РСФСР
МИНИСТЕРСТВО РЕЧНОГО ФЛОТА

ГЛАВНОЕ УПРАВЛЕНИЕ КАПИТАЛЬНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА
ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ИНСТИТУТ ПРОЕКТИРОВАНИЯ НА РЕЧНОМ ТРАНСПОРТЕ
"ГИПРОРЕЧТРАНС"

Утверждены Министерством речного флота РСФСР
6 февраля 1985г

УКАЗАНИЯ
ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ПРИЧАЛЬНЫХ НАБЕРЕЖНЫХ
СН–РФ 54 I–85

КНИГА I

РАЗДЕЛ - I

ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

ИЗДАНИЕ ВТОРОЕ ИСПРАВЛЕННОЕ

МОСКВА-1987

gost.e-ecolog.ru

[illegible] "Основные положения проектирования" [illegible] Указаний по проектированию причальных [illegible].

[illegible] с учетом результатов теоретических, лабо[illegible] и [illegible] последних лет, опыта проектирования [illegible]. При их составлении были рассмотрены замечания [illegible], Ленгипроречтранса, Сибгипроречтранса, Горьковского отделения Гипроречтранса, ЛИВТа, Союзморниипроекта, Ленморниипроекта и других проектных организаций.

В настоящем разделе приведены основные требования к расчету и конструированию причальных набережных. В приложениях изложены методы расчета и рекомендации, общие для разных типов набережных.

Разделы по расчету отдельных видов причальных набережных и различных конструктивных устройств выпускаются отдельно.

Раздел I разработан Отделом научных исследований и экспериментального проектирования Гипроречтранса (инж.М.А.Орлова-руководитель разработки и ответственный исполнитель, к.т.н. В.Э.Даревский-ответственный исполнитель, приложения 3, 5, 6 и 10 составлены при участии инж. В.А.Есиновского, приложение 9 - к.т.н. Ю.М.Федорова и инж. Г.А.Глинки).

Рассмотрение Указаний при их редактировании осуществлялось редакционной комиссией под руководством д.т.н., проф. В.Б.Гуревича в составе: к.т.н. В.П.Васильева, к.т.н. В.Э.Даревского, инженеров М.А.Орловой, В.П.Филатова, С.П.Шипиловой; при участии инж. С.Л.Бурназяна, А.Н. Кизикова, Б.А.Садкова, Г.В.Симончика и др.

Во втором издании исправлены ссылки на нормативные документы, а также замеченные опечатки. Система буквенных обозначений оставлена той же, что и в первом издании и не приведена в соответствие с использованной во вновь выпускаемых главах СНиП.

Министерство речного флота	Ведомственные строительные нормы	СН-РФ 54.I-85
	Указания по проектированию причальных набережных	Взамен раздела I СН-РФ 54.I-68

Р А З Д Е Л I

ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

I.I. Настоящие Указания распространяются на проектирование речных причальных набережных.

Примечание. При проектировании причальных набережных, возводимых в особо суровых природно-климатических условиях или в сейсмических районах, следует учитывать требования РТМ 212.0099-80 [I], СНиП П-7-81 [2] и ВСН 30-83 [33]

I.2. Выбор места расположения и длины причальных набережных, отметок верха набережной и проектного дна, размещение технологического оборудования, подъездных путей, складских площадей и т.п. следует производить в соответствии с указаниями Норм технологического проектирования [3] и Руководства по проектированию портов [34]

I.3. Класс причальных набережных следует определять по главе СНиП на основные положения проектирования речных гидротехнических сооружений (СНиП 2.06.01-86)[32]

I.4. При проектировании причальных набережных Ш класса необходимо предусматривать установку контрольно-измерительной аппаратуры (КИА) для проведения указанных в Правилах [4] наблюдений за состоянием сооружений и их оснований в период эксплуатации.

Внесены Государственным институтом проектирования на речном транспорте	Утверждены Министерством речного флота РСФСР 6 Февраля 1985г.	Срок введения 06.02.85г.

1.5. При проектировании новых конструкций причальных набережных следует предусматривать устройство опытного участка для проведения натурных исследований.

1.6. Для проектирования причальных набережных необходимо иметь следующие исходные данные:

1) топографо-геодезические материалы с указанием знаков судоходной обстановки и др.;

2) инженерно-геологическую характеристику участка строительства:

геолого-литологические поперечные и продольные разрезы;

физико-механические характеристики грунтов основания и грунтов засыпки пазух;

теплотехнические характеристики грунтов основания и засыпки пазух (при строительстве набережных в особо суровых природно-климатических условиях);

показатели агрессивности грунтовых вод и воды в акватории по отношению к строительным материалам;

сведения о наличии блуждающих токов;

гидрогеологические условия;

сведения о деформации русла или заносимости берегов и дна;

3) инженерно-гидрометеорологическую характеристику участка строительства:

отметки расчетных уровней воды в зимний и навигационный периоды, во время ледостава, ледохода и половодья и продолжительность их стояния;

сведения о ледовых условиях (толщина льда, размеры, скорость и направление движения льдин или ледовых полей, прочность льда или температура льда в период его воздействия и др.);

ветроволновой режим (скорости, направления, продолжительность непрерывного действия, размеры охваченной ветром акватории, высоту ветрового нагона и др.);

4) характеристики расчетных типов судов, швартующихся к набережной;

5) характеристики подъемного оборудования, транспортных средств и складируемых грузов, размещаемых на территории набережной;

6) отметки верха набережной и проектного дна перед сооружением.

Исходные данные поз. I-3 определяются в соответствии с требованиями СНиП II-9-78 [5] и приложения I, остальные - по указаниям Норм технологического проектирования [3].

I.7. В проекте, кроме общих требований, должны быть указаны

требования к плотности грунта засыпки пазух;

способ уплотнения грунта засыпки и контроль плотности в процессе засыпки;

последовательность монтажа конструкций и засыпки пазух, обеспечивающие устойчивость и прочность всего сооружения и отдельных его элементов на всех этапах строительства и эксплуатации;

максимально допустимые размеры и положение резерва грунта, предназначаемого для засыпки пазух, в случае его размещения с тыловой стороны набережной;

рекомендации по антикоррозионной защите элементов сооружения;

нормативные документы по производству и приемке работ.

ВЫБОР КОНСТРУКЦИИ ПРИЧАЛЬНЫХ НАБЕРЕЖНЫХ

I.8. Выбор конструкции причальных набережных должен производиться на основании технико-экономического сопоставления вариантов с учетом требований технических правил по экономному расходованию основных строительных материалов.

Следует выбирать такую конструкцию, которая позволяет использовать:

местные строительные материалы и местные производственные базы;

механизмы, имеющиеся у строительной организации;

минимальное число типоразмеров элементов;

типовые индустриальные конструкции и детали;

прогрессивные методы строительства (сборный железобетон, гидромеханизацию и пр.).

При этом рекомендуется применять конструкции, состоящие из тонкостенных железобетонных элементов, за исключением случаев, когда их изготовление на месте невозможно, а доставка элементов с производственных баз экономически не целесообразна.

I.9. При выборе вариантов конструкций причальных набережных, если грунтовые условия позволяют осуществить погружение шпунта, в первую очередь, следует рассматривать шпунтовые набережные.

Гравитационные набережные следует проектировать, в основном, на грунтах, затрудняющих или не допускающих погружение шпунта и свай.

Основные условия применения и характерные размеры наиболее распространенных шпунтовых и свайных причальных набережных приведены в табл. I.I, гравитационных - в табл. I.2.

Откосные набережные с бычками и палами могут быть рекомендованы при применении стационарных перегрузочных средств непрерывного действия (для гравийно-сортировочных заводов, нефтебаз, элеваторов и др.).

I.IO. При проектировании причальных набережных в необходимых случаях следует рассматривать целесообразность применения:

разгрузочных и экранирующих устройств (разгрузочных плит, каменных призм, свайных экранов и др.);

упрочнения и т замены грунтов основания;

предварительного обжатия основания пригрузкой;

дополнительных конструктивных элементов (анкеров, зубьев, упоров и др.).

Таблица I.I

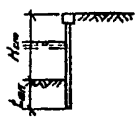
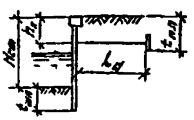
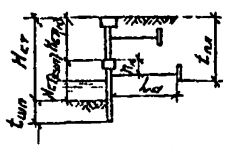
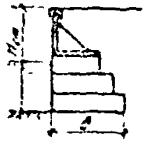
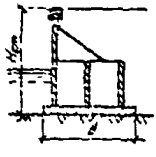
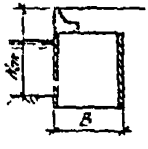
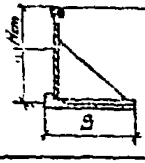
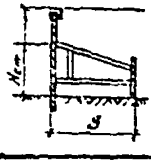
Вид шпунтовой или свайной набережной	Основные условия применения набережных на грунтах, позволяющих погружение шпунта и свай		Характерные размеры
	Высота набережной $H_{ст}$, м	Условия строительства и эксплуатации	
Безанкерные 	До 6	Без ограничений	$t_{шп}=(0,8\div1,2)H_{ст}$
Одноанкерные 	От 4 до II	Строительные уровни воды ниже узлов крепления анкерных тяг	$h_к=(0,15\div0,35)H_{ст}$ $t_{шп}=(0,4\div0,8)H_{ст}$ $t_{пл}=(0,4\div0,5)H_{ст}$ $l_а=(1\div2)H_{ст}$
Одноанкерные с надстройкой 	От II до I5	Строительные уровни воды ниже узлов крепления анкерных тяг	$H_{ст(н)}=3\div6$ м $h_к\leq0,15H_{ст(шп)}$ $t_{шп}=(0,4\div0,6)H_{ст}$ $t_{пл}=(0,5\div0,7)H_{ст}$ $l_а=(1\div2)H_{ст}$
Заанкерённые наклонными сваями 	До I0	Преимущественно при береговой полосе затрудняющей установку других анкерных опор	$h_к=0,3H_{ст}$ $t_{шп}=(0,6\div0,9)H_{ст}$ $e=0,6\div0,8$ м $i=(1:0,3)\div(1:0,4)$
Свайные безраспорные ростверки (эстакады) 	Любая	Отсутствие значительных ледовых нагрузок; небольшие колебания навигационных уровней воды	$d=2\div4$ м

Таблица I.2

Вид гравитационных набережных	Основные условия применения гравитационной набережной		Характерные размеры
	Высота набережной $H_{ст}$, м	Условия строительства и эксплуатации	
Из массивовой кладки 	До I4	Преимущественно в особо суровых условиях, в исключительных случаях	$B=(0,5\div0,8)H_{ст}$
Из массивов-гигантов 	От 5 до I4	Строительство "в воду"; наличие базы для изготовления и возможность сплава массивов- гигантов	$B=(0,7\div0,9)H_{ст}$
Из оболочек большого диаметра 	До I0	Преимущественно строительство "в воду"	$B=(0,7\div1,3)H_{ст}$
Уголкового профиля с анкеровкой за фундаментную плиту 	До I4	Преимущественно строительство "насухо"	$B=(0,75\div1)H_{ст}$
Из шпунта с жестким анкерным устройством 	До 9	Преимущественно строительство "в воду"	$B=(0,8\div1,5)H_{ст}$

Примечание. Строительство "в воду" означает строительство при уровне воды выше отметки проектного дна, строительство "насухо" - при уровне воды ниже отметки проектного дна

ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО РАСЧЕТУ

Основы расчета

I.II. Расчеты причальных набережных должны производиться по двум группам предельных состояний. Первая группа включает предельные состояния, которые ведут к потере несущей способности набережной и (или) к полной непригодности ее к эксплуатации. Вторая группа включает предельные состояния, затрудняющие нормальную эксплуатацию набережной.

По первой группе выполняются расчеты:

общей прочности и устойчивости сооружения;

прочности и устойчивости отдельных элементов сооружения, а также узлов соединений;

деформаций отдельных элементов, которые обусловливают прочность других несущих элементов сооружения (анкерные опоры заанкерованных шпунтовых стен и т.п.).

По второй группе выполняются расчеты:

деформаций сооружения и отдельных его элементов;

по образованию или раскрытию трещин в бетонных и железобетонных элементах;

на температурные воздействия, и др.

I.I2. Расчеты следует производить при расчетных нагрузках и расчетных характеристиках грунтов и материалов исходя из условий:

по первой группе предельных состояний

$$n_c N_p \leq \frac{m\, m_g}{k_н} R \qquad (I.I)$$

по второй группе предельных состояний

$$N_p \leq R \quad , \qquad (I.2)$$

где n_c - коэффициент сочетания нагрузок, принимаемый равным для основного сочетания нагрузок-I, для особого - 0,9, для сочетания нагрузок в период строительства - 0,95;

N_p - расчетное значение обобщенного силового воздействия (суммы нагрузок, усилий или напряжений, моментов сил), деформаций, ширины раскрытия трещин или других параметров, по которым производится оценка предельного состояния в выполняемом расчете;

m - коэффициент условий работы, принимаемый равным I,I5;

m_g - дополнительный коэффициент условий работы, учитывающий условность расчетной схемы и принимаемый в соответствии с указаниями по отдельным видам расчетов;

$k_н$ - коэффициент надежности по назначению конструкции, принимаемый равным для сооружений II класса - I,2, III класса - I,I5 и IУ класса - I,I;

R - предельное расчетное значение силы сопротивления (несущей способности основания, сооружения или его элементов) или напряжений, моментов сил, а также допускаемых по условиям эксплуатации деформаций, ширины раскрытия трещин или других параметров, устанавливаемых соответствующими нормами проектирования.

Расчетные нагрузки определяются согласно указаниям пп.I.52-I.54, расчетные характеристики грунтов и материалов - пп.I.27,I.28, I.3I-I.34, сочетания нагрузок следует принимать в соответствии с указаниями п.I.36.

I.I3. Расчеты причальных набережных должны производиться для эксплуатационного и строительного периодов. Необходимо также выполнять расчеты конструкций или отдельных элементов для условий изготовления, хранения, погрузки, разгрузки и транспортирования.

Как правило, следует выбирать такие методы и последовательность производства работ, которые не вызывают увеличения размеров сооруже

ния и его элементов на основании расчетов для строительного периода.

I.I4. Если в расчетах допускается принимать средневзвешенное значение характеристики грунта, нагрузок или других параметров в пределах указанной протяженности, то это значение следует вычислять по формуле

$$A_{ср} = \frac{\sum_{i}^{n} A_i z_i}{\sum_{i}^{n} z_i} \quad , \qquad (I.3)$$

где $A_{ср}$ - средневзвешенное значение параметра;

A_i - значение параметра на i-ом участке (слое и т.п.);

z_i - протяженность i-ого участка;

n - число участков с разными значениями параметра в пределах указанной протяженности.

