставляют трубу диаметром 60 мм для контроля сплошности неразрушающими методами по ГОСТ 17623-87.

Бетонирование скважины выполняется чаще всего методом вертикально перемещающейся трубы (ВПТ) либо методом напорного бетонирования, когда к бетонолитной трубе, опущенной на дно скважины, подсоединяют магистраль автобетононасоса высокого давления типа «Путмайстер» и производят закачку бетона в скважину за один прием без подъема бетонолитной трубы до полного заполнения скважины бетоном. Нагнетание бетона под высоким давлением сопровождается полным удалением бурового шлама и, что исключает перемешивание бетона с тиксотропным раствором при подъеме трубы.

На рис 3.1 показана последовательность сооружения буровых свай с уширением.

3.2. Технология СФА или непрерывного шнекового бурения (НПШ) бурошнековая

Технология СФА или непрерывного шнекового бурения (НПШ) бурошнековая – высокопроизводительная технология для сооружения буровых свай среднего диаметра. Сменное оборудование к гидравлическим буровым станкам, необходимое при этой технологии, выпускают фирмы Soletanche (Франция), Casagrande (Италия), Sanwa (Япония), Bauer, Liebherr (Германия).

Технологическая схема изготовления сваи (рис. 3.2) состоит из следующих операций:

1. Бурение скважины. Производится шнеком (1), длина которого соответствует требуемой длине сваи. Забуривание шнека осуществляется с помощью гидравлического привода подачи 2 и гидравлического вращателя 3.

2. Бетонирование скважины. Центральной частью шнека является толстостенная труба, внутри которой проходит стальной бетоновод 5, соединяемый гибким звеном 4 с бетононасосом. Насос сначала нагнетает бетонное «молочко» для промывки забоя, а затем подает бетонную смесь; при этом шнек начинает подниматься из скважины. Выбуренный грунт 6 удаляется со шнека по мере его подъема с помощью зачистного ротора 7, приводимого в действие с помощью индивидуального гидромотора.

3. Армирование скважины. Арматурный каркас 10 опускается в скважину, заполненную бетонной смесью 8 с помощью вибратора 9. Нижняя часть каркаса снабжена арматурными выпусками 11, облегчающими его проникновение в бетонную смесь.

Технология СФА (или НПШ) предусматривает сооружение свай длиной до 15 м из бетонной смеси с ОК 20...24 см с применением галечникового (гладкого) щебня.

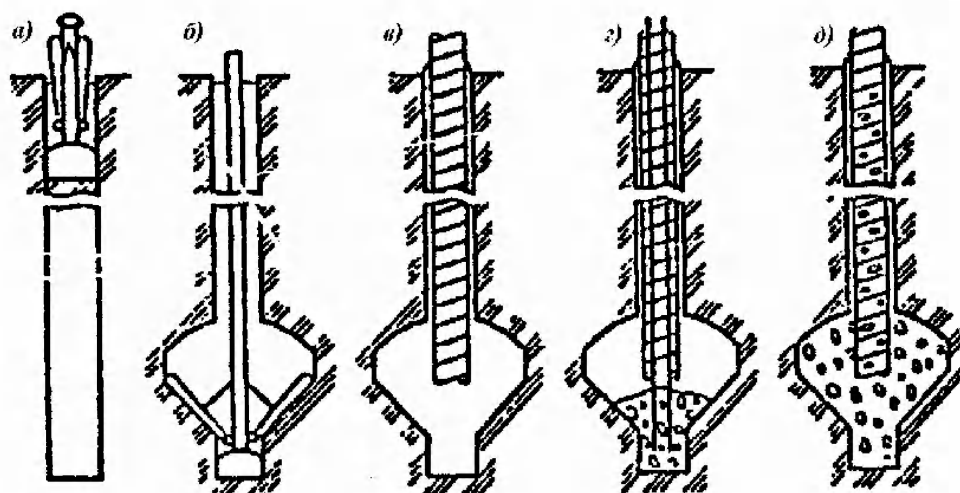


Рис. 3.1. Последовательность сооружения свай с уширением в основании:
 а – бурение ствола; б – разбуривание уширения; в – установка арматурного каркаса
 в скважину; г, д – бетонирование скважины

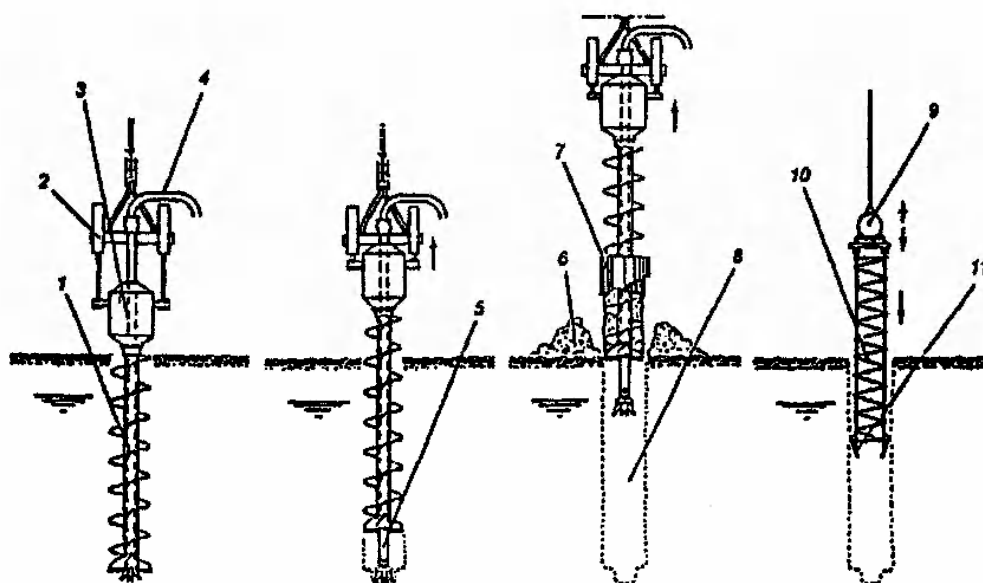


Рис. 3.2. Последовательность сооружения свай с использованием
 бурошнековой технологии:
 а – разработка скважины; б – заполнение скважины бетоном; в – погружение арматурного каркаса; г – очистка скважины;
 1 – шнек; 2 – гидравлический привод заглубления (подъема) шнека; 3 – гидравлический вращатель шнека; 4 – гибкое конечное звено бетоновода бетононасоса; 5 – стальной бетоновод; 6 – выбуренный грунт; 7 – зачистной ротор;
 8 – скважина, заполненная бетонной смесью; 9 – вибратор; 10 – арматурный каркас; 11 – нижние арматурные выпуски каркаса

4. ОГРАЖДЕНИЕ КОТЛОВАНА

4.1. Грунтовые перемычки

Перемычки из грунта применяются при глубине воды до 2 м (рис. 4.1 а) в том случае, когда скорость течения воды не превышает 0,5 м/с, а грунт – малофильтрующий и не размывается водой. Ширина грунтовых перемычек по верху должна быть не менее 1 м. Крутизну откосов назначают в зависимости от угла естественного откоса в водонасыщенном состоянии, но не круче 1 : 2 со стороны водоема и 1 : 1 – со стороны котлована. Возвышение верха перемычки над рабочим уровнем воды в реке принимается не менее 0,7 м. За рабочий горизонт принимается наивысший горизонт десятилетней повторяемости в период производства работ, определяемый по гидрогеологическим графикам. При применении грунтовых перемычек необходимо учитывать стеснение ими живого сечения реки. Дно водоема перед укладкой перемычки очищают от корчей, камней и других препятствий, которые могут уменьшить ее водонепроницаемость. Для отсыпки перемычки используются мелкие пески, супеси и суглинки с глинистыми частицами до 20%. Применение глин и суглинков с глинистыми частицами более 20% не допускается.

Для уменьшения стеснения живого сечения реки и фильтрации воды через перемычку проектируют грунтовые перемычки в комбинации с деревянным шпунтовым ограждением (рис. 4.1 б). Ширина перемычки по верху в этом случае должна быть не менее 50 см.

При скорости течения до 1,5 м/с грунтовую обсыпку от размыва защищают вторым рядом шпунта (рис. 4.1 в). Ширину между рядами двойного шпунтового ограждения необходимо применять не менее 1 м. Наружный ряд должен исключать возможность вымывания засыпки. Деревянное шпунтовое ограждение может применяться при отсутствии в грунтах включений в виде камней, затонувших деревьев и т.п.

Рекомендуемая глубина забивки в грунт деревянного шпунта не должна превышать 6 м.

4.2. Перемычки из стального шпунта.

В пределах водотока глубиной 3...5 м и более для ограждения котлована применяют стальной шпунт (рис. 4.1 г). Ограждения из стального шпунта применяются при меньших глубинах погружения, если погрузить деревянный шпунт нет возможности (в плотных глинистых, гравелистых грунтах).

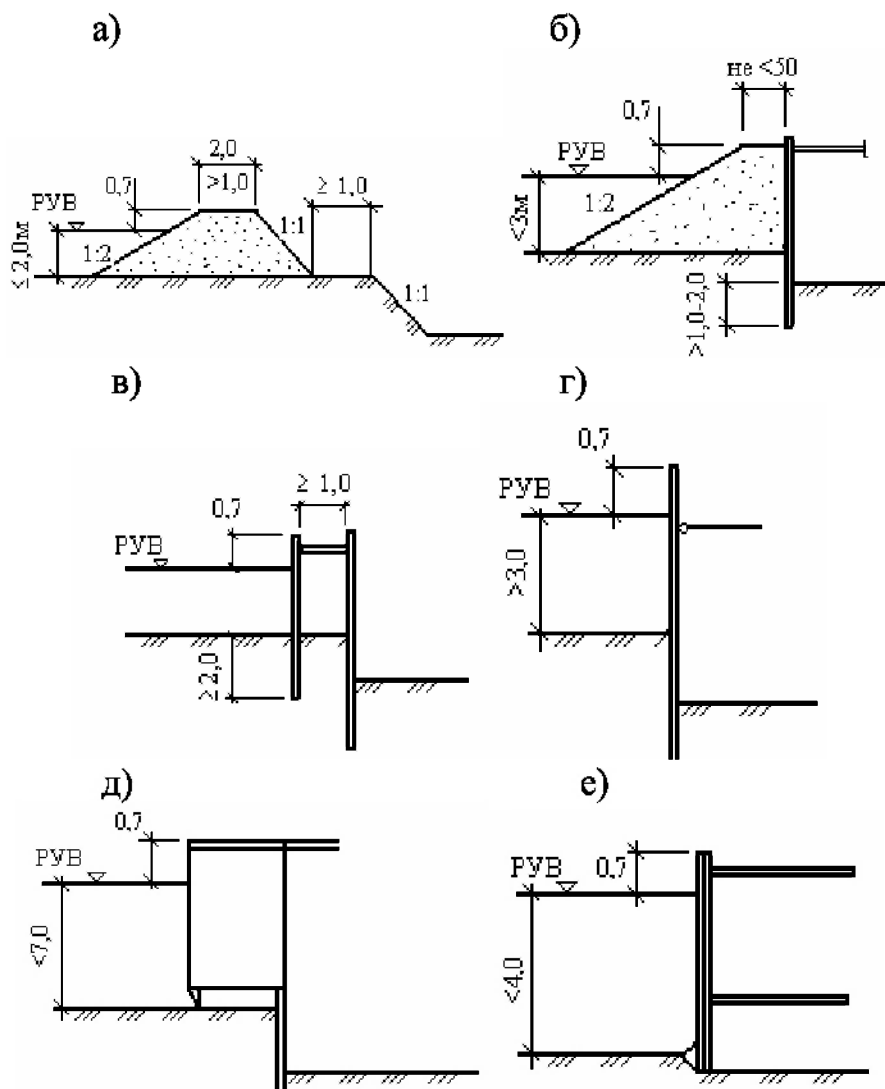


Рис. 4.1. Схемы перемычек:

- а – грунтовая; б – шпунтовая однорядная с односторонней отсыпкой грунта;
 в – шпунтовая двухрядная с засыпкой грунта; г – шпунтовая металлическая;
 д – ограждение из бетонных ящиков; е – ограждение из понтонов КС

Размеры шпунтового ограждения в плане принимаются на 30 см больше проектных размеров на участках укладки подводного бетона враспор со шпунтом.

4.3. Бездонные ящики

При глубине воды 1...2 м для ограждения котлована применяются деревянные щиты. При глубине воды до 4 м котлован ограждают бездонными ящиками разных конструкций (рис. 4.1 д, е). При глубине до 7 м целесообразно применять бездонные ящики из понтонов типа КС с ножом в нижней части. При укладке тампонажной подушки из подводного бетона высоту ножа при съемных ящиках применяют равной толщине подушки.

При выборе типа ограждения предпочтение отдают ограждениям из инвентарных элементов – стального шпунта, стальных щитов, закрытых понтонов и т. п. Ограждения из деревянных щитов, шпунта и бездонных ящиков из-за значительных затрат труда, времени на их изготовление и ремонт применяются, если устройство ограждения из инвентарных конструкций по тем или иным причинам невозможно.

Ограждения из тонкостенных железобетонных конструкций используются преимущественно в случаях, когда они являются элементами фундаментов.

5. ПОДВОДНАЯ РАЗРАБОТКА ГРУНТА

Для подводной разработки грунта применяются грейферы, эрлифты, гидроэлеваторы.

Грейферы представляют собой навесное оборудование. Они могут быть присоединены к любому типу кранов грузоподъемностью не менее 6 т (рис. 5.1 а). Обычно применяют грейферы двух и четырехчелюстные с емкостью ковша 0,5...1 м³. В раскрытом состоянии размер грейферного ковша в плане составляет 2...2,6 м, что необходимо учитывать при назначении расстояний между элементами креплений котлована. Грейферы пригодны для разработки любых грунтов, кроме разжиженных, которые, вытекая из ковша, резко снижают его производительность.

Эрлифты применяются преимущественно для мелкозернистых грунтов с их искусственным разрыхлением. Для работы эрлифта котлован должен быть затоплен водой на глубину не менее 3 м. Чем глубже погружена в воду смесительная камера, тем больше производительность эрлифта. Схема работы эрлифта показана на рис. 5.1 б.