Расчеты устойчивости

I.I5. Расчеты устойчивости причальных набережных должны производиться по первой группе предельных состояний и включать:

расчет общей устойчивости сооружения;

расчеты устойчивости отдельных элементов сооружения (шпунта, анкерных опор, надстройки и др.).

Расчет общей устойчивости набережной следует выполнять по указаниям приложения 2.

Расчеты устойчивости отдельных элементов сооружения следует производить в соответствии с указаниями по расчету отдельных видов причальных набережных, при этом должны рассматриваться все возможные схемы потери устойчивости элементов. Расчет устойчивости вертикальных анкерных плит следует выполнять по указаниям приложения 3.

Если основанием сооружения является естественный или искусственный откос, то следует производить расчет устойчивости откоса по схеме глубинного сдвига в соответствии с указаниями Пособия П I3-83 [35].

Расчеты прочности

I.I5. Расчеты прочности следует производить по первой группе предельных состояний в соответствии с требованиями СНиП 2.06.08-87 [7], СНиП II-23-8I [8], СНиП II-22-8I [9], СНиП II-25-80 [I0] или других нормативных документов.

Усилия, возникающие в элементах сооружения, узлах крепления и соединений и учитываемые в расчете прочности, должны определяться с учетом совместной работы конструкции и грунта засыпки или основания согласно указаниям по расчету отдельных видов причальных набережных. При учете совместных деформаций грунта и конструкции жесткость B железобетонных элементов следует определять с учетом пластических свойств бетона и возможности появления трещин в растянутой зоне элемента по следующей формуле

$$B = \theta E_б J_п \quad , \qquad (I.4)$$

где θ – коэффициент, принимаемый по табл.I.3;

$E_б$ – начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении, принимаемый по СНиП 2.06.08-87 [7] .

$J_п$ – момент инерции приведенного поперечного сечения элемента относительно его центра тяжести (см. приложение 4).

Таблица I.3

Характеристика железобетонных элементов	Значения коэффициента θ при действии	
	кратковременной нагрузки	всех нагрузок
I. Трещиностойкие (напряженные и ненапряженные)	0,85	0,6
2. Нетрещиностойкие напряженные	0,7	0,5
3. Нетрещиностойкие ненапряженные	0,5	0,35

I.I7. Расчеты прочности анкерных устройств (вертикальных анкерных плит, анкерных тяг и узлов их соединений) следует выполнять по указаниям приложения 3.

I.I8. Усилия в шапочном брусе и в сборных железобетонных лицевых элементах таврового или прямоугольного сечений шунтовых набережных, набережных уголкового профиля, надстроек и т.п. от навала судна при подходе его к сооружению допускается определять по указаниям приложения 5, от ледовых нагрузок - по указаниям приложения 6.

Расчеты по деформациям

I.I9. Расчеты по деформациям причальных набережных и отдельных элементов (за исключением анкерных плит в шунтовых набережных) следует производить по второй группе предельных состояний в соответствии с указаниями по расчету отдельных видов причальных набережных.

Расчеты по деформациям анкерных плит в заанкеренных шунтовых набережных необходимо производить по первой группе предельных состояний согласно указаниям приложения 3.

I.20. Расчеты по деформациям причальных набережных, расположенных на крупнообломочных или песчаных грунтах, за исключением безанкерных шпунтовых набережных, следует выполнять на действие временных нагрузок, а из постоянных нагрузок учитывать только нагрузки на поверхности засыпки (или сооружения) от веса стационарных конструкций.

Примечание. В расчетах по деформациям осадка постели не учитывается.

I.21. Предельные величины деформаций отдельных видов причальных набережных следует принимать по табл. I.4.

Таблица I.4

Конструкция набережной	Предельные величины		
	средней осадки $S_{ср}$, см	горизонтального смещения $U_{ср}$, см	осредненного угла наклона $\omega_{ср}$, лицевой грани, в радианах
I. Безанкерная шпунтовая	-	$0,02\ H_{ст}$	-
2. Одноанкерная шпунтовая:			
а) из стального шпунта:			
на уровне верха стены	-	8	-
на уровне анкеровки	-	$(1,15\ H_{ст} - h_к)0,008$	-
б) из железобетонного шпунта:			
на уровне верха стены	-	5	-
на уровне анкеровки	-	$(1,15\ H_{ст} - h_к)0,005$	-
3. Гравитационная:			
а) при наличии подкрановых и к.-д. путей	I5	5 (верха стены)	0,005
б) при отсутствии подкрановых и к.-д. путей	20	8 (верха стены)	0,008

Примечание. Высота набережной $H_{ст}$ и высота консольной части $h_к$ шпунта принимаются в см.

I.22. Расчеты по деформациям гравитационных набережных уголкового профиля, из массивов-гигантов, массивной кладки допускается не производить, если в основании отсутствуют прослойки слабого грунта ($E \sim 5$ МПа, т.е. $E < 50$ кгс/см2), эксцентриситет e приложения равнодействующей всех нагрузок в пределах ширины подошвы сооружения не превышает $1/5 B$ и при этом выполняется следующее условие

$$P_{ср} = R_A \quad , \qquad (I.5)$$

где $P_{ср}$ – среднее давление на грунт основания под подошвой постели, определяемое по формуле

$$P_{ср} = \frac{P}{B + 2h_п} + \gamma_{\text{II}}' h_п \quad ; \qquad (I.6)$$

R_A – предельное давление на грунт основания, определяемое по формуле

$$R_A = m_1 [A_1 (B + 2h_п) \gamma_{\text{II}} + A_2 (d + h_п) \gamma_{\text{II}}' + D c_{\text{II}}] ; \qquad (I.7)$$

P – сумма вертикальных составляющих нагрузок в пределах ширины B на единицу длины сооружения (при коэффициентах надежности по нагрузке для второй группы предельных состояний);

B – ширина подошвы сооружения;

$h_п$ – толщина постели (или зуба постели) под гранью сооружения со стороны акватории;

$\gamma_{\text{II}}, \gamma_{\text{II}}'$ – удельный вес соответственно грунта основания под подошвой постели и материала постели;

m_1 – коэффициент условий работы; при строительстве "насухо" для водонасыщенных пылеватых песков $m_1 = 0{,}8$, для других грунтов $m_1 = 1$; при строительстве " в воду" для пылеватых песков $m_1 = 0{,}7$, для других грунтов $m_1 = 0{,}9$;

$A_1; A_2; D$ – безразмерные коэффициенты, принимаемые по табл. I.5 в зависимости от значения φ_{II} ;

φ_{II} – угол внутреннего трения грунта основания;

d - заглубление подошвы сооружения от отметки проектного дна;

c_i - удельное сцепление грунта под подошвой постели.

Таблица I.5

φ_{II}, град.	Коэффициенты			φ_{II}, град	Коэффициенты		
	A_1	A_2	D		A_1	A_2	D
0	0	I	3,I4	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	I,I2	3,32	26	0,84	4,37	6,9
4	0,06	I,25	3,5I	28	0,98	4,93	7,4
6	0,I	I,39	3,7I	30	I,I5	5,59	7,95
8	0,I4	I,55	3,93	32	I,34	6,35	8,55
I0	0,I8	I,73	4,I7	34	I,55	7,2I	9,2I
I2	0,23	I,94	4,42	36	I,8I	8,25	9,98
I4	0,29	2,I7	4,69	38	2,II	9,44	I0,8
I6	0,36	2,43	5	40	2,46	I0,84	II,73
I8	0,43	2,72	5,3I	42	2,87	I2,5	I2,77
20	0,5I	3,05	5,66	44	3,37	I4,48	I3,96
22	0,6I	3,44	6,04	45	3,66	I5,64	I4,64

Если под подошвой сооружения в пределах толщи, равной I/3 B, залегают грунты, прочность которых меньше прочности вышележащего грунта, то необходимо также проверить условие (I.5), принимая в формулах (I.6) и (I.7) характеристики грунта меньшей прочности и вместо $(B + 2h_n)$ и $(d + h_n)$ соответственно значения $(B + 2h_n + h_{cл})$ и $(d + h_n + h_{cл})$, где $h_{cл}$ - расстояние от подошвы постели до поверхности слоя грунта меньшей прочности.

При определении среднего давления $p_{ср}$ на грунт основания следует:

а) в величину P включать вертикальную составляющую активного давления грунта, определяемого на вертикальную плоскость, проведен-

ную через тыловую грань подошвы сооружения;

б) временную нагрузку над сооружением располагать от линии кордона или от границы возможного загружения причала.

в) *положение уровня воды перед сооружением принимать на наи* - низшей расчетной отметке.

При определении давления $R_д$ следует:

а) при отсутствии постели или при $h_п < 0,3$ м вместо γ_{II}' принимать средневзвешенное значение удельного веса грунта, расположенного перед сооружением выше его подошвы;

б) при $(d + h_п) < 1$ м в формуле (I.7) принимать $(d + h_п) = 1$м, кроме случаев, когда основанием являются водонасыщенные пылеватые пески или глинистые грунты с консистенцией $J_L < 0,5$, тогда значение $(d + h_п)$ принимается фактическое.

Расчеты железобетонных элементов по образованию или раскрытию трещин

I.23. Расчеты железобетонных элементов по образованию и раскрытию трещин следует производить по второй группе предельных состояний в соответствии с требованиями СНиП 2.06.08-87 [7] .

Расчет по образованию трещин выполняется:

для элементов, погружаемых в грунт забивкой или с помощью вибратора;

для лицевых элементов в зоне, где лицевая грань растянута от действия эксплуатационной нагрузки.

Во всех остальных случаях расчеты железобетонных элементов следует производить по раскрытию трещин.

Допускается при специальном обосновании для лицевых элементов, выполненных без предварительного напряжения арматуры в зоне, где лицевая грань растянута от действия эксплуатационных нагрузок, производить расчет по раскрытию трещин, если при этом элемент не будет

забиваться или погружаться в грунт с помощью вибратора.

I.24. Железобетонные элементы, рассчитываемые по образованию трещин на эксплуатационные нагрузки, должны быть рассчитаны по образованию трещин и на нагрузки, возникающие в период изготовления, транспортирования и монтажа.

I.25. Предельная ширина раскрытия трещин принимается в соответствии с требованиями СНиП 2.06.08-87 [7] , в агрессивных средах предельная ширина раскрытия трещин назначается с учетом требований главы СНиП 2.05.II-85 [II] .

I.26. Усилия в железобетонных элементах, учитываемые при расчете по образованию или раскрытию трещин, следует определять согласно указаниям по расчету отдельных видов набережных.

ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ И ГРУНТОВ

I.27. Расчетные характеристики материалов определяются путем деления их нормативных значений на коэффициент надежности по материалу. Нормативные и расчетные характеристики материалов принимаются по соответствующим главам СНиП.

В расчетах по второй группе предельных состояний коэффициенты надежности по материалу принимаются равными единице.

I.28. Расчетные характеристики грунтов определяются путем деления нормативных значений на коэффициент надежности по грунту. Нормативные значения характеристик грунтов и коэффициенты надежности по грунту устанавливаются на основе данных непосредственных определений при инженерных изысканиях в соответствии с требованиями СНиП 2.02.02-85 [6] .

В расчетах по второй группе предельных состояний коэффициенты надежности по материалу принимаются равными единице.

I.29. Характеристики грунтов должны определяться при структуре

и влажности, соответствующих их естественному залеганию и условиям эксплуатации (например, с учетом водонасыщения грунтов после заполнения водохранилища и др.). Характеристики песчаных грунтов допускается определять полевыми методами (зондированием, крыльчаткой, геофизическими методами и др.).

I.30. Для расчета причальных набережных требуются следующие характеристики грунтов:

зерновой (гранулометрический) состав;

удельный вес грунта γ ;

удельный вес сухого грунта $\gamma_{ск}$ (в естественном и предельно плотном сложении);

удельный вес частиц грунта γ_s ;

коэффициент пористости e ;

число пластичности J_p для глинистых грунтов;

показатель консистенции J_L для глинистых грунтов;

степень влажности G ;

угол внутреннего трения φ

удельное сцепление c ;

модуль деформации E ;

коэффициент уплотнения α ;

коэффициент поперечного расширения μ ;

коэффициент фильтрации k_φ ;

коэффициент вязкости η (для глинистых грунтов);

коэффициент водоотдачи ν ;

коэффициент теплопроводности в талом и мерзлом состояниях (при строительстве в особо суровых природно-климатических условиях).

При поверхности котлована (или естественной поверхности дна), проходящей по глинистому грунту, следует определять значения угла внутреннего трения φ_n и удельного сцепления c_n по этой поверхности в соответствии с указаниями п. I.34.

Расчетные значения E, μ, K_ϕ, η, V допускается принимать равными нормативным.

Примечание. Расчетные характеристики грунтов φ, c и γ в расчетах по первой группе предельных состояний обозначаются φ_I, c_I и γ_I, в расчетах по второй группе - φ_{II}, c_{II} и γ_{II}.

I.31. Для кварцевых песков с зернами различной окатанности, содержащих не более 20% полевого шпата и не более 5% в сумме различных примесей, независимо от их происхождения, возраста и степени влажности расчетные значения углов внутреннего трения и удельного сцепления допускается определять по табл. I приложения 7.

I.32. На предварительных стадиях проектирования расчетные значения углов внутреннего трения и удельного сцепления глинистых грунтов четвертичных отложений допускается принимать по табл.2 приложения 7.

I.33. Значения модуля деформации E, коэффициентов поперечного расширения μ, фильтрации K_ϕ, водоотдачи V следует определять соответственно по таблицам 3÷7 приложения 7.

I.34. Значения $\varphi_{n_{I,II}}$ и $c_{n_{I,II}}$ по поверхности котлована (или естественной поверхности дна), проходящей по твердому, полутвердому или тугопластичному глинистому грунту, определяются по результатам испытаний полностью водонасыщенного глинистого грунта методом сдвига "плашка по плашке".

Во всех остальных случаях, а также при отсутствии опытных данных, допускается принимать:

$$\operatorname{tg}\varphi_{n_{I,II}} = \operatorname{tg}\varphi_{I,II}, \text{ но не более } 0{,}55;$$

$$c_{n_{I,II}} = c_{I,II}, \text{ но не более } 0{,}005 \text{ МПа } (0{,}5 \text{ тс/м}^2),$$

где $\varphi_{I,II}$, $c_{I,II}$ - соответственно угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта, по которому проходит поверхность сдвига (при сдвиге по контакту постель-песчаный грунт основания значение $\varphi_{I,II}$ для песчаного грунта допускается увеличивать в I.I раза).

НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

Состав и сочетания нагрузок

I.35. Нагрузки, действующие на причальные набережные, подразделяются на постоянные и временные (длительные, кратковременные и особые).

К постоянным нагрузкам относятся:

а) вес элементов сооружения;

б) нагрузки от постоянных конструкций, устройств или оборудования технологического назначения, расположенных на сооружении;

в) вес грунта;

г) боковое давление грунта (активное, пассивное и реактивное) с учетом постоянных нагрузок, расположенных на его поверхности;

д) нагрузки от предварительного напряжения;

К временным длительным нагрузкам относятся:

а) нагрузки на территории причала от перегрузочных и транспортных средств;

б) нагрузки на территории причала от складируемых грузов;

в) боковое давление грунта от временных нагрузок на территории причала;

г) фильтрационное давление воды (в том числе и гидростатическое) при нормальной работе дренажных устройств.

К кратковременным нагрузкам относятся:

а) волновые нагрузки;

б) ледовые нагрузки;

в) нагрузки от судов;

г) нагрузки, действующие в строительный период;

д) нагрузки, вызванные изменением температуры.

К особым нагрузкам относятся:

а) дополнительное фильтрационное давление воды при нарушении

работы противофильтрационных и дренажных устройств;

б) ледовые нагрузки при нарушении специально предусмотренных проектом мероприятий по снижению ледовых нагрузок (например, дробление ледяных полей, околка льда около сооружения и др.);

в) сейсмические нагрузки;

г) нагрузки от взрывов.

I.36. Расчеты выполняются на основные и особые сочетания нагрузок.

Для временных набережных расчеты на особое сочетание нагрузок допускается не производить.

Основное сочетание включает постоянные, временные длительные и одну кратковременную нагрузку.

Особое сочетание состоит из постоянных, временных длительных, одной кратковременной и одной из особых нагрузок.

Любая временная нагрузка не вводится в сочетание, если она улучшает рассматриваемое предельное состояние. Положение нагрузок принимается наиболее невыгодным из всех физически возможных вариантов.

Сочетания нагрузок в период строительства и ремонта следует назначать с учетом принятого порядка производства работ.

Состав и сочетания нагрузок для отдельных видов расчета принимаются в соответствии с указаниями по расчету отдельных видов причальных набережных.

Нормативные нагрузки

I.37. Вес элементов сооружения определяется их геометрическими размерами и удельным весом материалов.

Нормативное значение удельного веса непористых материалов с учетом взвешивающего действия воды допускается принимать равным

$$\gamma''_{sb} = \gamma'' - \gamma''_w , \qquad (I.8)$$

где $\gamma^{н}$ - нормативный удельный вес материала в воздухе;

$\gamma^{н}_{w}$ - нормативный удельный вес воды.

I.38. Нагрузки от постоянных конструкций, устройств или оборудования технологического назначения, расположенных на сооружении, принимаются по схемам нагрузок с учетом перспективы.

I.39. Вес грунта определяется по значениям удельных весов, устанавливаемых на основании инженерно-геологических исследований.

Вес грунта засыпки пазух, каменной, щебеночной или гравийной постели определяется в зависимости от заданной плотности и влажности.

Нормативный удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды $\gamma^{н}_{взв}$ определяется по формуле

$$\gamma^{н}_{взв} = \frac{\gamma^{н}_{s} - \gamma^{н}_{w}}{1 + e} , \qquad (I.9)$$

где $\gamma^{н}_{s}$ - нормативный удельный вес частиц грунта;

$\gamma^{н}_{w}$ - нормативный удельный вес воды;

e - коэффициент пористости.

Примечание. При разработке типовых проектов допускается принимать:

нормативный удельный вес грунта засыпки пазух выше уровня воды равным I8 кН/м^3 (I,8 тс/м^3); ниже уровня воды - I0 кН/м^3 (I тс/м^3);

нормативный удельный вес каменной, щебеночной или гравийной постели ниже уровня воды равным II кН/м^3 (1,1 тс/м^3).

I.40. Нормативные величины бокового давления грунта (активного, пассивного и реактивного) определяются по указаниям приложения 6 при нормативных значениях величин, входящих в расчетные формулы.

I.4I. Нагрузки от предварительного напряжения железобетонных элементов определяются в соответствии с требованиями СНиП 2.06.08-87 [7] .

I.42. Нагрузки на территории причала от перегрузочных и транспортных средств, а также нагрузки от складируемых грузов опреде-

ляются проектом технологии производства погрузочно-разгрузочных работ с учетом указаний Норм технологического проектирования [3]. Величины нагрузок от перегрузочных и транспортных средств, складируемых грузов, установленные проектом или требованиями нормативных документов, следует принимать за нормативные значения.

Нормативные величины нагрузок в прикордонной зоне от кранов и складируемых грузов должны приниматься не менее значений, получаемых при схеме загружения прикордонной зоны по рис.I.I. Уменьшение нагрузок, по сравнению с показанными на рис.I.I, допускается только при специальном обосновании.

Нагрузка от кранов и железнодорожных составов следует принимать равномерно распределенными как вдоль пути, так и по ширине подкрановых балок или длине шпал.

Нормативная равномерно распределенная нагрузка по ширине подкрановой балки или длине шпалы определяется по формуле

$$q_i^н = \frac{P_i^н}{\delta} \quad , \qquad (I.IO)$$

где $P_i^н$ - нормативная погонная (вдоль пути) нагрузка от крана или ж.-д. состава;

δ - ширина подкрановой балки или длина шпалы.

Нормативное значение погонной нагрузки $P_{кр}^н$ (вдоль пути) от крана допускается определять по формуле

$$P_{кр}^н = \frac{Q_1^н + Q_2^н}{\ell} \quad , \qquad (I.II)$$

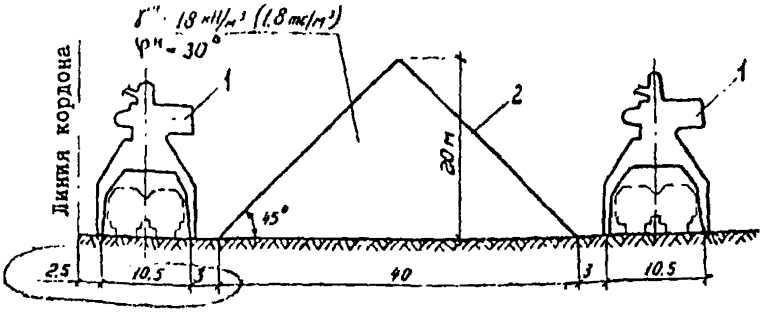
где $Q_1^н$ - максимальная нагрузка на одну ногу крана;

$Q_2^н$ - возможная нагрузка на ногу сближенного крана (рис.I.2) (при одиночной работе кранов $Q_2^н = 0$);

ℓ - длина участка распределения нагрузки вдоль набережной, определяемая в соответствии со схемами на рис.I.2.

Нормативные величины погонной нагрузки для некоторых типов кранов при максимальном загружении прикордонного пути, расположенно-

а)



б)

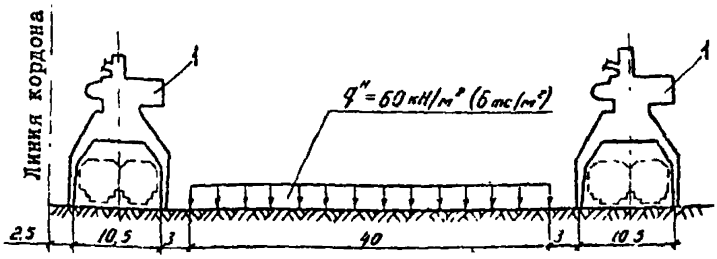


Рис.I.I. Схемы нормативных нагрузок на прикордонной территории

а- для навалочных грузов; б- для всех грузов, кроме навалочных;
I- кран грузоподъемностью I6 т; 2- штабель навалочного груза

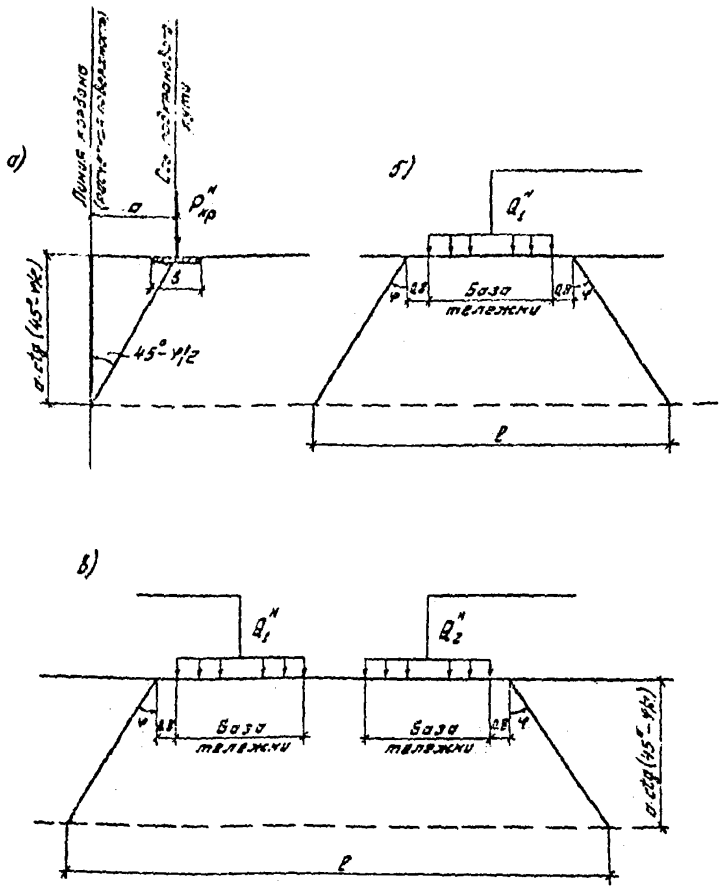


Рис.I.2.К определению нормативной нагрузки $P^N_{кр}$ от крана

а- схема нагрузки в направлении ширины набережной от ноги крана; б- эпюра распределения нагрузки вдоль набережной от ноги крана; в- схема распределения нагрузок вдоль набережной от двух ног максимально сближенных кранов

го на расстоянии $a=2+3$м от линии кордона, приведено в табл. I.6.

При расчете прочности одновинтовых шунтовых стен и набережных уголкового профиля нагрузку в прикордонной зоне от кранов и железнодорожного состава допускается заменять эквивалентной равномерно распределенной ($q_э$), нормативное значение которой следует определять по рис. I.3 в зависимости от значений $P^н_{кр}$. Протяженность эквивалентной нагрузки $q_э$ следует принимать от линии кордона до начала складирования грузов.

Таблица I.6

Тип крана	Нормативные величины погонной нагрузки $P^н_{кр}$, в кН/м, (I кН/м ≈ 0,I тс/м)	
	на прикордонный крановый рельс	на тыловой крановый рельс
Портальные краны любого типа грузоподъемностью не более I6 т, (при сближенной работе кранов)	I30(50)	50(I30)
Портальный кран КПМ 32-30-I0,5 (при сближенной работе кранов)	I80(50)	50(I80)
Портальный кран КПМ 30/50-I9/30 (при сближенной работе кранов)	2I0(I00)	I00(2I0)
Контейнерный перегружатель грузоподъемностью 30,5 т (при одиночной работе крана)	I60(I00)	I00(I60)
Козловой кран-грузоподъемностью 320 т:		
- при одиночной работе крана	300(250)	250(300)
- при сближенной работе кранов	360(300)	300(360)

Примечание. В скобках указаны величины $P^н_{кр}$ при максимальном загружении тылового кранового рельса.

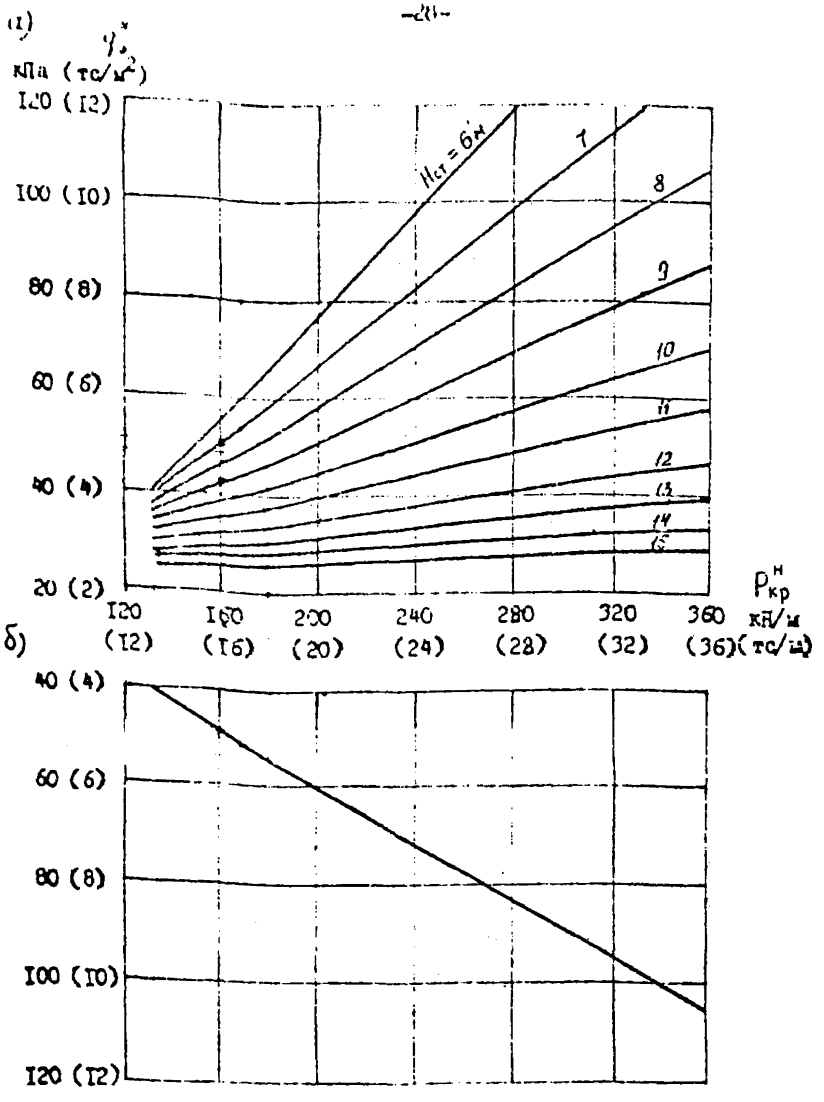


Рис.I.3. Нормативные величины эквивалентных равномерно распределенных нагрузок

а- для определения изгибающих моментов ; б- для определения усилия в анкере : H_{cr}- высота набережной от отметки проектного дна до верха сооружения

I.43. Нормативную величину горизонтальной нагрузки от крана, действующей в направлении акватории перпендикулярно линии кордона, при отсутствии данных допускается принимать равной $0,1\ G^{н}_{кр}$ (где $G^{н}_{кр}$ - нормативный вес крана).