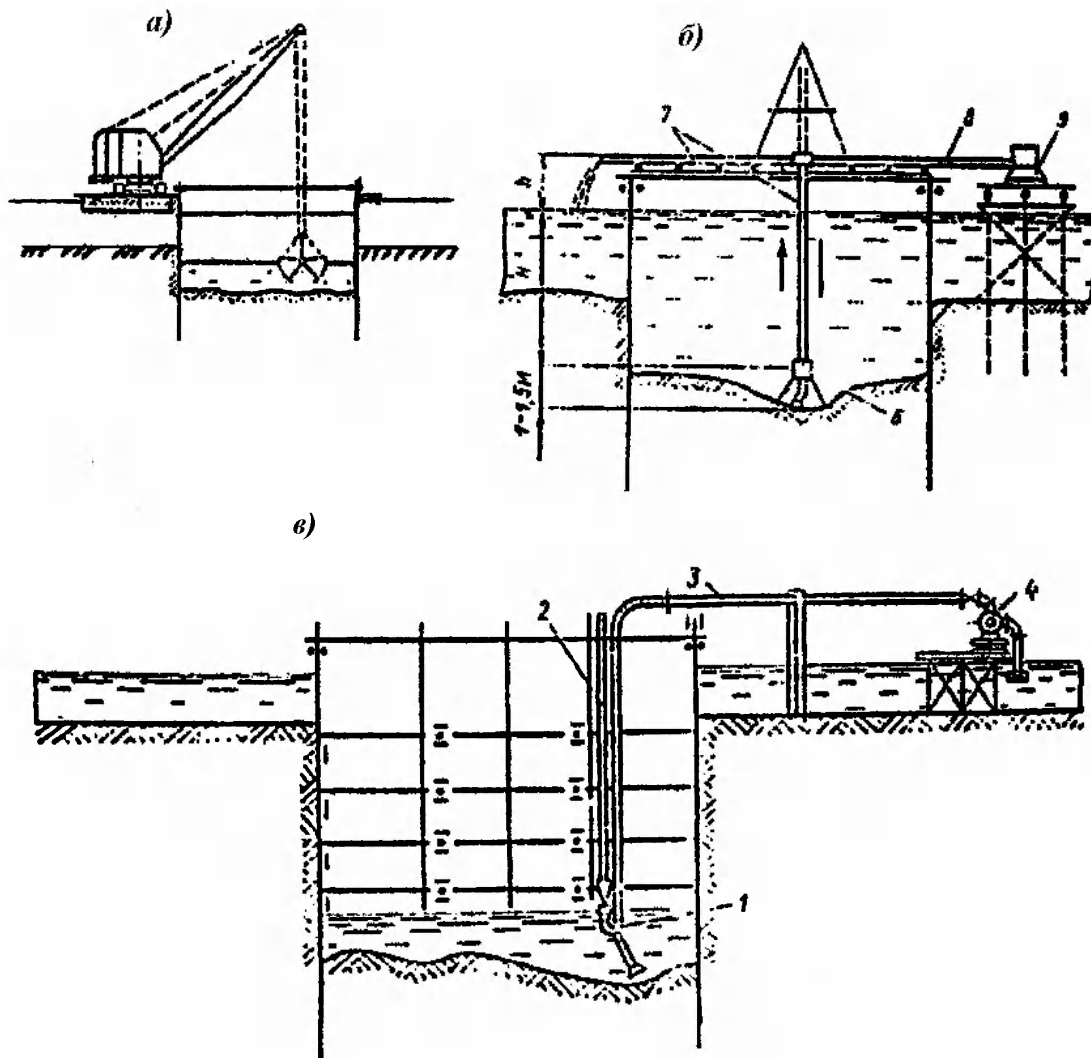


Рис. 5.1. Схемы разработки котлована:
 а – грейфером; б – эрлифом; в – гидроэрлифом; 1 – гидроэлеватор; 2 – пульпопровод; 3 – водонапорные трубы; 4 – насос; 5 – грейферный ковш; 6 – эрлиф;
 7 – 9 – компрессор

Гидроэлеваторы разрабатывают пески с любой крупностью зерен, гравийные и галечниковые грунты, супеси. Суглинки и глины необходимо предварительно разрыхлять или размывать струей воды (гидромонитором). Если фильтрационный приток воды в котлован недостаточен для образования пульпы, воду подкачивают из реки, искусственно затопляя котлован. Применение гидроэлеваторов целесообразно при объеме котлована свыше 600 м^3 и глубине $8 \dots 10 \text{ м}$. Схема разработки котлована гидроэлеватором показана на рис. 5.1 в.

6. УСТРОЙСТВО РОСТВЕРКОВ

Обрез традиционных ростверков свайных фундаментов расположен ниже уровня меженных вод. Для производства насухо работ по сооружению ростверка в тех случаях, когда шпунт не достигает водоупора, на дно котлована укладывают тампонажную подушку (водозащитный слой) методом ВПТ. Толщина слоя определяется расчетом на давление воды снизу:

$$h = H \cdot \gamma_{\omega} / \gamma,$$

где H – высота слоя воды в котловане, м;

γ_{ω} – удельный вес воды, кН/м³;

γ – удельный вес бетона, кН/м³.

Минимальная толщина тампонажного слоя бетона – 1 м. При укладке бетона на днище ящика-каркаса она может быть уменьшена до 50 см.

Тампонажный слой укладывают:

- 1) при низких ростверках – непосредственно на грунт;
- 2) при высоких ростверках – на песчаную отсыпку, засыпаемую в ограждение (шпунт или бездонный ящик) до отметки низа тампонажного слоя или на деревянное днище, устраиваемое заранее в необходимом уровне в каркасе для погружения свай, свай-оболочек или в плавучем понтоне.

Откачка воды из ограждения и бетонирование свайного ростверка производится после приобретения бетоном тампонажного слоя прочности не менее 25 кг/см³.

Допускается применение грунтовых тампонов из мятой глины с песком при небольших глубинах воды, малом напоре и скоростях течения, исключаящих размыв дна у ограждения.

На рис. 6.1 показана возможная последовательность работ при сооружении свайного фундамента с низким ростверком (подошва ростверка заглублена в грунт):

- 1) установка направляющего каркаса, предназначенного для обеспечения проектного положения погружаемых свай и являющегося распорным креплением ограждения котлована (погружение свай производится по периметру направляющего каркаса шпунта для ограждения котлована) (рис. 6.1 а);

2) подводная разработка грунта в котловане до проектной отметки (рис. 6.1 б);

3) погружение свай до проектной отметки (рис. 6.1 в);

4) укладка водозащитной (тампонажной) подушки методом ВПТ (рис. 6.1 г);

5) осушение котлована (водоотлив); срезка верхней части свай; установка опалубки ростверка; укладка арматуры; бетонирование ростверка и надфундаментной части опоры (или монтаж сборной опоры) (рис.6.1 д);

б) демонтаж ограждения котлована (рис. 6.1 е).

Сооружение свайных фундаментов с высоким ростверком на акватории возможно с применением ящика-каркаса, шпунтового ограждения или бездонных ящиков. На рис. 6.2 показана возможная последовательность работ при сооружении свайного фундамента с высоким ростверком в ящике-каркасе:

1) ящик-каркас устанавливается в проектное положение (конструкция представляет собой, как правило, металлический направляющий каркас с деревянным днищем; в днище предусматриваются отверстия для пропуска свай, которые должны соответствовать диаметру свай с припуском по 2 см на каждую сторону) (рис. 6.2 а);

2) по периметру ящика-каркаса устанавливаются щиты ограждения (рис. 6.2 б);

3) погружаются сваи (рис. 6.2 в);

4) укладывается тампонажный слой бетона (рис. 6. 2 г);

5) выполняется водоотлив; проводятся работы по сооружению ростверка и надфундаментной части опоры (рис. 6.2 д);

б) производится демонтаж ограждения котлована (рис. 6.2 е).

На рис. 6.3 даны схемы устройства свайного фундамента с высоким ростверком с использованием бездонного ящика (рис.6.3 а) и в шпунтовом ограждении (рис.6.3 б). В этих случаях до низа водозащитной подушки насыпается грунт (песок).

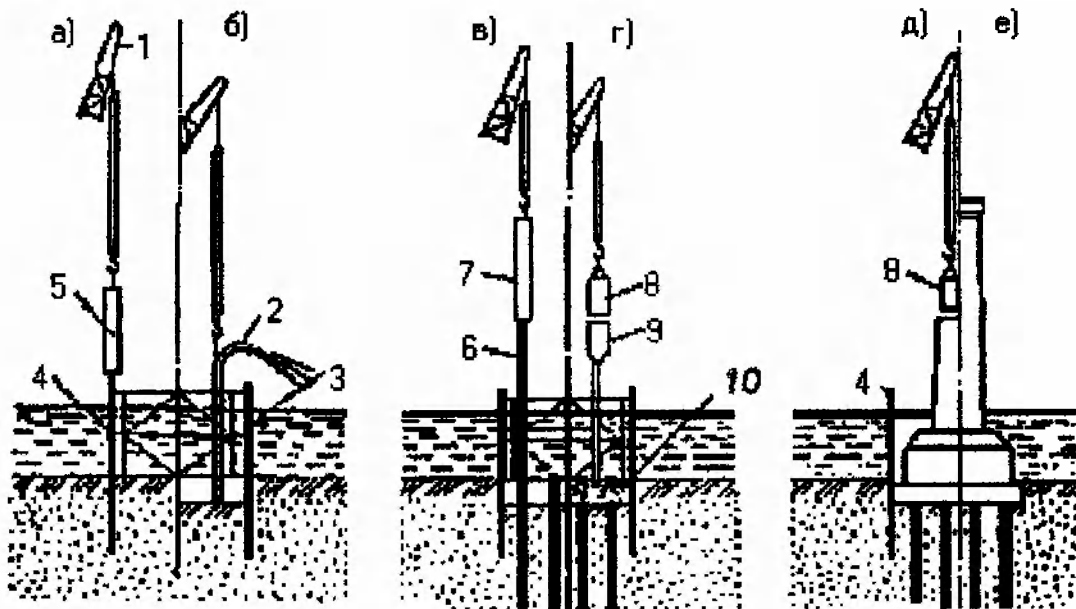


Рис. 6.1. Последовательность работ при сооружении свайного фундамента с заглубленным в грунт ростверком:

- 1 – стрела крана; 2 – эрлифт; 3 – направляющий каркас; 4 – шпунт; 5 – вибромолот; 6 – свая; 7 – сваебойный молот; 8 – кубло; 9 – бункер с монолитной трубой; 10 – бетонная смесь

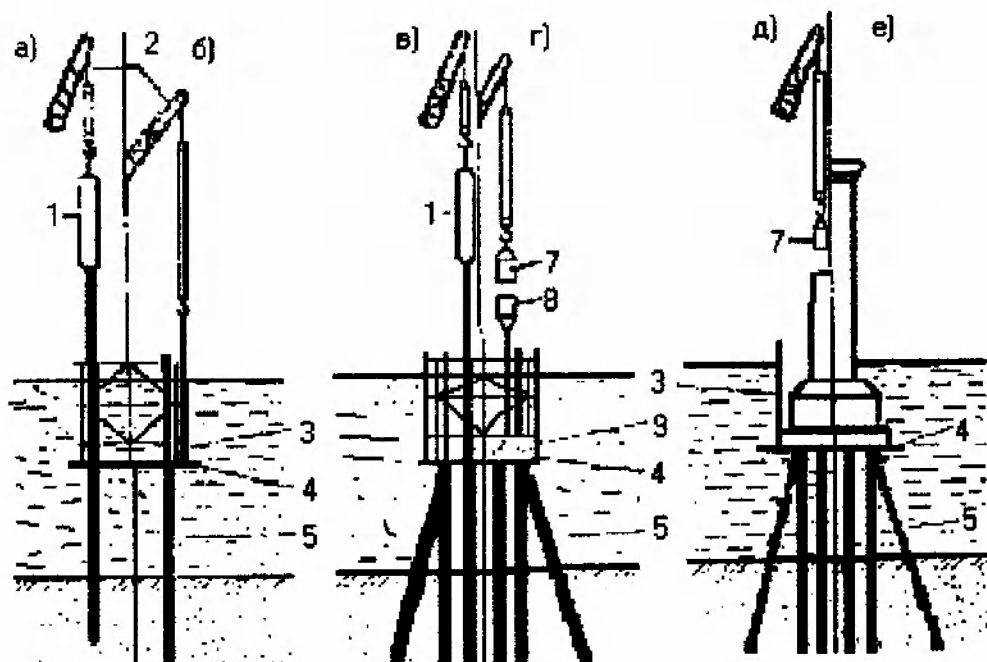


Рис. 6.2. Последовательность работ при сооружении свайного фундамента с ростверком, расположенным под грунтом:

- 1 – сваебойный молот; 2 – стрела; 3 – щит ограждения котлована; 4 – днище; 5 – свая; 6 – направляющий каркас; 7 – кубло; 8 – бункер с бетонной трубой; 9 – бетонная смесь

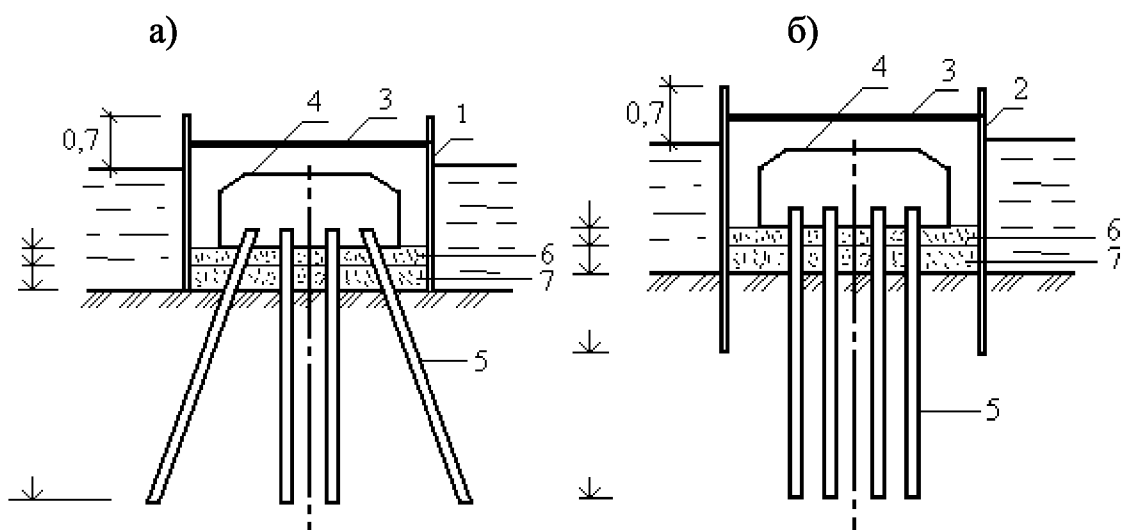


Рис. 6.3. Ограждения котлованов на акватории при сооружении ростверка, расположенного над грунтом:

- а – в бездонном ящике; б – в ограждении из шпунта;
 1 – бездонный ящик; 2 – шпунт; 3 – распорка; 4 – контур ростверка; 5 – свая;
 6 – водозащитная подушка; 7 – грунтовая засыпка

7. РАСЧЕТ ОДНОРЯДНОЙ ПЕРЕМЫЧКИ ИЗ МЕТАЛЛИЧЕСКОГО ШПУНТА

Глубина погружения шпунта ниже дна котлована определяется расчетом его на устойчивость положения. Независимо от результатов расчета глубину погружения шпунта ниже дна котлована принимают для пылевато-глинистых грунтов с показателем текучести $I_L > 0,5$, пылеватых и мелких песков – не менее 2 м, а в остальных случаях – не менее 1 м. В ограждении с тампонажной подушкой глубина забивки шпунта ниже дна котлована должна быть не менее 1 м в любых грунтах, кроме скальных.

При заглублении шпунта в супесь или песок и отсутствии тампонажного слоя глубина погружения проверяется по условию исключения возможности наплыва грунта в котлован при водопонижении по формуле

$$T = (H_w \cdot \gamma_w) / (m_1 \cdot \gamma_{sb} \cdot \pi), \quad (7.1)$$

где H_w – расстояние от дна котлована до горизонта воды снаружи котлована во время откачки воды;

$\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$ – удельный вес воды;

γ_{sb} – удельный вес грунта во взвешенном состоянии;

m_1 – коэффициент условий работы, принимаемый равным: 0,7 – для гравелистого и крупного песка и супеси; 0,5 – для песка средней крупности и мелкого; 0,4 – для песка пылеватого.

При расчете устойчивости глубина погружения шпунта ниже дна котлована определяется исходя из условия

$$M_a \leq (\gamma_c / \gamma_n) M_n, \quad (7.2)$$

где M_a – момент опрокидывающих сил относительно оси возможного поворота (опрокидывания) шпунта;

M_n – момент удерживающих сил относительно той же оси;

γ_c – коэффициент условий работы;

γ_n – коэффициент надежности.

Расчет ведется в следующей последовательности:

1. Определение расчетные характеристик грунта. Для расчета по первой группе предельных состояний значение угла внутреннего трения φ_1 , удельного сцепления c_1 и удельного веса грунта γ_1 определяется по формуле

$$X = X_n / \gamma_q, \quad (7.3)$$

где X_n – нормативное значение соответствующей характеристики (φ_1, c_1, γ_1);

γ_q – коэффициент надежности по грунту, принимается $\gamma_q = 1,5$ – при расчете удельного сцепления; $\gamma_q = 1,1$ – при расчете угла внутреннего трения песчаных грунтов; $\gamma_q = 1,15$ – при расчете угла внутреннего трения пылеватоглинистых грунтов; $\gamma_q = 0,95$ – при расчете удельного веса грунта.

Разнородные грунты, различающиеся значениями каждой из характеристик не более чем на 20%, допускается рассматривать как однородный грунт со средневзвешенными значениями характеристик:

$$\gamma_\mu = \Sigma \gamma_i h_i / \Sigma h_i; \quad c_\mu = \Sigma c_i h_i / \Sigma h_i; \quad \varphi_\mu = \Sigma \varphi_i h_i / \Sigma h_i, \quad (7.4)$$

где φ_i, c_i, γ_i – значения φ, c, γ для i -го слоя грунта толщиной h_i .

Если это условие не соблюдается, давление на ограждение определяют для каждого слоя грунта отдельно, рассматривая выше расположенные слои как вертикальную пригрузку.

2. Расчет коэффициентов бокового давления грунта. Расчет производится по формулам

$$\begin{aligned}\lambda_a &= \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \varphi_1/2\right); \\ \lambda_{\text{п}} &= \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \varphi_1/2\right),\end{aligned}\tag{7.5}$$

где λ_a – коэффициент активного бокового давления;
 $\lambda_{\text{п}}$ – коэффициент пассивного бокового давления;
 φ_1 – угол внутреннего трения грунта на глубине z .

3. Определение активного и пассивного давления грунта на ограждение. Расчет выполняется упрощенно с учетом плоских поверхностей скольжения. Активное (σ_a) и пассивное ($\sigma_{\text{п}}$) горизонтальное давление грунта на ограждение на глубине z определяется по формулам:

$$\begin{aligned}\sigma_a &= \sigma_z \lambda_a - c_1(1 - \lambda_a) / \operatorname{tg}\varphi_1; \\ \sigma_{\text{п}} &= \sigma_z \lambda_{\text{п}} + c_1(\lambda_{\text{п}} - 1) / \operatorname{tg}\varphi_1,\end{aligned}\tag{7.6}$$

где σ_z – вертикальное напряжение в грунте на глубине z ;
 c_1 – удельное сцепление грунта на глубине z .