Горизонтальную нагрузку от крана допускается прикладывать на уровне верха набережной и равномерно распределять по длине секции.

I.44. Нагрузка на пассажирских причалах определяется проектом, но во всех случаях ее нормативное значение следует принимать не менее 20 кПа (2 тс/м^2).

I.45. Фильтрационное давление воды допускается определять по указаниям приложения 9, при этом нормативное значение вычисляется при нормативных величинах, входящих в расчетные формулы.

Фильтрационное давление воды допускается не учитывать в гравитационных сооружениях, имеющих в основании каменную или щебеночную постель толщиной I м и более.

I.46. Нормативные значения волновых нагрузок определяются в соответствии с требованиями СНиП 2.06.04-82 [I2].

Волновое давление при откате волны допускается не учитывать для безанкерных шпунтовых стен при высоте волны менее 0,5 м, для других типов набережных - при высоте волны менее I м.

I.47. Нормативные значения ледовых нагрузок определяются согласно требованиям СНиП 2.06.04-82 [I2].

Для расчета причальных набережных следует определять следующие ледовые нагрузки:

а) от ледяных полей;

б) от сплошного ледяного покрова при его температурном расширении;

в) от примерзшего к сооружению ледяного покрова при изменении уровня воды.

Для сооружений со сплошной лицевой поверхностью нагрузки от примерзшего ледяного покрова при изменении уровня воды допускается учитывать только в особо суровых природно-климатических условиях при специальном обосновании. Усилия от ледовых нагрузок в элементах причальных набережных со сплошной лицевой поверхностью рекомендуется определять по приложению 6.

I.48. Нормативные значения нагрузок от судов определяются в соответствии с требованиями СНиП 2.06.04-82 [I2].

Для расчета причальных набережных следует определять нагрузки:

а) от навала судна при подходе к сооружению;

б) от натяжения швартовов.

Нагрузку от навала судна при подходе к набережным со сплошной лицевой поверхностью следует определять по указаниям приложения I0. При расчете набережных из стального шпунта эту нагрузку допускается не учитывать.

I.49. Нагрузки, вызванные изменением температуры, учитываются при расчете набережных, возводимых в особо суровых природно-климатических условиях, и определяются в соответствии с требованиями РТМ 2I2.0099-80 [I].

I.50. Нормативные значения сейсмических нагрузок определяются в соответствии с требованиями СНиП II-7-81 [2].

I.51. Нагрузки от взрывов, возникающие при рыхлении каменного груза, следует учитывать при определении бокового давления грунта согласно указаниям п.I.53.

Расчетные нагрузки

I.52. Расчетные нагрузки определяются, как правило, путем умножения их нормативных значений на соответствующие коэффициенты надежности по нагрузке.

В расчетах по первой группе предельных состояний коэффициенты надежности по нагрузке принимаются по табл.I.7.

При проверке несущей способности сооружения и основания, исходя из фактически замеренных величин нагрузок, размеров штабелей и расчетных значений удельных весов складируемых грузов и пр., коэффициенты надежности по нагрузке следует принимать равными единице.

В расчетах по второй группе предельных состояний коэффициенты надежности по нагрузке принимаются равными единице.

Примечание. Коэффициенты надежности по нагрузке следует принимать одинаковыми как для действующей нагрузки, так и для ее проекций (составляющих), независимо от того, что одна из проекций входит в обобщенное силовое воздействие, а другая в предельную силу сопротивления.

I.53. Расчетные значения бокового (активного, пассивного и реактивного) давления грунта определяются в соответствии с приложением 8 при расчетных характеристиках грунтов и расчетных величинах нагрузок.

Если в районе набережной будут производиться взрывные работы или работы с применением вибрационных установок, то учет влияния динамических или вибрационных воздействий при определении расчетной

Таблица I.7

Наименование нагрузки	Коэффициент надежности по нагрузке
Собственный вес элементов сооружения	I,05 (0,95)
Вес грунта	I,I (0,9)
Нагрузки от перегрузочных и транспортных средств	I,2
Нагрузки от складируемых грузов:	
навалочных	I,3 (I)
прочих:	
за пределами крановых путей грузовых набережных	I,3
в остальных случаях	I,2
Фильтрационное (гидростатическое) давление воды	I
Волновые нагрузки	I
Ледовые нагрузки	I,I
Нагрузки от судов	I,2
Нагрузки от предварительного напряжения	I
Нагрузки, вызванные изменением температуры	I,I
Сейсмические нагрузки	I

Примечания: I. Указанные в скобках значения коэффициентов надежности по нагрузке принимаются в тех случаях, когда уменьшение нагрузки приводит к более неблагоприятному загружению сооружения.

2. Если вес грунта вычисляется при расчетном значении удельного веса грунта, то коэффициент надежности по нагрузке для веса грунта, не вводится.

3. Для удобства выполнения расчетов коэффициент надежности по нагрузке для веса грунта и складируемых навалочных грузов допускается учитывать при определении расчетной величины удельного веса грунта или навалочного груза.

величин бокового давления грунта следует производить по специально разрабатываемой для каждого конкретного случая методике.

I.54. При определении расчетных усилий, возникающих при подъеме, транспортировании и монтаже элементов, их собственный вес следует умножать на коэффициент динамичности I,3, но при этом коэффициент надежности по нагрузке для собственного веса принимается равным единице. При надлежащем обосновании коэффициент динамичности может быть увеличен до I,5.

Воздействия

I.55. При расчете и конструировании набережных необходимо учитывать следующие основные воздействия:

а) температурно-влажностные воздействия, приводящие к изменению характеристик грунта и материалов;

б) осадку, усадку и ползучесть грунтов и материалов;

в) истирающее действие льда, судов и др.;

г) размыв грунта перед стеной течением, движителями судов и др.

д) коррозию элементов набережной.

I.56. Температурно-влажностные воздействия, приводящие к изменению характеристик мерзлых грунтов и материалов, применяемых при возведении сооружений в особо суровых природно-климатических условиях, следует учитывать в соответствии с требованиями РТМ 212.0099-80[].

I.57. Осадку грунтов следует учитывать при выборе расчетных схем согласно указаниям по расчету отдельных видов причальных набережных.

I.58. Усадка и ползучесть бетона учитываются в соответствии с требованиями СНиП 2.06.08-87 [7]

I.59. Истирающее действие льда, судов и др. рекомендуется в расчетах не учитывать, но в необходимых случаях следует предусматривать защиту элементов сооружения от истирания.

I.60. Размыв грунта перед стеной в результате течений воды, работы двигателей судов рекомендуется в расчетах не учитывать, но при этом необходимо предусматривать крепление дна перед стеной согласно указаниям п.6.I3.

I.6I. Коррозию элементов набережной рекомендуется в расчетах не учитывать, но при этом следует предусматривать их защиту от коррозии.

ОБЩИЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

I.62. Конструкция причальной набережной должна обеспечивать нормальную эксплуатацию и надежность сооружения, которая обусловливается безотказностью, ремонтопригодностью, сохраняемостью и долговечностью.

I.63. При проектировании причальных набережных из сборного железобетона следует учитывать конструктивные требования СНиП 2.03.0I-84 [I3] СНиП 2.06.08-87 [7] и Руководства [I4] по армированию элементов и анкеровке закладных деталей.

Линейные железобетонные элементы набережных рекомендуется, как правило, выполнять предварительно напряженными.

I.64. При проектировании причальных набережных с применением металлических конструкций, узлов и деталей следует учитывать конструктивные требования главы СНиП II-23-8I [8].

I.65. Форма и размеры сечений железобетонных элементов набережных устанавливаются на основе технико-экономических сопоставлений. При этом необходимо руководствоваться следующими положениями:

а) для создания сплошной причальной стены наиболее экономичным является тавровое или ребристое сечение линейных железобетонных элементов с расстоянием между ребрами I,5-2 м;

б) шпунты прямоугольного сечения рекомендуется применять для строительства набережных высотой до 7,5 м при специальном технико-

экономическом обосновании;

в) следует стремиться к укрупнению элементов сооружения, принимая их размеры в пределах, допускаемых габаритами транспортных средств, условиями изготовления и монтажа, а также грузоподъемностью кранового оборудования;

г) поверхность элементов, подвергаемых попеременному замораживанию и оттаиванию или другим агрессивным воздействиям, должна быть минимальной;

д) ширину ребер в лицевых элементах таврового сечения целесообразно принимать минимально допустимой из условия размещения в ней арматуры, а прочность и трещиностойкость сечений обеспечивать за счет изменения высоты ребра;

е) в местах установки закладных деталей для крепления анкерных тяг в ребрах целесообразно устраивать местные упирения, обеспечивающие прочность заделки закладной детали;

ж) толщина лицевых железобетонных элементов должна приниматься не менее:

при отсутствии нагрузок от навала (ударов) и истирающих воздействий - 10 см;

при воздействии льда и навала судов -15 см, а при строительстве в особо суровых природно-климатических условиях-20см;

з) в элементах следует предусматривать петли и монтажные закладные детали, необходимые для подъема и крепления элементов при изготовлении, транспортировании и монтаже.

I.66. В элементах набережной следует предусматривать установку закладных и других деталей, необходимых для крепления отдельных элементов набережной и при выполнении строительно - монтажных работ (закладные детали для крепления отбойных устройств, болты для крепления вибратора, петли для подъема и др).

I.67. Отверстия в металлическом шпунте должны иметь

круглую или овальную форму. Овальные отверстия следует располагать таким образом, чтобы их наибольший размер был направлен вдоль шпунта.

I.68. Отверстия в металлических шпунтах для крепления анкерной тяги и распределительного пояса следует предусматривать только в шпунтах, обращенных выпуклой стороной в сторону засыпки.

I.69. Стыковку металлических шпунтов при их наращивании следует производить с помощью двухсторонних накладок ромбической формы с незаваренными углами. Ширина накладок должна незначительно отличаться от ширины соединяемых элементов. При этом сварные швы не доводятся до стыка на 25мм с каждой стороны.

I.70. Лицевые элементы набережной следует анкеровать в пределах I/3 высоты набережной в зависимости от положения строительного уровня воды, а железобетонные шпунты прямоугольного сечения - на верх.

I.71. При проектировании причальных набережных необходимо предусматривать:

деформационные швы (температурные и температурно-осадочные);

дренажные устройства (при необходимости снижения уровня воды за сооружением):

устройство шапочной балки (бруса), соединяющей по верху лицевые элементы набережной;

швартовые устройства;

защиту от выноса грунта засыпки;

защиту лицевых поверхностей от навала и истирающего действия льда, судов и др;

защиту дна перед сооружением от размыва его течением и движителями судов;

защиту элементов конструкции от коррозии;

мероприятия, обеспечивающие соблюдение требований техники

безопасности при выполнении погрузочно- разгрузочных работ.

I.72. Конструкция деформационных швов должна обеспечивать взаимное перемещение соседних секций, исключать навал соседних секций при осадках грунта.

Расстояние между деформационными швами (длина секции) устанавливается в зависимости от климатических и геологических условий, конструктивных особенностей набережной, последовательности производства работ, но во всех случаях не должно превышать 30м.

Расстояние между деформационными швами в гравитационных конструкциях должно назначаться таким, чтобы геологическое строение основания по длине секции существенно не менялось.

I.73. Конструкция дренажных устройств должна обеспечивать их нормальную работу как в навигационный, так и в зимний периоды.

Выпуски грунтовых вод из дренажа должны быть ниже минимального зимнего уровня воды в акватории не менее, чем на толщину льда. Если этого нельзя обеспечить, то дренажные устройства не следует проектировать.

При устройстве закрытого дренажа в сооружениях III класса необходимо предусматривать проходные галереи с устройством смотровых колодцев, с расстоянием между ними не менее 50 м; для сооружений IV класса допускается устройство закрытого дренажа с трубами, обеспечивающими его очистку через смотровые колодца.

I.74. Шапочная балка должна надежно соединяться с лицевыми элементами набережной и распределять сосредоточенные нагрузки между ними. Шапочную балку в зависимости от конструкции набережной следует выполнять из монолитного или сборного железобетона, а также из металла.

I.75. В качестве швартовых устройств применяют швартовые тумбы и рымы. Швартовые тумбы и рымы по длине и высоте набе-

ранной следует располагать согласно указаниям Норм технологического проектирования [3]. Конструкция швартовных тумб принимается в зависимости от величины швартовного усилия по типовому проекту [15], [16] с учетом требований по технике безопасности [17]. Тумбовые массивы в шпунтовых конструкциях, как правило, следует анкеровать.

1.76. Защита от выноса грунта засыпки заключается в обеспечении грунтонепроницаемости стыков между лицевыми элементами, в предотвращении суффозии грунта засыпки через каменную или щебеночную постель.

Грунтонепроницаемость стыков между лицевыми элементами должна обеспечиваться по всей высоте набережной с заглублением ниже проектного дна не менее 1,5 м.

При расположении набережной на участках, где возможен размыв дна более 1м, нижняя граница перекрытия швов определяется расчетом.

Стыки между лицевыми элементами выполняются с применением металлических или железобетонных замков, завес из гибких материалов, обратных фильтров или заполняются упругими мастиками и др. При устройстве обратных фильтров их расчет следует производить по Указаниям [18].

Наиболее рациональная конструкция стыка между железобетонными шпунтами таврового профиля, показанная на рис. 1.4, обеспечивает его грунтонепроницаемость без устройства специального фильтра со стороны засыпки.

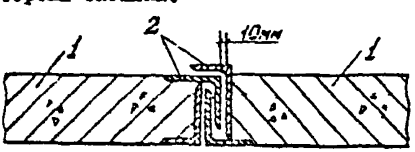


Рис. 1. Конструкция грунтонепроницаемого стыка
1-полка шпунта; 2-закладная деталь из стальных уголков

1.77. Защита лицевых поверхностей набережной от напора судов осуществляется, как правило, с помощью отбойных устройств. Конструкция отбойных устройств должна обеспечивать надежную защиту сооружения и возможность их замены в условиях эксплуатации сооружения.

Рекомендуемые конструкции отбойных устройств приведены в типовых проектах [19] , [20] , [21] .