Удельное сцепление для пылевато-глинистых грунтов с показателем текучести $I_L > 0,5$ в запас устойчивости можно не учитывать.

Вертикальное напряжение в грунте на глубине z определяется по формуле

$$\sigma_z = \sum \gamma_i h_i + \gamma_{\omega} h_{\omega},\tag{7.7}$$

где γ_i – расчетный удельный вес i -го слоя грунта;
 h_i – мощность i -го слоя грунта;
 γ_{ω} – удельный вес воды;
 h_{ω} – толщина слоя воды над водоупором.

Последнее слагаемое в формуле учитывают только при определении давления грунта ниже кровли водоупора. В формуле (7.7) удельный вес для несвязных грунтов, супеси, глин и суглинков кон-

систенции от мягкопластичной до текучей принимается с учетом взвешивающего действия воды. Водопором считают глины и суглинки твердой и полутвердой консистенции.

4. Определение давления воды на шпунтовое ограждение. Давление воды учитывается в пределах толщи свободной воды и в водопроницаемых грунтах (все несвязные грунты, супеси, суглинки и глины при $I_L > 0,5$). Наибольшее значение давления воды вычисляется по формуле

$$\sigma_{\omega} = \gamma_{\omega} \cdot H_{\omega}, \quad (7.8)$$

где H_{ω} – величина свободного напора;

γ_{ω} – удельный вес воды, принимается равным 10 кН/м^3 .

5. Построение эпюр активного и пассивного давления грунта и эпюры гидростатического давления воды на ограждение. Строятся эпюры активного, пассивного давления грунта и гидростатического давления воды. Они разбиваются на элементарные геометрические фигуры (треугольники и прямоугольники). Определяются равнодействующие усилия, равные площади элементарных геометрических фигур. Равнодействующие усилия прикладываются в центре тяжести соответствующих геометрических фигур.

Определяются моменты этих сил относительно возможной точки поворота, положение которой зависит от расчетной схемы шпунтовой стенки.

6. Расчет шпунтовых стенок. Расчет производится по схеме консольной конструкции (свободно стоящие шпунтовые стенки) или по схеме конструкции с одним или несколькими ярусами распорок.

В формуле (7.2) приравнивают левую и правую части и решают уравнение относительно величины t (глубина погружения шпунта ниже дна котлована).

7.1. Особенности расчета свободно стоящего шпунта

Шпунтовая стенка без крепления под действием активных сил стремится повернуться вокруг точки O , расположенной на расстоянии t ниже дна котлована (рис.7.1 а). Величина t определяется из условия (7.2). Для свободно стоящего шпунта принимают γ_c / γ_n

равным 0,95. В расчете условно учитываются только силы, расположенные выше точки поворота. Общая глубина погружения стенки ниже дна котлована принимается на 15...20 % больше значения, полученного по расчету.

7.2. Особенности расчета шпунтовой стенки с одним ярусом распорок

При расчете по схеме свободного опирания конца стенки полная глубина погружения шпунта ниже дна котлована определяется из условия (7.2). Отношение γ_c / γ_n в этом случае принимают равным m и определяют по графику (рис.7.2). Моменты определяют относительно точки вращения O , расположенной на уровне распорки (рис. 7.1 б).

При определении изгибающих моментов в шпунтовой стенке и усилий в распорке стенку рассматривают как балку на двух шарнирных опорах. Одна опора принимается на уровне распорки, а вторая (условная) – на глубине 0,5 t . Нагрузками на балку являются активные давления грунта и воды.

7.3. Особенности расчета шпунтовой стенки с двумя и более ярусами распорок

Расчет выполняется для промежуточных стадий сооружения перемишки (вода откачана на глубину, достаточную для постановки нижнего яруса распорок; грунт разработан на глубину, достаточную для постановки нижнего яруса распорок; нижняя распорка не поставлена) и для конечной стадии (грунт разработан до проектной отметки; поставлен нижний ярус распорок).

Для конечной стадии ведения работ величина t определяется путем вычисления суммы моментов сил активного и пассивного давления грунта и воды, действующих ниже последнего яруса распорок. Моменты рассчитываются относительно точки O , расположенной на уровне нижнего яруса распорок (рис.7.1 в).

Расчет с запасом устойчивости можно вести исходя из зависимости (7.2). В этом случае в точке O предполагается шарнир. Отношение γ_c / γ_n принимается равным m и определяется по графику, приведенному на рис.7.2.

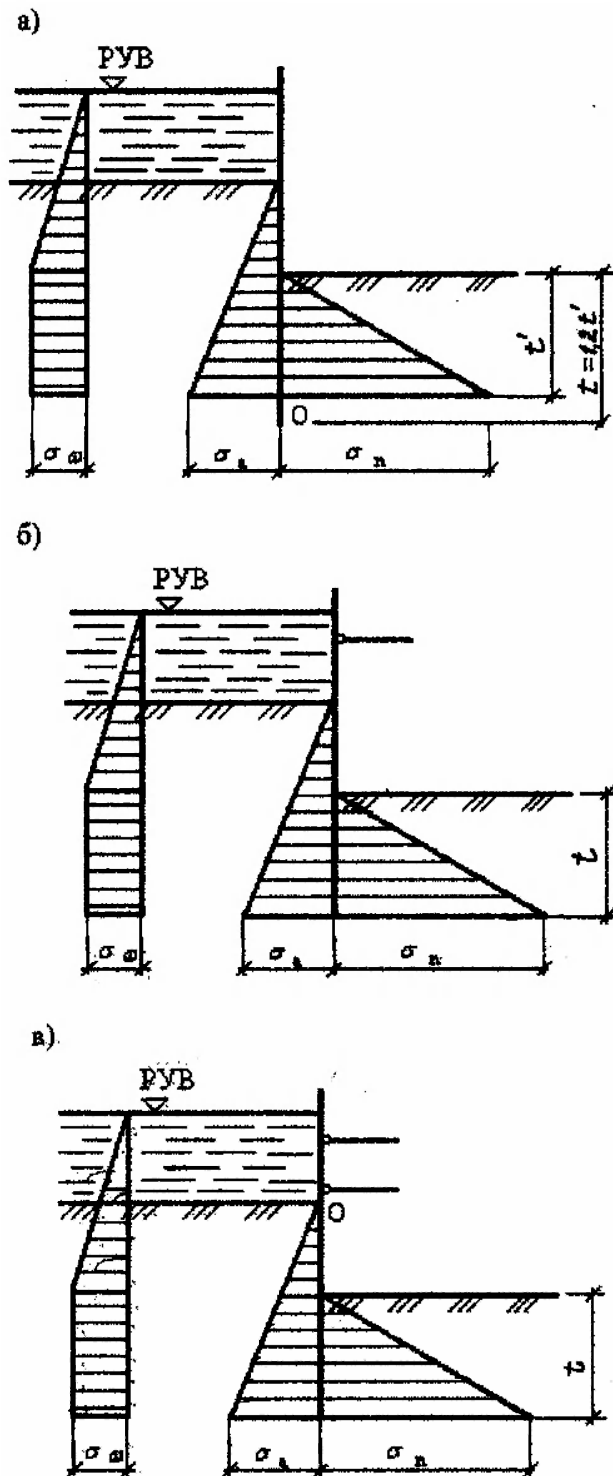


Рис. 7.1. Схема к расчету глубины погружения ниже дна котлована
 однорядных шпунтовых перемычек:
 а – свободно стоящих; б – с одним ярусом распорок;
 в – с двумя и более ярусами распорок

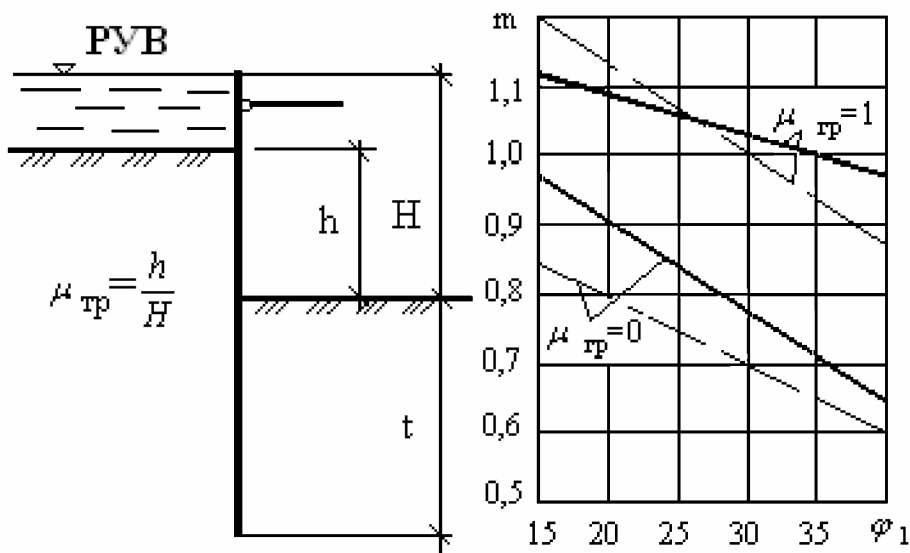


Рис.7.2. График для определения коэффициента $m = \gamma_c / \gamma_n$ (формула 7.2) для шпунтового ограждения на открытом водотоке (пунктирная линия дана для стенки с двумя и более ярусами креплений, сплошная – с одним ярусом)

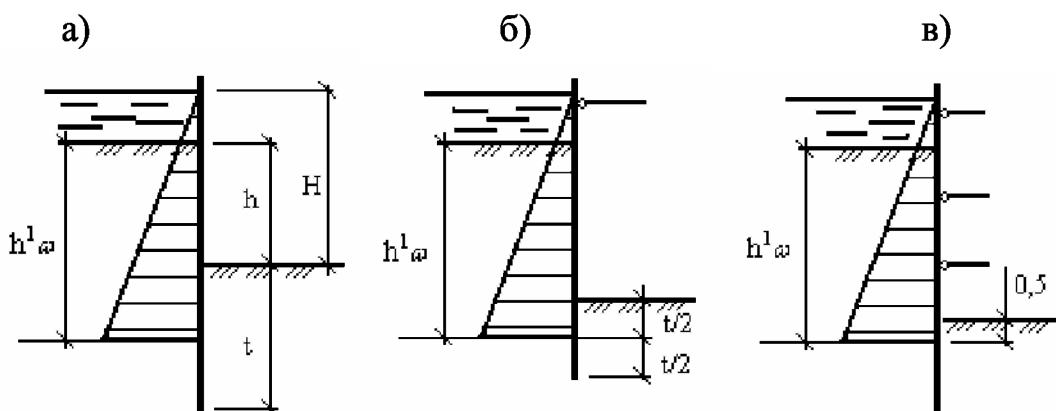


Рис. 7.3. Эпюры гидростатического давления в пределах связного грунта: а – для свободно стоящих стенок; б – для стенок с одним ярусом креплений; в – для стенок с двумя и более ярусами креплений

Более точный расчет получают, рассматривая стенку как неразрезную.

Глубина погружения t в этом случае определяется из условия

$$M_a + M_w = (\gamma_c / \gamma_n)(M_{\pi} + W_x R_y), \quad (7.9)$$

где W_x и R_y – момент сопротивления 1 м в плане сечения шпунтовой стенки и расчетное сопротивление материала, определяемые по табл. 7.1; остальные обозначения – по формуле (7.2).

Таблица для расчета шпунтовой стенки с двумя
и более ярусами распорок

Профиль шпунта	Условное обозначение	Площадь сечения, см ²	Момент инерции, см ⁴	Момент сопротивления, см ³
Плоский	ШП – 1	82	<u>332</u>	<u>73</u>
	ШП – 2	39	961	188,5
			<u>80</u>	<u>28</u>
			482	136
Корытный	ШК – 1	64	<u>730</u>	<u>114</u>
	ШК – 2	74	2992	402
			<u>2243</u>	<u>260</u>
			10420	843
Зетовый	ШД – 3	78	7600	630
	ШД – 5	119	20100	1256
Типа “Ларсен”	Л – 1V	94,3	<u>4640</u>	<u>405</u>
	Л – V	127,6	39600	2200
			<u>6243</u>	<u>461</u>
			50943	2962

Примечание. В знаменателе приведены моменты инерции и сопротивления 1 м стенки при учете совместной работы шпунтовых свай на изгиб. Остальные характеристики даны для одной шпунтовой сваи.

При определении изгибающих моментов в шпунтовой стенке и усилий в распорке стенку рассматривают как многопролетную балку. Опоры принимаются на уровне распорок; дополнительная условная опора вводится на глубине 0,5 т. Нагрузками на балку являются активные давления грунта и воды.

В случае недостаточной прочности материала шпунтовой стенки целесообразно изменить положение распорки по высоте или увеличить глубину погружения шпунта в грунт, чтобы за счет обеспечения заделки нижней части стенки снизить изгибающие моменты в ее поперечных сечениях.

7.4. Особенности расчета перемычек при погружении в водонепроницаемые грунты

Перемычки из шпунта, забиваемого в водонепроницаемый грунт, рассчитываются на горизонтальные нагрузки по двум схемам.

В первом случае считают, что между водонепроницаемым грунтом и шпунтом образуется щель, заполненная водой; при этом учитывают гидростатическое давление воды, проникающей между стенкой и грунтом на глубину h_w^1 (активное давление водонепроницаемого грунта в этом случае не учитывают).

Во втором случае исключают возможность проникания воды между стенкой и водонепроницаемым грунтом. Учитывают горизонтальное давление на шпунтовую стенку водонепроницаемого грунта, пригруженного сверху гидростатическим давлением воды. Если над водонепроницаемым слоем расположен водопроницаемый грунт, учитывается и вес последнего, определяемый с учетом взвешивания в воде.

Глубина h_w^1 проникания воды между стенкой и водонепроницаемым грунтом (считая от его поверхности) принимается равной:

1) для ограждений, не имеющих распорных креплений (рис.7.3 а),

$$h_w^1 = 0,7 t^1, \quad (7.10)$$

где t^1 – глубина погружения шпунта в водонепроницаемый грунт;

2) для ограждений с одним ярусом креплений (рис. 7.3 б)

$$h_w^1 = t^1 - t / 2, \quad (7.11)$$

где t^1 – глубина погружения шпунта ниже дна котлована;

3) для ограждений с несколькими ярусами креплений (рис.7.3 в) – на 0,5 м ниже уровня грунта в котловане при установке верхнего яруса креплений, расположенного в пределах водопроницаемого грунта.

Из двух значений t , установленных по обеим схемам, принимается наибольшее.

При расчете пассивного давления грунта удельное сцепление на уровне дна котлована принимается равным нулю. Своего расчетного значения оно достигает на глубине 1 м ниже дна котлована.

7.5. Особенности расчета перемычки при применении водозащитной подушки

Расчет выполняется для двух стадий.

На первой стадии расчета шпунтовую стенку рассматривают до бетонирования тампонажной подушки, учитывая гидростатическое давление, соответствующее понижению уровня воды в котловане на глубину, необходимую для постановки первого яруса креплений, но не менее 1,5 м и не менее $0,25 N_w$. На второй стадии расчета предполагают, что бетон тампонажной подушки набрал необходимую прочность, а вода из котлована полностью удалена. В этом случае точку поворота стенки принимают на 0,5 м ниже верха тампонажного слоя бетона. В неравенстве (7.2) принимают M_a равным моменту активного давления взвешенного в воде грунта и гидростатического давления воды, действующего на стенку выше оси ее поворота, $M_{п}$ – моменту пассивного давления взвешенного в воде грунта, действующего на стенку ниже оси ее поворота.

При определении момента $M_{п}$ эпюру пассивного давления грунта считают треугольной с нулевой ординатой на уровне оси поворота стенки; наибольшую ее ординату находят, принимая $H = h + t$ (рис.7.4).

За расчетную глубину погружения шпунта из двух значений t принимают максимальное.

7.6. Пример расчета

Требуется определить глубину погружения шпунта ниже дна котлована. Глубина воды – 3 м; глубина котлована – 2,5 м; грунт – песок мелкий; нормативное значение угла внутреннего трения $\varphi_n = 33^0$; нормативное значение удельного веса с учетом взвешивания $\gamma_{n\text{sb}} = 9,8 \text{ кН/м}^3$.

Принимаем стенку из металлического шпунта с одним ярусом распорок. Схема расположения креплений приведена на рис 7.5. Для защиты котлована от подтопления через дно предусматриваем укладку слоя подводного бетона.

На первой стадии расчета шпунтовую стенку рассматриваем до бетонирования тампонажной подушки. Учитываем гидростатическое давление, соответствующее понижению уровня воды в котловане на глубину, необходимую для постановки первого яруса креплений.