1.78. При нескальных грунтах основания следует, как правило, предусматривать защиту дна перед набережной от размыва его течением и движителями судов на ширине, не менее половины ширины расчетного судна. Для защиты дна применяют каменную наброску или тюфяки из железобетонных плит. Каменная наброска должна быть толщиной не менее 40 см и укладываться на подготовку из разнозернистого гравия или щебня. Толщину подготовки следует принимать не менее 30 см при отсыпке в воду и 20 см при отсыпке насухо.

Перед набережными из заанкерованного шпунта, расположенными в ковше, защиту дна допускается не выполнять , если:

запас на заносимость при определении глубины у причала принят не менее 0,5м;

шпунты погружены на глубину не менее 5м;

в поверхностном слое дна отсутствуют рыхлые пески.

При расположении набережной на подмываемом берегу реки необходимо составлять специальный проект защиты берега и дна перед причальным сооружением.

1.79. Все элементы причальной набережной, включая закладные детали независимо от степени агрессивности среды, должны иметь противокоррозионное покрытие.

Противокоррозионное покрытие не наносится только на участки элементов, которые будут омоноличены. При неагрессивной водной среде допускается также не наносить противо-

коррозионное покрытие на лицевые поверхности железобетонных элементов.

Выбор противокоррозионной защиты производится на основе изучения агрессивности среды, климатических особенностей и условий работы элементов с учетом требований СНиП 2.05.II-85 [II], РТМ 2I2.0099-80 [I], Руководств [22], [23], [24] и Рекомендаций [25] и др. При сильноагрессивных и среднеагрессивных средах противокоррозионная защита должна разрабатываться специализированными организациями.

Закладные и монтажные изделия при неагрессивной водной среде должны быть защищены металлическими (цинковыми или алюминиевыми) покрытиями.

При наличии агрессивной среды выбор вида противокоррозионного покрытия в зависимости от условий их эксплуатации следует производить по РТМ 2I2.090-79 [30].

I.80. На специализированных причалах с открытым хранением химических грузов, обладающих высокой растворимостью и агрессивностью к бетону и металлу, следует предусматривать водонепроницаемые покрытия территории и отвод воды с территории причала за пределы причальных сооружений.

I.8I. Для обеспечения техники безопасности при выполнении погрузочно-разгрузочных работ необходимо учитывать требования по технике безопасности [I7].

I.82. Грунт для засыпки пазух должен выбираться на основании технико- экономических сопоставлений.

Рекомендуется применять песчаные и крупнообломочные грунты с содержанием не более 7% фракций до 0,Imm и не более 5% по весу органических и растворимых включений.

Плотность грунта засыпки задается коэффициентом уплотнения $K = \frac{\gamma_{ск}}{\gamma_{ор}}$, где $\gamma_{ск}$ и $\gamma_{ор}$ -удельный вес

сухого грунта соответственно в засыпке и полученный при максимальном уплотнении в приборе стандартного уплотнения.

Песчаные грунты засыпки, а также песчано- гравийные смеси должны иметь коэффициент уплотнения не менее 0,9.

Примечание. Допускается плотность грунта засыпок задавать коэффициентом пористости, величина которого вычисляется по формуле

$$e = \frac{\gamma_s}{k\,\gamma_{пр}} - 1, \qquad (I.12)$$

где γ_s -удельный вес частиц грунта.

I.83. Погружение железобетонных шпунтов в песчаные грунты рекомендуется производить подмывом, а в глинистые, суглинистые и гравийно-галечные грунты с помощью вибропогружателя. В отдельных случаях погружение шпунтов в глинистые грунты допускается также вибропогружателями с помощью подмыва, при этом рекомендуется применять насосы с небольшим расходом воды и с повышенным напором.

Острие железобетонных шпунтов, погружаемых с помощью вибропогружателя, должно обрамляться металлическим башмаком.

I.84. Если поверхность котлована проходит по глинистому грунту, то по откосу котлована следует производить нарезку уступов шириной I-I,5 м.

Приложение I

ТРЕБОВАНИЯ К РАССТОЯНИЯМ И ГЛУБИНАМ ВЫРАБОТОК ПРИ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКОЙ СЪЕМКЕ

I. Расстояние между выработками (скважинами, точками зондирования и т.п.) в пределах одного геолого-литологического разреза допускается принимать в соответствии с указаниями табл.I, но во всех случаях количество выработок в одном разрезе должно быть не менее трех.

Примечание. Предварительно геологическое строение участка строительства оценивается по материалам предыдущих изысканий, по фондовым материалам и т.п.

2. Средняя глубина выработок принимается равной ($H_{ст}$ + 0,5 $h_{шт}$), для безанкерных шпунтовых стен не менее I,5 $H_{ст}$ (где $H_{ст}$ – свободная высота стены от верха сооружения до отметки проектного дна; $h_{шт}$ – высота штабеля навалочного груза).

В зависимости от сложности геологического строения участка строительства, характера и величины нагрузок на территории набережной глубина выработок может быть уменьшена или увеличена по сравнению со средней величиной.

3. Для оценки инженерно-геологического строения подстилающих грунтов глубина нескольких выработок (считая от проектного дна) в пределах строящейся набережной должна быть в I,5-2 раза больше указанных средних глубин, а при вскрытии коренных пород выработки должны быть заглублены в них не менее,чем на 2м.

4. Слабые грунты и грунты, изменяющие структуру (при замачивании, оттаивании и т.д.), следует проходить,как правило, на полную мощность или до глубины, где наличие таких грунтов не может оказать влияние на устойчивость набережной.

5. Расстояние между геолого-литологическими разрезами следует назначать в соответствии с указаниями табл.I, но во всех случа-

Таблица I

Инженерно-геологические условия	Расстояние в метрах, между		
	выработками в разрезе	поперечными разрезами	продольными разрезами
I. Один геоморфологический элемент; рельеф слабо выражен; не более трех выдержанных по мощности слоев грунта; кровля коренных пород, залегающих в пределах активной зоны, не расчленена; физико-геологические процессы отсутствуют	50-40 40-30	I20-I00 60-50	50-40 40-30
II. Несколько геоморфологических элементов; рельеф хорошо выражен; не более пяти слоев грунта с плавно изменяющейся мощностью; кровля коренных пород, залегающих в пределах активной зоны, слабо расчленена; физико-геологические явления имеют ограниченное развитие	40-30 30-20	I00-80 50-40	40-30 30-20
III. Несколько геоморфологических элементов; рельеф сильно расчленен; резко изменяющиеся по мощности слои грунта; кровля коренных пород, залегающих в пределах активной зоны, сильно расчленена; физико-геологические процессы широко развиты	30-20 20	80-50 40-30	30-20 20

Примечание. В числителе указаны величины для предварительных стадий проектирования, в знаменателе - для стадии рабочих чертежей.

Их необходимо иметь не менее трех продольных и трех поперечных разрезов. Разрезы следует располагать так, чтобы были оконтурены слабые грунты.

Основной продольный геологический разрез должен проходить по оси канала кордона, остальные продольные разрезы должны располагаться по обе стороны от него.

Приложение 2

РАСЧЕТ ОБЩЕЙ УСТОЙЧИВОСТИ

I. Расчет общей устойчивости причальных набережных включает:

расчет устойчивости сооружения по схеме плоского сдвига (только для гравитационных набережных);

расчет устойчивости сооружения по схеме глубинного сдвига (для всех типов конструкций набережных).

2. Расчеты устойчивости сооружений по схемам плоского и глубинного сдвигов производятся по первой группе предельных состояний исходя из следующего условия

$$n_c N_p \le \frac{m \cdot m_g}{k_н} R , \qquad (I)$$

где n_c – коэффициент сочетания нагрузок, принимаемый равным:

для основного сочетания нагрузок – I,0,

для особого сочетания нагрузок – 0,9,

для сочетания нагрузок в период строительства – 0,95;

N_p и R – соответственно значения обобщенной сдвигающей силы и силы предельного сопротивления, определяемые при расчете устойчивости по схеме плоского сдвига согласно указаниям п. 7, при расчете устойчивости по схеме глубинного сдвига – п. I4;

m – коэффициент условий работы, принимаемый равным I,I5;

m_g – дополнительный коэффициент условий работы, принимаемый в зависимости от метода расчета по указаниям пп. 7, I2, I6;

$k_н$ – коэффициент надежности по назначению конструкций, принимаемый равным для сооружений II класса – I,2 , III класса – I,I5 и IУ класса – I,I.

3. Расчет общей устойчивости сооружений следует выполнять для условий плоской или пространственной задачи. Пространственную за-

у следует рассматривать, если $\frac{L}{B} < 3$ или $\frac{L}{H_{ст}+t} < 3$, а также
ех случаях, когда поперечное сечение сооружения, нагрузки, геогические условия меняются на длине менее 3 B или менее 3 $(H_{ст}+t)$;
e L и B - соответственно длина и ширина сооружения; $H_{ст}$ - высота
ы от отметки проектного дна до верха сооружения; t - заглубле-
сооружения (шпунта) от отметки проектного дна).

Для условий плоской задачи расчеты выполняются на I м длины
ружения, для условий пространственной задачи - на всю длину со-
жения или рассматриваемого участка.

Примечание. При расчете общей устойчивости для условий простственной задачи, когда $\frac{L}{B} < 3$ или $\frac{L}{H_{ст}+t} < 3$, необходимо к сиі сопротивления добавлять силы трения и сцепления по боковым поностям сдвигаемой призмы грунта.

Силы трения допускается определять как произведение горизонтьной составляющей бокового давления грунта, действующего на бо;ую поверхность призмы скольжения, на коэффициент трения, равный $\operatorname{tg}\varphi_{I,II}$ (где $\varphi_{I,II}$ - угол внутреннего трения грунта по боковой поверхности зки обрушения).

Силы сцепления принимаются равными произведению удельного вления грунта на площадь участка боковой поверхности призмы ольжения, в пределах которой учитывается сцепление.

4. При расчете устойчивости следует учитывать следующее:

а) силы сопротивления определяются при том же уровне воды, что нагрузки (сдвигающие силы);

б) швартовную нагрузку допускается распределять равномерно по ине сооружения на участке между швартовными тумбами;

в) сочетания нагрузок принимаются в соответствии с указаниями I.26;

г) если поверхность скольжения (обрушения) проходит по контакдвух слоев грунта, то по поверхности скольжения принимаются хактеристики наихудшего слоя грунта; при невозможности выделения ихудшего слоя необходимо расчет устойчивости производить при хактеристиках и того и другого слоев грунта; если поверхность сколь-

жения проходит по поверхности котлована, имеющему уступы (см. п.I.84),то по поверхности скольжения в пределах расположения уступов, следует принимать характеристики грунта засыпки;

д) если под штабелем навалочного груза имеются устройства, исключающие передачу горизонтального давления от штабеля на грунт основания, то штабель следует рассматривать как распределенную вертикальную нагрузку; при отсутствии таких устройств штабель должен рассматриваться как грунт с соответствующими навалочному грузу характеристиками;

е) если угол откоса $\beta_{шт}$ штабеля навалочного груза превышает угол внутреннего трения $\varphi_{I_{шт}}$ навалочного груза, то следует для навалочного груза принимать удельное сцепление, равное $c_{I_{шт}} = a_c \gamma_{I_{шт}} h_{шт}$, где a_c – коэффициент, определяемый по графику на рис.I (величина a_c при промежуточных значениях $\beta_{шт}$ определяется линейной интерполяцией); $\gamma_{I_{шт}}$ – удельный вес навалочного груза; $h_{шт}$ – высота штабеля;

ж) в штабеле навалочного сыпучего груза высотой $h_{шт} \geq 20$ и и углах откоса $\beta_{шт} = 45^0$ угол наклона $\alpha_{кр}$ к вертикали наиболее опасной поверхности скольжения (обрушения), начинающейся на расстоянии $\ell_{шт}$ от начала откоса штабеля, допускается определять при вертикальной расчетной поверхности ($\varepsilon = 0$) по графику на рис.2 в зависимости от величины $\ell_{шт}$ и угла внутреннего трения $\varphi_{I_{шт}}$ навалочного грунта (величина $\alpha_{кр}$ при промежуточных значениях $\varphi_{I_{шт}}$ определяется линейной интерполяцией)

Расчет устойчивости сооружения по схеме плоского сдвига

5. При расчете устойчивости по схеме плоского сдвига рассматривается сдвиг сооружения по контакту сооружение – грунт основания (при отсутствии в основании сооружения постели), сооружение-постель и постель – грунт основания (рис. 3) под воздействием сползающей за сооружением призмы грунта (призмы обрушения). При не-

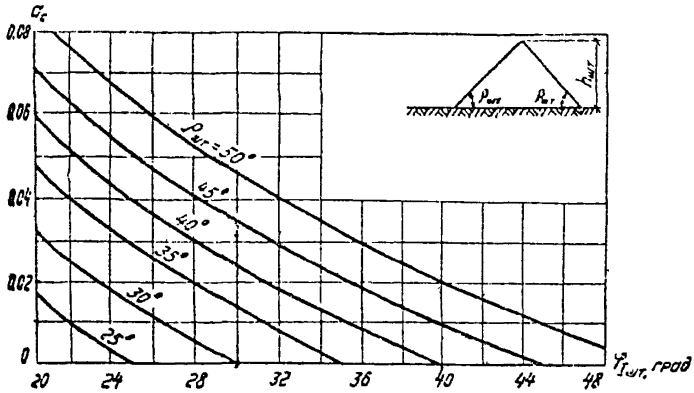


Рис. I. Графики для определения коэффициента C_c

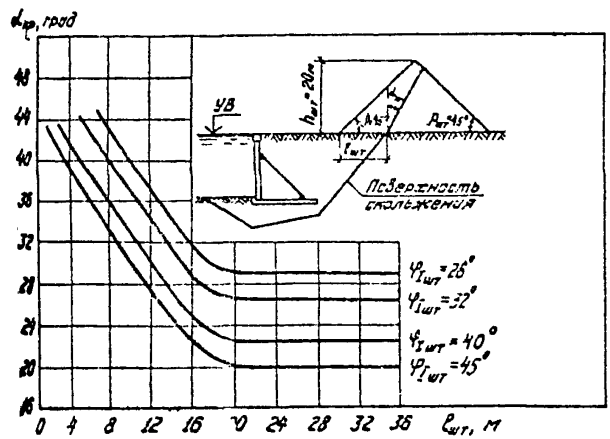


Рис. 2. Графики для определения $\alpha_{кр}$ в штабеле навалочного груза

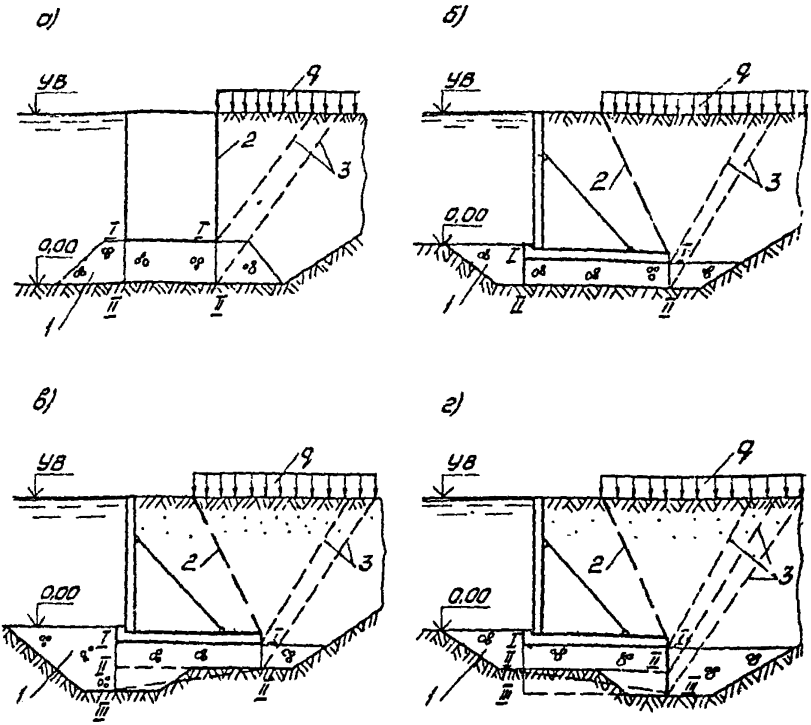


Рис. 3. Характерные поверхности сдвига для сооружений, имеющих в основании постель