Принимаем уровень воды в котловане на отметке на 1,5 м ниже распорки.

1. По формуле (7.2) определяем расчетные значения удельного веса грунта с учетом взвешивания и угла внутреннего трения:

$$\gamma_{1sb} = 9,8 / 0,95 = 10,3 \text{ кН/м}^3; \quad \varphi_1 = 33^\circ / 1,1 = 30^\circ.$$

2. Рассчитываем по формулам (7.4) значения коэффициентов активного и пассивного бокового давления:

$$\lambda_a = \text{tg}^2(45^\circ - 30^\circ/2) = 0,33; \quad \lambda_{\pi} = \text{tg}^2(45^\circ + 30^\circ/2) = 3,0.$$

3. Для построения эпюр активного и пассивного давления грунта определяем горизонтальные напряжения в характерных точках по формулам (7.5), (7.6).

Активное давление грунта на отметке -2,5 м (отметка дна котлована) равно

$$\sigma_{a1} = \gamma_{1sb} \cdot h \cdot \lambda_a = 10,3 \cdot 2,5 \cdot 0,33 = 8,5 \text{ кПа}.$$

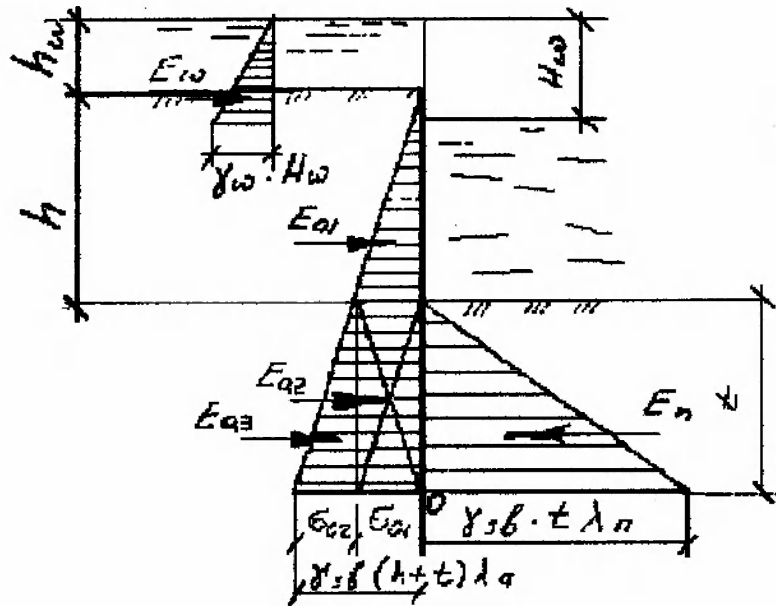
Дополнительное активное давление грунта на отметке, соответствующей нижнему концу шпунтовой стенки

$$\sigma_{a2} = \gamma_{1sb} \cdot t \cdot \lambda_a = 10,3 \cdot t \cdot 0,33 = 3,4 t \text{ кПа}.$$

Пассивное давление грунта на этой же отметке

$$\sigma_{\pi 1} = \gamma_{1sb} \cdot t \cdot \lambda_{\pi} = 10,3 \cdot t \cdot 3,0 = 30,9 t \text{ кПа}.$$

a)



б)

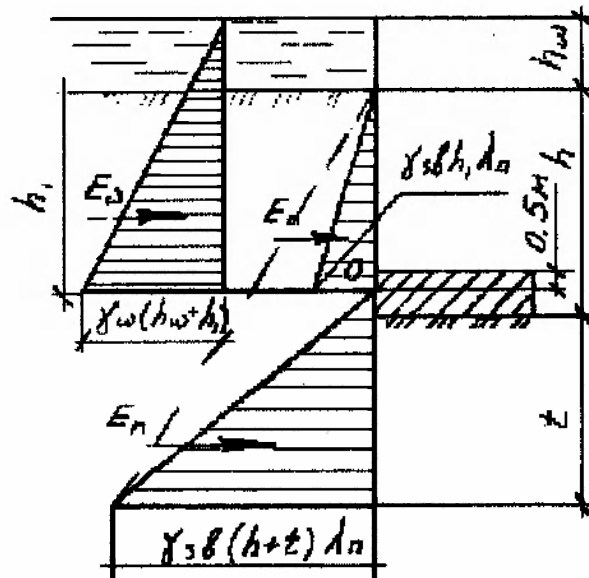


Рис. 7.4. Схемы к расчету свободно стоящей шпунтовой стенки в несвязных грунтах с подводной тампонажной подушкой:

а – расчет для стенки до укладки подводного бетона;

б – расчет после устройства тампонажного слоя

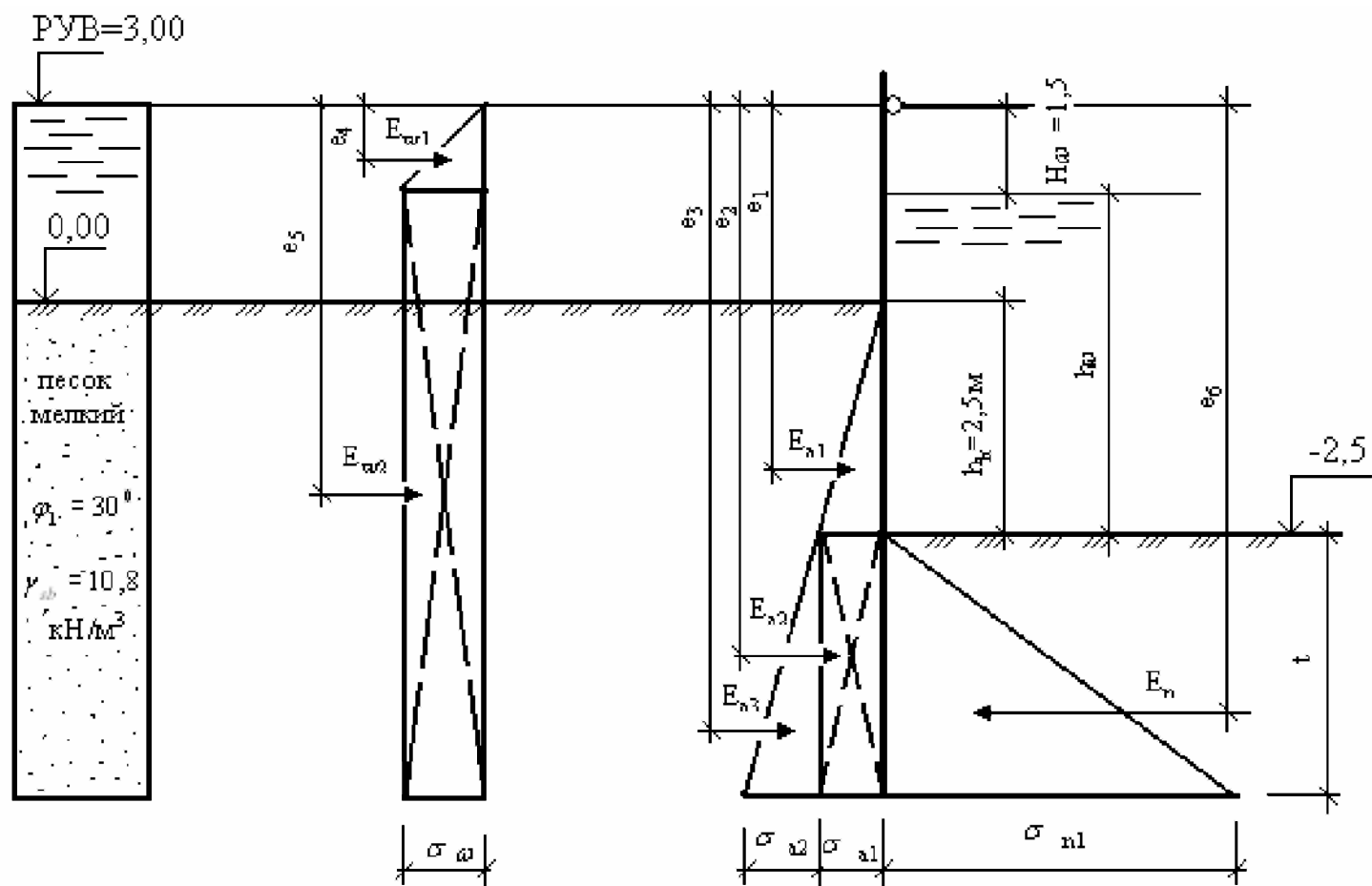


Рис. 7.5. Расчетная схема к примеру

Ординаты гидростатического давления воды на отметке РУВ (поверхность воды): $\sigma_{\omega} = 0$. Определяем гидростатическое давление на уровне 1,5 м от распорки:

$$\sigma_{\omega} = \gamma_{\omega} \cdot H_{\omega} = 10 \cdot 1,5 = 15 \text{ кПа.}$$

Эпюры горизонтальных напряжений показаны на рис.7.5.

4. Эпюры активного, пассивного давления грунта и гидростатического давления воды разбиваем на элементарные геометрические фигуры (треугольники и прямоугольники). В центре тяжести каждого участка прикладываем равнодействующее усилие, равное площади соответствующего участка:

$$E_{w1} = 0,5 \sigma_{\omega} \cdot H_w = 1,5 \cdot 15 \cdot 0,5 = 11,25;$$

$$E_{w2} = \sigma_{\omega} (h_w + t) = 15 (1,5 + 2,5 + t) = 60 + 15 t;$$

$$E_{a1} = 0,5 \sigma_{a1} \cdot h_k = 8,5 \cdot 2,5 \cdot 0,5 = 10,6;$$

$$E_{a2} = \sigma_{a1} \cdot t = 8,5 \cdot t = 8,5 t;$$

$$E_{a3} = 0,5 \sigma_{a2} \cdot t = 3,4 \cdot t \cdot t \cdot 0,5 = 1,7 t^2;$$

$$E_n = 0,5 \sigma_{n1} \cdot t = 30,9 t \cdot t \cdot 0,5 = 15,45 t^2.$$

Определяем моменты сил относительно точки поворота (оси распорки):

$$M_{Ew1} = E_{w1} \cdot e_4 = 11,25 \cdot 2 \cdot 1,5/3 = 11,25;$$

$$M_{Ew2} = E_{w2} \cdot e_5 = (60 + 15t) \cdot ((1,5 + 2,5 + t)/2 + 1,5) = 210 + 82,5t + 7,5t^2;$$

$$M_{Ea1} = E_{a1} \cdot e_1 = 10,6 \cdot (2 \cdot 2,5/3 + 3) = 49,47;$$

$$M_{Ea2} = E_{a2} \cdot e_2 = 8,5 t \cdot (t/2 + 2,5 + 3) = 46,75 t + 4,25t^2;$$

$$M_{Ea3} = E_{a3} \cdot e_3 = 1,7 t^2 \cdot (2t/3 + 5,5) = 9,35 t^2 + 1,13t^3;$$

$$M_{En} = E_n \cdot e_6 = 15,45 t^2 \cdot (2 t/3 + 5,5) = 84,98 t^2 + 10,3t^3;$$

Проверяем условие (7.2); коэффициенты (γ_c / γ_n) определяем по графику на рис.7.2:

$$\gamma_c / \gamma_n = 0,88;$$

$$\begin{aligned} 11,25 + 210 + 82,5t + 7,5t^2 + 49,47 + 46,75t + 4,25t^2 + 9,35t^2 + 1,13t^3 = \\ = 0,88 (84,98t^2 + 10,3t^3); \end{aligned}$$

после приведения получим

$$t^3 + 6,76 t^2 - 16,29 t - 34,12 = 0 \quad (7.12)$$

Решение кубического уравнения находим методом последовательных приближений с помощью рекуррентной формулы Ньютона:

$$t(x) = x - f(x) / f'(x). \quad (7.13)$$

Для этого находим первую производную по t от выражения (7.12):

$$3 t^2 + 13,52 t - 16,29 = 0. \quad (21)$$

Задаем $t_1 = 3$ м. Подставляем это значение в формулы (7.2) и (7.14), получаем

$$F(3) = 4,85; \quad f'(3) = 51,27.$$

Уточняем значение t по рекуррентной формуле (7.13), получаем

$$t_2 = 3 - (4,85 / 51,27) = 2,9 \text{ м.}$$

Значения практически совпадают. Принимаем $t = 3,0$ м. При значительном расхождении перерасчет повторяют по формулам (7.12)...(7.14).

Для уменьшения глубины погружения шпунта необходимо предусмотреть установку второго яруса распорок.

После укладки подводного бетона, когда схема работы крепления будет более благоприятной, этот случай можно не рассчитывать.

Л и т е р а т у р а

1. СНИП 3.06.04-91. Мосты и трубы. – М.: Стройиздат, 1992.
2. П-13-01 к СНБ 5.01.01-99. Проектирование и устройство буронабивных свай. – Мн., 2001.
3. ВСН 165-85. Устройство свайных фундаментов мостовых опор. – Мн., 1986.
4. Глотов Н.Н., Соловьев Г.П., Файнштейн И.С. Основания и фундаменты мостов: справочник / Под ред. К.С.Силина. – М.: Транспорт, 1990. – 240 с.
5. Глотов Н.М., Силин К.С. Строительство фундаментов глубокого заложения. – М.: Транспорт, 1985. – 248 с.
6. Свайные фундаменты. / Н.М.Глотов, А.А.Луга, К.С.Силин, К.С. Завриев. – М.: Транспорт, 1975. – 432 с.
7. Костерин Э.В. Основания и фундаменты: учебник для вузов по спец. «Строительство автомоб. дорог и аэродромов» и «Мосты и транспортные тоннели». – М.: Высш. школа, 1990. – 431 с.
8. Кириллов В.С. Основания и фундаменты: учебник для автомобильно-дорожных вузов. – М.: Транспорт, 1980. – 392 с.
9. Сооружение буровых свай с объемным виброштампованием укладываемой бетонной смеси / А.Ю.Смирнов, И.А. Панин, Л.В. Крицберг и др. / Трансп. стр-во. – 1997. – №2. – С 19-23.
10. Освоение бурошнековой технологии сооружения свай с вибропогружением длинных арматурных каркасов / Г.И.Добринский, И.И. Ересько, Ю.Ф. Коротеев и др. / Вестник мостостроения. – 1999. – № 3 – 4.
11. Технология сооружения безростверковых опор автодорожного моста на сваях-оболочках диаметром 1,6 м. – М.: Транспорт, 1988.

Содержание

Введение.....	3
1. ОРГАНИЗАЦИЯ РАБОТ ПО СООРУЖЕНИЮ ФУНДАМЕНТОВ МОСТОВЫХ ОПОР НА АКВАТОРИИ. . .	3
2. ПОГРУЖЕНИЕ СВАЙ, СВАЙ-ОБОЛОЧЕК И ШПУНТА. . .	8
2.1. Выбор типа молотов для забивки свай и шпунта.	8
2.2. Выбор вибропогружателей.	12
3. Изготовление свай в грунте.	15
3.1. Бурунабивные сваи.	15
3.2. Технология СФА или непрерывного шнекового бурения НПШ (бурошнековая).	17
4. ОГРАЖДЕНИЕ КОТЛОВАНА.	19
4.1. Грунтовые перемычки.	19
4.2. Перемычки из стального шпунта.	20
4.3. Бездонные ящики.	21
5. ПОДВОДНАЯ РАЗРАБОТКА ГРУНТА.	21
6. УСТРОЙСТВО РОСТВЕРКОВ.	23
7. РАСЧЕТ ОДНОРЯДНОЙ ПЕРЕМЫЧКИ ИЗ МЕТАЛЛИЧЕСКОГО ШПУНТА.	26
7.1. Особенности расчета свободно стоящего шпунта.	29
7.2. Особенности расчета шпунтовой стенки с одним ярусом распорок.	30
7.3. Особенности расчета шпунтовой стенки с двумя и более ярусами распорок.	30
7.4. Особенности расчета перемычек при погружении водонепроницаемый грунт.	34
7.5. Особенности расчета перемычки при применении водозащитной подушки.	35
7.6. Пример расчета.	35
Л и т е р а т у р а.	41

Учебное издание

МОЙСЕЙЧИК Екатерина Клениковна
МАЦКЕВИЧ Александр Станиславович

СТРОИТЕЛЬСТВО СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ
НА АКВАТОРИИ

Учебно-методическое пособие
к курсовому и дипломному проектированию
для студентов дорожных специальностей

Редактор Т.А. Палилова
Компьютерная верстка А.А. Бусько

Подписано в печать .2005.

Формат 60x84 1/16. Бумага офсетная.

Отпечатано на ризографе. Гарнитура Таймс.

Усл. печ. л. 2,3. Уч.-изд. л. 1,8. Тираж 200. Заказ 517.

Издатель и полиграфическое исполнение:
Белорусский национальный технический университет.
ЛИ № 02330/0056957 от 01.04.2004.
220013, Минск, проспект Ф.Скорины, 65.