а- незаглубленная постель; б- заглубленная постель; в- постель с передним зубом; г- постель с задним зубом; I- постель; 2- расчетная поверхность; 3- поверхность обрушения; I-I, II-II, III-III, II-III - характерные поверхности сдвига

плоской подошве сооружения или постели рассматривается сдвиг сооружения по горизонтальным плоскостям, проходящим по горизонтальным участкам подошвы, а также по наклонным плоскостям, пересекающим постель, зуб постели или грунт основания (рис. 3).

Призма обрушения ограничивается расчетной поверхностью, через которую передается давление грунта на сооружение, и поверхностью обрушения, проходящей через точку пересечения расчетной поверхности с поверхностью сдвига (рис. 3).

Примечание. При каменной или щебеночной постели постоянной толщины, не превышающей I м, расчет устойчивости при сдвиге по контакту сооружение - постель можно не производить, если $tg\varphi_I$ грунта основания меньше 0,55.

6. Расчет устойчивости по схеме плоского сдвига при отсутствии фильтрационного давления воды, производится при максимальном положении уровня воды перед сооружением, при наличии фильтрационного давления воды наихудшее положение уровня воды перед сооружением определяется подбором.

7. При расчете устойчивости сооружения по схеме плоского сдвига в формуле (I) принимается $m_q = I$, а величины N_p и R на Iм длины сооружения определяются по формулам:

при горизонтальной плоскости сдвига (рис. 4)

$$N_p = E_{a.r} + T_r ; \qquad (2)$$

$$R = P \cdot tg\varphi_{n_I} + Fc_{n_I} + E_{n.r} + \sum_1^k Q_i ; \qquad (3)$$

при наклонной поверхности сдвига в сторону акватории (см. рис. 3,в)

$$N_p = (E_{a.r} + T_r)\cos\beta + P\sin\beta ; \qquad (4)$$

$$R = [P\cdot\cos\beta - (E_{a.r} + T_r - E_{n.r})\sin\beta]tg\varphi_{n_I} + E_{n.r}\cos\beta + \frac{Fc_r}{\cos\beta} + \frac{\sum_1^k Q_i}{\cos\beta} ; \qquad (5)$$

при наклонной поверхности сдвига в сторону засыпки (см. рис. 3,г)

$$N_p = (E_{a.r} + T_r)\cos\beta - P\sin\beta \quad ; \qquad (6)$$

$$R = [P\cos\beta + (E_{a.r} + T_r - E_{n.r})\sin\beta]\,tg\,\varphi_{n_I} + E_{n.r}\cos\beta + \frac{F c_{n_I}}{\cos\beta} + \frac{\sum Q_i}{\cos\beta} \quad , \qquad (7)$$

где $E_{a.r}$ и $E_{a.\delta}$ – соответственно горизонтальная и вертикальная составляющие активного давления грунта, действующие на расчетную поверхность выше плоскости сдвига и определяемые согласно указаниям п. 8;

T_r и T_δ – сумма соответственно горизонтальных и вертикальных составляющих длительных временных (за исключением бокового давления грунта) и одной из кратковременных нагрузок, приложенных непосредственно к сооружению;

P – сумма вертикальных составляющих нагрузок на поверхности сдвига, принимаемая равной

$$P = G + G_{rp} + G_n + T_\delta + E_{a.\delta} - E_{n.\delta} \quad ; \qquad (8)$$

G – собственный вес конструкции, вычисляемый при коэффициенте надежности по нагрузке $n = 0{,}95$;

G_{rp} и G_n – соответственно вес объема грунта и постели, сдвигающихся вместе с сооружением; значения G_{rp} и G_n вычисляются при коэффициенте надежности по нагрузке $n = 0{,}9$;

$E_{a.r}$ и $E_{n.\delta}$ – соответственно горизонтальная и вертикальная составляющие пассивного давления грунта, действующие на расчетную поверхность выше плоскости сдвига и определяемые согласно указаниям п. 9;

β – угол наклона поверхности сдвига к горизонтали;

$tg\,\varphi_{n_I}$ и c_{n_I} – характеристики грунта по поверхности сдвига, определяемые по рекомендациям п. I.34 настоящих Указаний;

F – площадь поверхности сдвига, в пределах которой учитывается сцепление;

Q_i – горизонтальная составляющая силы сопротивления конструктивного элемента (анкера, свай и т.п.) сдвигу, учитываемая при пересечении его поверхностью обрушения и определяемая согласно указаниям п. 10;

K – количество конструктивных элементов, пересекаемых поверхностью обрушения.

Объем грунта и постели, сдвигающихся вместе с сооружением, определяется между вертикальной плоскостью, проходящей через лицевую грань подошвы и расчетной поверхностью, на которую определяется активное давление грунта.

Если поверхность сдвига проходит по неоднородным грунтам, то в формулах (3), (5), (7) допускается принимать средневзвешенные значения $tg\varphi_{n_I}$ и C_{n_I}, которые вычисляются по рекомендациям п.I.I4 настоящих Указаний.

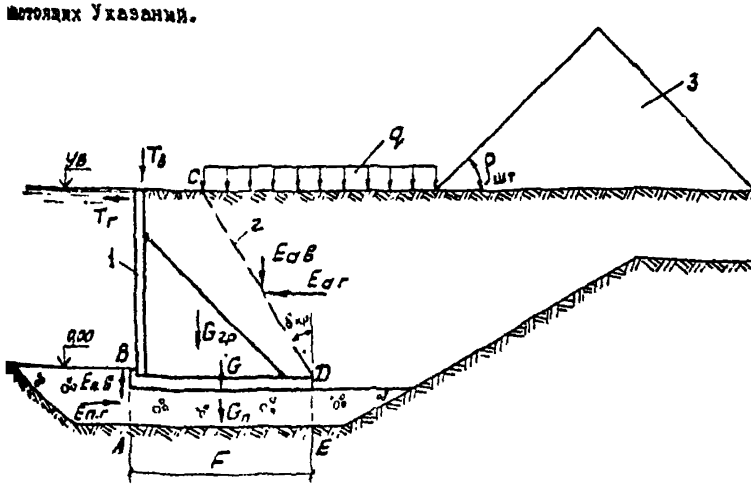


Рис. 4. К расчету устойчивости сооружения по схеме плоского сдвига

1 – сооружение; 2 – расчетная поверхность;
3 – штабель навалочного груза

8. Горизонтальная $E_{a.r}$ и вертикальная $E_{a.b}$ составляющие активного давления грунта определяются по приложению 8. При этом, кроме указаний п. 4 (в-к), необходимо учитывать следующее:

а) За расчетную поверхность следует принимать:

в пределах высоты постели - вертикальную плоскость, проходящую через тыловую грань подошвы сооружения;

в пределах высоты сооружения - поверхность, при которой значение $(\frac{m\,m_1}{k_н}\Sigma R - n_c N_p)$ будет минимальным.

Положение расчетной поверхности в пределах высоты сооружения находится подбором. При ее отыскании следует рассматривать поверхности, которые не должны пересекать тыловую грань сооружения и угол их наклона ε_i к вертикали не должен превышать $(45^0 - \varphi_I/2)$, где φ_I - угол внутреннего трения грунта в пределах высоты плоского участка возможной расчетной поверхности. Схемы возможных расчетных поверхностей для отдельных видов набережных показаны на рис. 5.

При горизонтальной поверхности засыпки и равномерно распределенной нагрузке q положение расчетной поверхности в песчаном грунте, характеризуемое углом $\varepsilon_{кр}$ наклона ее к вертикали, допускается определять (без подбора) по графику на рис. 6.

б) Временная нагрузка от перегрузочных и транспортных средств, складируемых грузов располагается, начиная от расчетной поверхности;

в) Если поверхность котлована проходит по глинистым грунтам и угол наклона относов превышает угол внутреннего трения глинистого грунта, то активное давление грунта следует определять также, исходя из возможности обрушения грунта за сооружением по поверхности котлована, принимая по поверхности котлована угол внутреннего трения грунта $\varphi_I = \varphi_{n_I}$ и удельное сцепление $C_I = C_{n_I}$, где φ_{n_I} и C_{n_I} - характеристики глинистого грунта, определяемые в соответствии с п.I.I4 настоящих Указаний с учетом рекомендаций п.4(г);

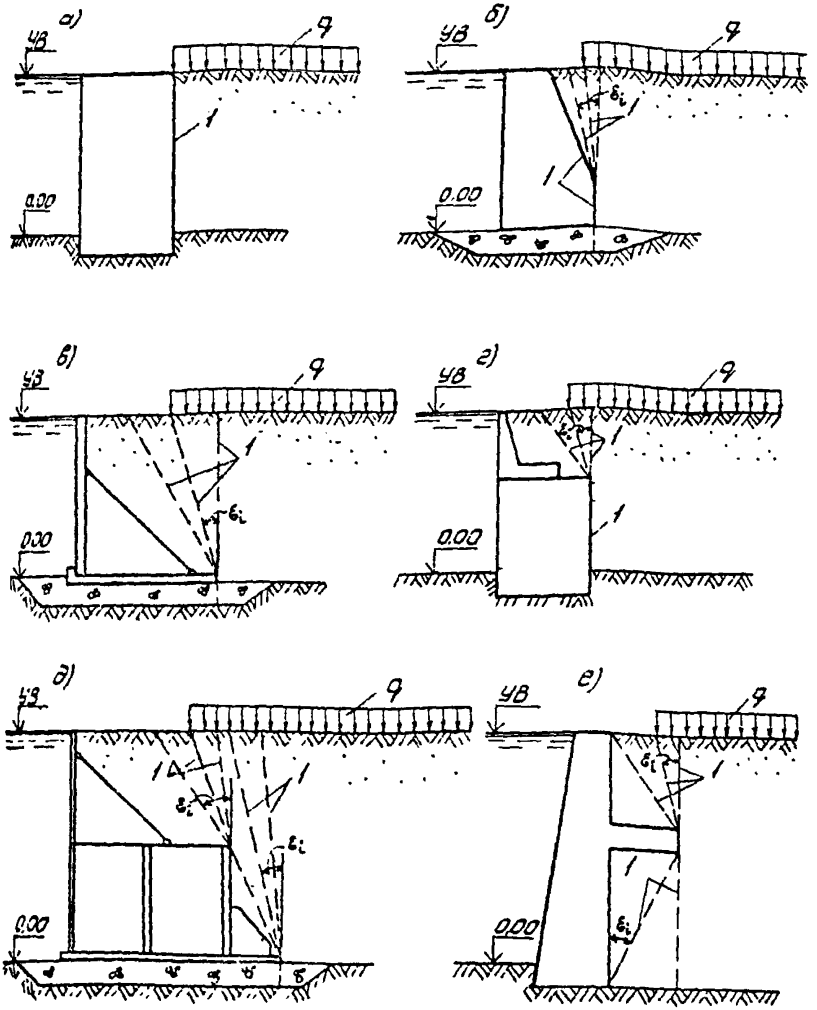


Рис. 5. Схемы возможных расчетных поверхностей

а- при вертикальной тыловой грани; б,в- при ломаной тыловой грани; г,д- при надстройках; е- при сложном очертании тыловой грани; 1- возможная расчетная поверхность

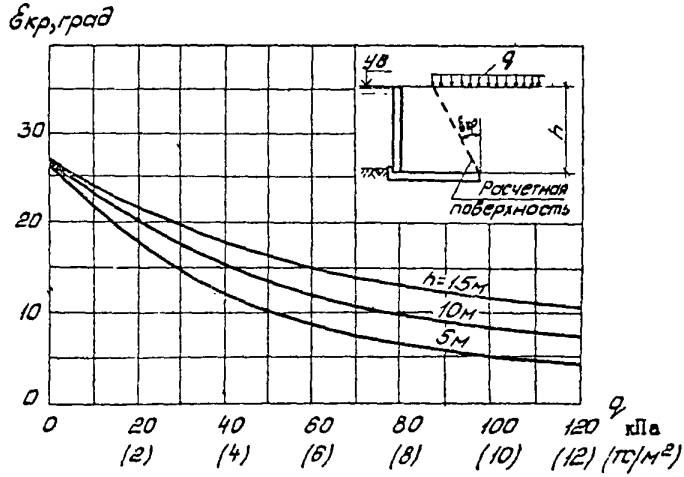


Рис. 6. График для определения угла наклона $\varepsilon_{кр}$ к вертикали расчетной поверхности, проходящей в песчаном грунте

г) Для сооружений с внешней анкеровкой активное давление грунта на расчетную поверхность следует определять также исходя из возможности образования поверхностей обрушения, проходящих через все анкерные опоры.

9. Горизонтальная $E_{p\,r}$ и вертикальная $E_{p\,b}$ составляющие пассивного давления грунта определяются по приложению 8. При этом необходимо учитывать следующее:

а) За расчетную поверхность следует принимать вертикальную плоскость, проходящую через переднюю грань подошвы сооружения.

б) Расчетное значение веса грунта следует вычислять при коэффициенте надежности по нагрузке, равном 0,9.

в) При наличии постели пассивное давление следует определять, как правило, только ниже подошвы сооружения, рассматривая при этом грунт или отсыпку выше подошвы как распределенную вертикальную нагрузку.

г) При наличии постели необходимо определять пассивное давление грунта, принимая поверхность скольжения (выпора) внутри постели и по контакту постель - грунт основания. В расчете учитывается наименьшая из полученных величина пассивного давления грунта.

10. Горизонтальные составляющие сил сопротивления анкерных тяг, анкерующих свай или других элементов сооружения сдвигу при пересечении их поверхностью обрушения, при которой вычисляется активное давление грунта, определяются следующим образом:

а) горизонтальную составляющую Q_i силы сопротивления анкерной тяги сдвигу в сооружениях, заанкеренных за анкерные плиты или шпунтовый ряд, допускается принимать равной горизонтальной составляющей R_a усилия в анкере (на 1 м длины сооружения), вычисленного при статическом расчете;

б) горизонтальную составляющую Q_i силы сопротивления анкерующих свай или других элементов сооружения сдвигу допускается принимать равной $Q_{sb\,p}$, которая определяется по указаниям приложения 11.

Расчет устойчивости сооружений по схеме глубинного сдвига

II. Расчет устойчивости сооружений по схеме глубинного сдвига следует производить:

методом ломаных поверхностей скольжения, предусматривающим схему потери устойчивости при поступательном перемещении сдвигаемого массива грунта вместе с сооружением;

методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения, предусматривающим схему потери устойчивости при вращательном перемещении сдвигаемого массива грунта вместе с сооружением.

Расчет устойчивости сооружений методом ломаных поверхностей скольжения выполняется согласно указаниям пп. I2-I5, по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения - пп. I6-I9.

Примечание. Расчет устойчивости сооружений по схеме глубинного сдвига требуют большого объема вычислений, поэтому их целесообразно проводить на ЭВМ.

Расчет устойчивости сооружений методом ломаных поверхностей скольжения

I2. Расчет устойчивости сооружений методом ломаных поверхностей скольжения выполняется следующим образом:

а) намечаются возможные поверхности скольжения с учетом геологического строения основания, конструкции сооружения и вида нагрузок согласно указаниям п. I3;

б) производится оценка устойчивости сдвигаемого массива грунта вместе с сооружением при одной из намеченных возможных поверхностей скольжения исходя из условия (I), где принимается $m_g = 1{,}1$,

а значения N и $\bar{R}$ определяются по указаниям п. 14;(если условие (I) не выполнено, то расчет прекращается и для обеспечения устойчивости сооружения необходимо изменить габаритные размеры сооружения или уменьшить нагрузки, или принять другие конструктивные решения);

в) аналогичным образом, производится оценка устойчивости сооружения при других намеченных поверхностях скольжения, количество и положение которых уточняются в процессе расчета таким образом, чтобы была найдена наиболее опасная возможная поверхность скольжения, соответствующая минимальному значению $(\frac{m_1 m_2}{k_н} R - n_c N_p)$; при этом следует учитывать, что нахождение наиболее опасной поверхности скольжения, как правило, является многоэкстремальной вариационной задачей.

13. При расчете устойчивости сооружений необходимо рассматривать следующие поверхности скольжения:

для шпунтовых набережных - проходящие через низ шпунта и анкерной опоры (рис. 7,а);

для гравитационных набережных - проходящие через тыловую грань подошвы сооружения, а при наличии постели - через точку пересечения подошвы постели с вертикалью, проведенной по тыловой грани подошвы сооружения (рис. 8,а);

при нагрузках в виде штабеля навалочного груза или при слабых грунтах основания - проходящие ниже подошвы сооружения, ниже шпунта или анкерной опоры (рис. 7,б и рис. 8,б);

при наличии в основании сооружения прослойки или слоя глинистого грунта - проходящие частично или полностью по прослойке или по контакту слоев грунта (рис. 7,в и рис. 8,в), которые при этом могут пересекать конструктивные элементы (шпунт, анкера, свая и т.п.);

при котлованах, поверхность которых идет по глинистому грунту и угол наклона откосов превышает угол внутреннего трения глинистого грунта, - проходящие частично или полностью по поверхности котлована (рис. 7,г и 8,г).

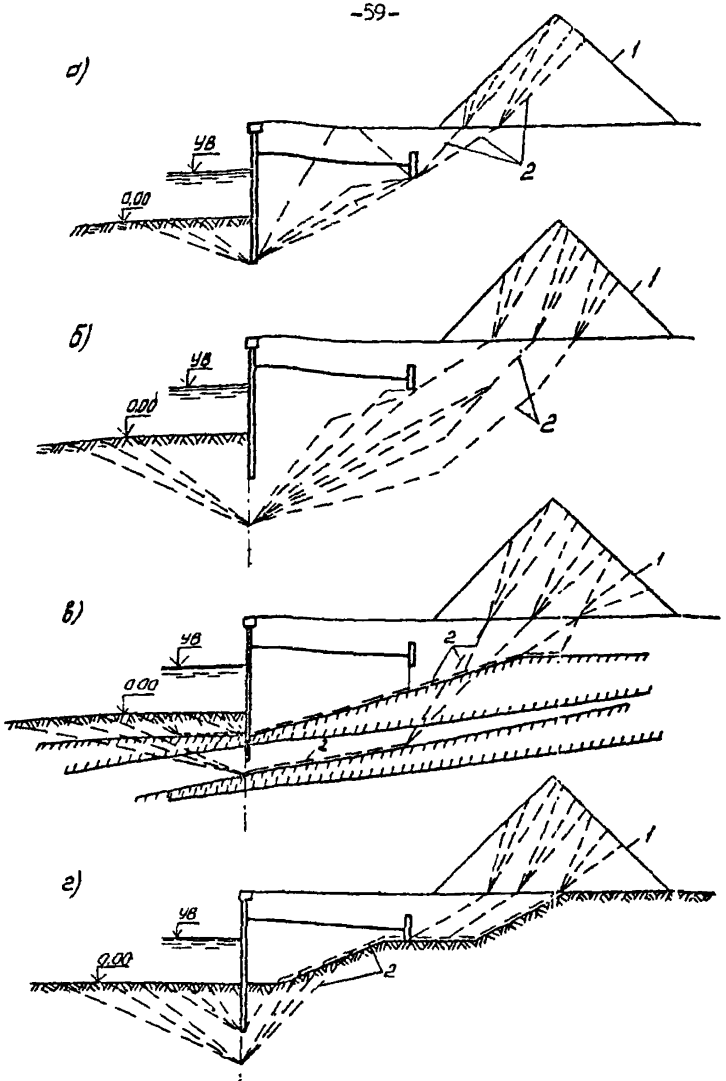


Рис. 7. Схемы возможных поверхностей скольжения для шпунтовых конструкций

а- для всех расчетных случаев; б- при штабеле навалочного груза или при слабых грунтах основания; в- при прослойках или слое глинистого грунта; г- при наличии котлована, поверхность которого проходит по глинистому грунту; 1- штабель навалочного груза, рассматриваемого как грунт; 2- возможная поверхность скольжения

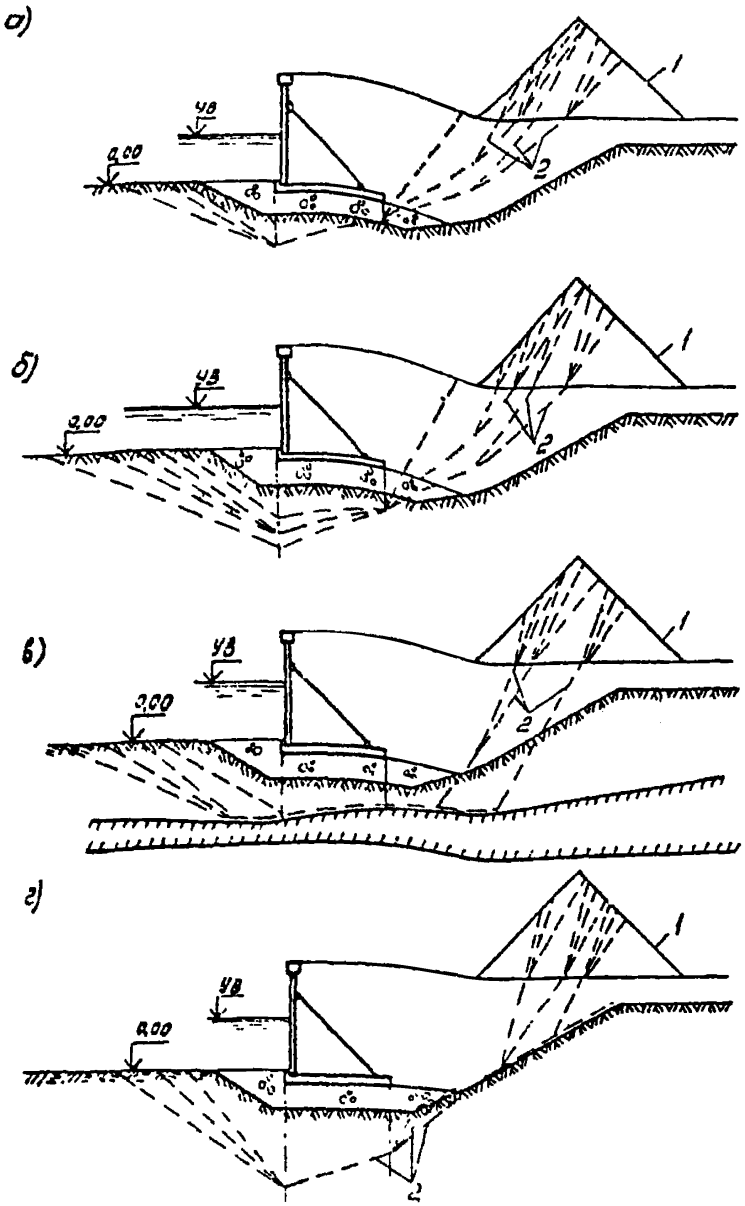


Рис. 8. Схема возможных поверхностей скольжения для гравитационных конструкций

а- для всех расчетных случаев; б- при штабеле навалочного груза или при слабых грунтах основания; в- при прослойках или слое глинистого грунта; г- при наличии котлована, поверхность которого проходит по глинистому грунту; 1- штабель навалочного груза, рассматриваемого как грунт; 2- возможная поверхность скольжения

При назначении возможных поверхностей скольжения допускается:

а) при отсутствии прослоек или слоев глинистого грунта участки поверхности скольжения перед сооружением и за анкерной опорой принимать плоскими (рис. 7, 8), между сооружением и анкерной опорой - состоящими из двух плоскостей (рис. 7,а,б);

б) при горизонтальном расположении слоев грунта и равномерно распределенной нагрузке q на его поверхности положение участков наиболее опасной плоской поверхности скольжения перед сооружением, за анкерной опорой или за сооружением, не имеющим внешней анкеровки, определять соответственно по графикам на рис. 9.

в) положение участка наиболее опасной поверхности скольжения в отвале навалочного груза, рассматриваемом как грунт, определять по указаниям п.4(к).

I4. Значения N_p и R на I м длины сооружения определяются по формулам:

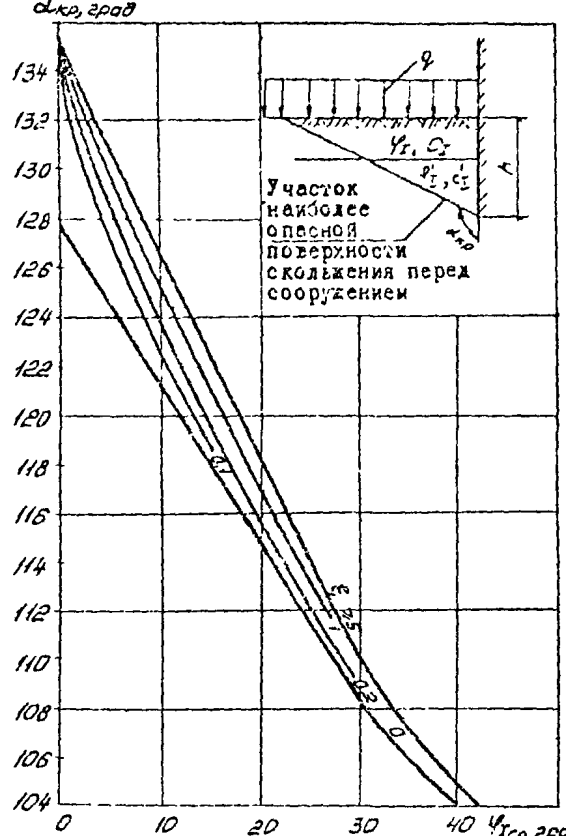
$$N_p = E_{сдв.г} + T_г \quad ; \qquad (9)$$

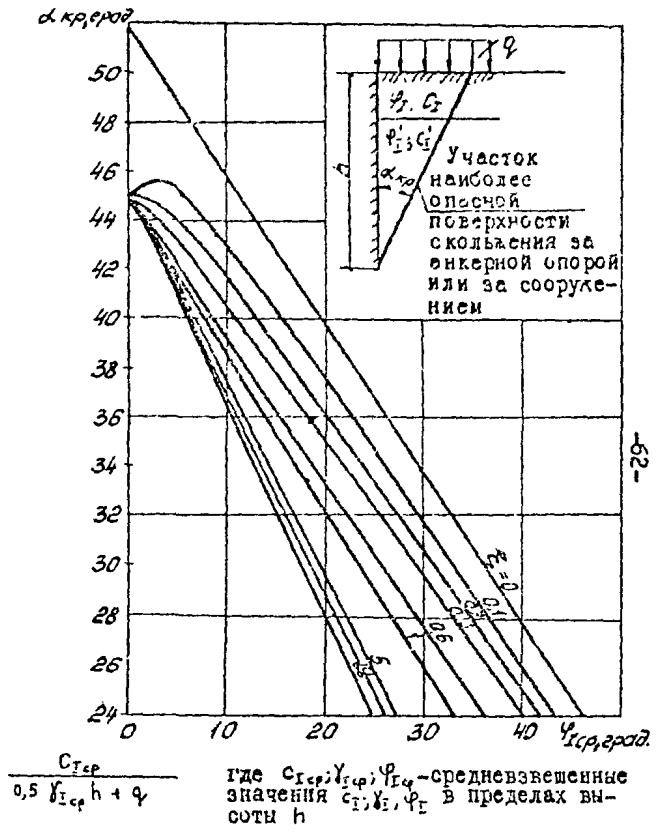
$$R = E_{уд.г} + \sum_{1}^{k} Q_i \quad , \qquad (I0)$$

где $E_{сдв.г}$, $E_{уд.г}$ - суммы горизонтальных составляющих соответственно сдвигающих и удерживающих сил от давления грунта, определяемые по указаниям 1. I5;

$T_г$ - сумма горизонтальных составляющих длительных временных (за исключением бокового давления грунта) и одной из кратковременных нагрузок, приложенных непосредственно к сооружению;

Q_i - горизонтальная составляющая силы сопротивления конструктивного элемента (сваи, шпунта и др.) сдвигу, учитываемая при пересечении его поверх-





$$\xi = \frac{C_{Icp}}{0{,}5\,\gamma_{Icp}\,h + q}$$

где C_{Icp}; γ_{Icp}; φ_{Icp} – средневзвешенные значения c_I; γ_I; φ_I в пределах высоты h

Рис.9. Графики к определению угла наклона $\alpha_{кр}$ участков наиболее опасной поверхности скольжения

ностью скольжения; значение Q_i для свай, шпунтов и других элементов сооружения допускается принимать равным величине $Q_{сдр}$, определяемой по п. I приложения II;

K - количество конструктивных элементов, пересекаемых поверхностью скольжения.

I5. Значения $E_{сдв.г}$ и $E_{уд.г}$ вычисляются по формулам:

$$E_{сдв.г} = \Sigma \Delta E_{гi}^{(+)} ; \qquad (II)$$

$$E_{уд.г} = -\Sigma \Delta E_{гi}^{(-)} , \qquad (I2)$$

где $\Delta E_{гi}^{(+)}$, $\Delta E_{гi}^{(-)}$ - горизонтальные составляющие $\Delta E_{гi}$, имеющие соответственно положительный и отрицательный знаки и определяемые по формуле

$$\Delta E_{гi} = \frac{G_i - c_{Ii} b_i [tg(\alpha_i + \varphi_{Ii}) + ctg\,\alpha_i]}{tg\,\beta_i + tg(\alpha_i + \varphi_{Ii})}$$

Для вычисления величины $\Delta E_{гi}$ массив грунта, ограниченный возможной поверхностью скольжения, разделяется вертикальными плоскостями на отдельные элементы (рис. I0) таким образом, чтобы в основании каждого элемента был однородный грунт и основание можно было принять плоским. При этом сооружение следует выделять в один элемент, проводя плоскости раздела по лицевой и тыловой грани подошвы сооружения. Шпунты и анкерные плиты не выделяются в отдельные элементы, а плоскости раздела проводятся по их лицевой грани. Затем для каждого элемента вычисляется горизонтальная $\Delta E_{гi}$ составляющая давления грунта по формуле (I3), где

G_i - вес i-ого элемента с учетом вертикальных составляющих нагрузок на его поверхности;

α_i - угол между вертикалью и плоскостью основания элемента, отсчитываемый по часовой стрелке и принимаемый не более $(I73^\circ - \varphi_{Ii} - \beta_i)$;

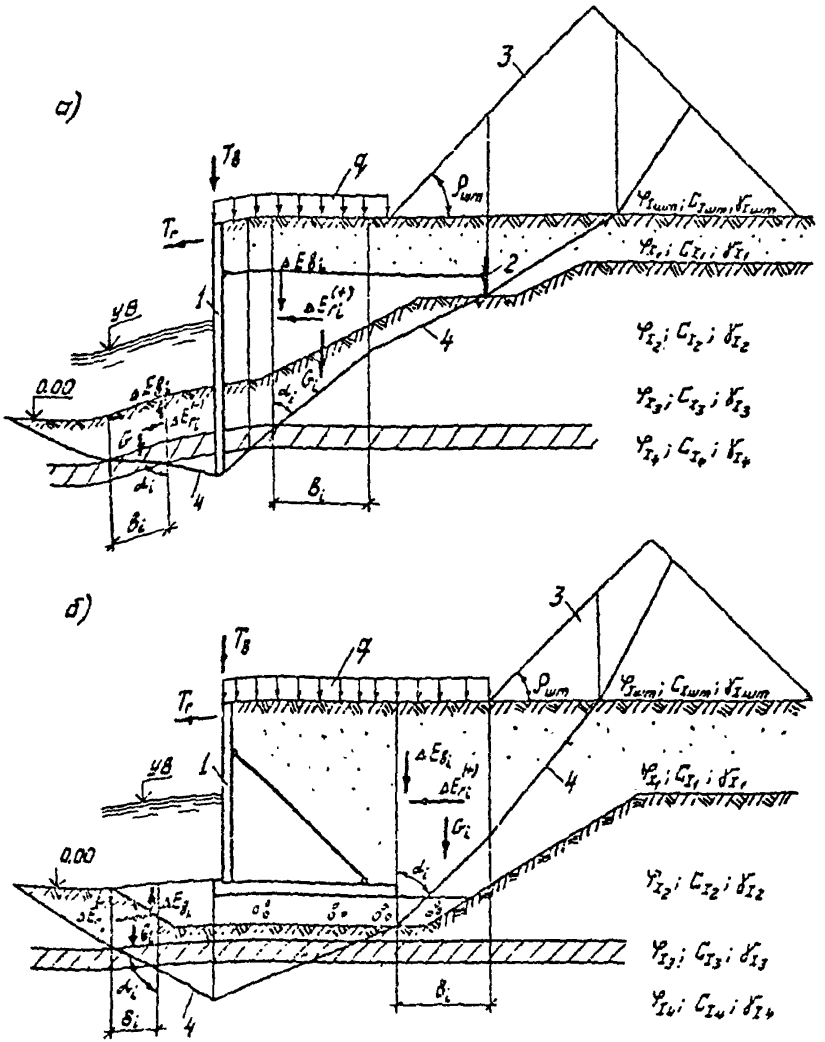


Рис. 10. К расчету устойчивости сооружения по методу ломаных поверхностей скольжения

а - схема к определению значений $E_{сдв.г}$ и $E_{уд.г}$ в шпунтовых набережных; б- то же в гравитационных набережных; I- шпунт или сооружение; 2- анкерная плита; 3- штабель навалочного груза; 4- возможная поверхность скольжения.

φ_{Ir_i}; C_{Ir_i} – соответственно угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта в основании элемента;

b_i – ширина элемента;

β_i – угол отклонения давления грунта ΔE_{r_i} от нормали к плоскости раздела, принимаемый по указаниям табл. I для шпунтовых набережных или по табл. 2 для гравитационных набережных.

При вычислении ΔE_{r_i}, кроме указаний п. 4 (б-ж), необходимо учитывать следующее:

а) в тех случаях, когда сооружение выделено в отдельный элемент, значение ΔE_{r_i} для него следует определять в последнюю очередь, включая в вес этого элемента величины T_β и $\Sigma \Delta E_{\beta_i}$.

T_β – сумма вертикальных составляющих длительных временных и одной из кратковременных нагрузок (за исключением бокового давления грунта), приложенных непосредственно к сооружению;

ΔE_{β_i} – вертикальная составляющая давления грунта, вычисляемая по формуле

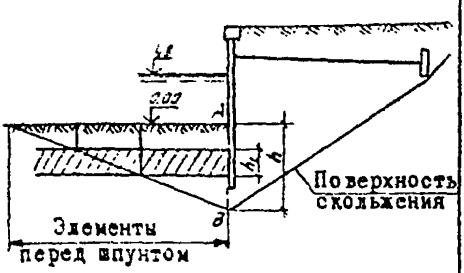
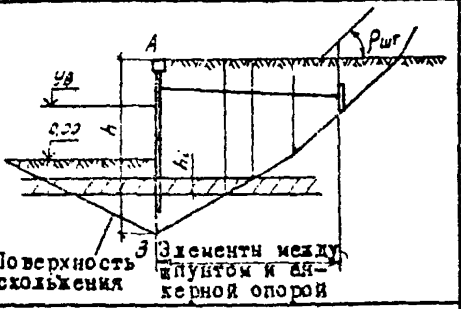
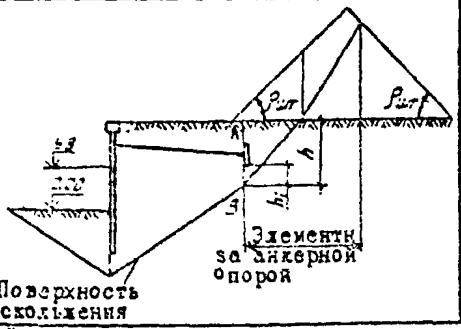
$$\Delta E_{\beta_i} = \Delta E_{r_i} \cdot tg\,\beta_i \quad ; \qquad (14)$$

б) в тех случаях, когда сооружение выделено в отдельный элемент и поверхность скольжения в его основании пересекает слои грунта с разными характеристиками, то при вычислении ΔE_{r_i} следует принимать средневзвешенные значения характеристик в основании этого элемента, определяемые по рекомендациям п. I.I4 настоящих Указаний;

в) уровень воды перед сооружением следует принимать на наинизшей расчетной отметке, если нет фильтрационного давления воды, или за сооружением на наиболее опасной поверхности скольжения отсутствуют элементы, для которых $(\alpha_i + \varphi_{Ir_i}) > 90^\circ$, при наличии фильтрационного давления воды положение уровня воды, как правило, определяется подбором;

г) в элементах, имеющих $(\alpha_i + \varphi_{Ir_i}) < 90^\circ$, следует:

Таблица I

Схема расположения элементов	Значения β_i для шпунтовых набережных
	Для элементов, расположенных перед шпунтом: $\beta_i = \frac{2}{3}\delta_{cp}$, При определении δ_{cp} принимается $\delta_i = \varphi_{Ii}$, но не более 30^0.
	Для элементов между шпунтом и анкерной опорой: $\beta_i = \delta_{cp}$, но не более 20^0, если $(\alpha_i + \varphi_{Ii}) > 90^0$. При определении δ_{cp} принимается: $\delta_i = \varphi_{Ii}$, если расчетная плоскость проходит в грунте; $\delta_i = \frac{2}{3}\varphi_{Ii}$, если расчетная плоскость проходит по тыловой грани сооружения
	Для элементов, расположенных за анкерной опорой: $\beta_i = \delta_{cp}$, но не более 20^0, если $(\alpha_i + \varphi_{Ii}) > 90^0$. При определении δ_{cp} принимается: $\delta_i = \varphi_{Ii}$, если расчетная плоскость проходит в грунте; $\delta_i = \frac{2}{3}\varphi_{Ii}$, если расчетная плоскость проходит по анкерной опоре

Здесь:

δ_{cp} – средневзвешенное значение угла трения грунта по расчетной поверхности AB в пределах высоты h, определяемое по формуле

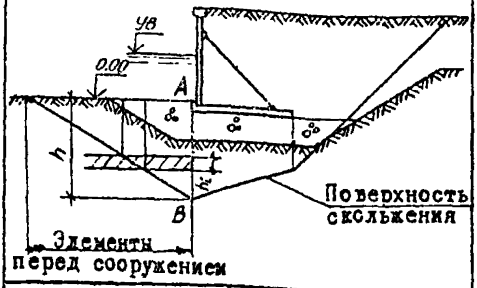
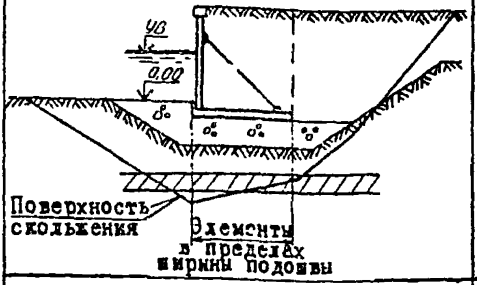
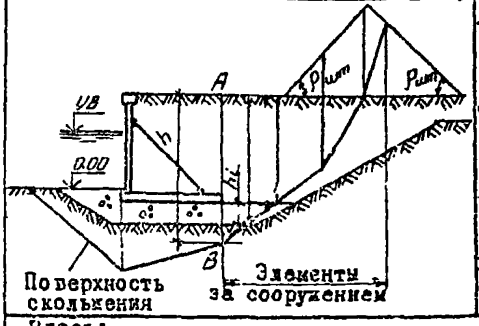
$$\delta_{cp} = \frac{\Sigma \delta_i h_i}{h};$$

δ_i – угол трения i-ого слоя грунта на контакте с плоскостью AB;

h_i – высота i-ого слоя грунта у расчетной плоскости AB;

φ_{Ii} – угол внутреннего трения i-ого слоя грунта у расчетной плоскости AB

Таблица 2

Схема расположения элементов	Значения β_i для гранитационных напорных
	Для элементов, расположенных перед сооружением: $\beta_i = 2/3\,\delta_{cp}$ При определении δ_{cp} принимается $\delta_i = \varphi_{Ii}$, но не более 30^0
	Для элемента, расположенного в пределах ширины подошвы сооружения: $\beta_i = 0$
	Для элементов, расположенных за сооружением: $\beta_i = \delta_{cp}$, но не более 20^0, если $(\alpha_i + \varphi_{Ii}) > 90^0$. При определении δ_{cp} принимается: $\delta_i = \varphi_{Ii}$, если расчетная плоскость проходит в грунте; $\delta_i = 2/3\,\varphi_{Ii}$, если расчетная плоскость проходит по тыловой грани сооружения

Здесь:

δ_{cp} – средневзвешенное значение угла трения грунта по расчетной плоскости AB в пределах высоты h, определяемое по формуле $\delta_{cp} = \frac{\sum \delta_i h_i}{h}$;

δ_i – угол трения i-ого слоя грунта на контакте с плоскостью AB;

h_i – высота i-ого слоя грунта у расчетной плоскости AB;

φ_{Ii} – угол внутреннего трения i-ого слоя грунта у расчетной плоскости AB

учитывать временную нагрузку на поверхности элемента;

коэффициент надежности по нагрузке для веса грунта принимать $n = 1,1$, для навалочного груза - $n = 1,3$;

д) в элементах, имеющих $(\alpha_i + \varphi_{Ii}) > 90^0$ следует:

временную нагрузку на поверхности элемента не учитывать, за исключением нагрузки от штабеля навалочных грузов;

коэффициент надежности по нагрузке для веса грунта принимать $n = 0,9$, для навалочного груза - $n = 1,0$;

е) если поверхность скольжения проходит по поверхности котлована (или естественной поверхности дна), то следует принимать $\varphi_{Ii} = \varphi_{ni}$, $C_{Ii} = C_{ni}$ (где φ_{ni} и C_{ni} - соответственно угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта по поверхности котлована, определяемые по п.1.34 настоящих Указаний с учетом рекомендаций п.4(г).

Примечание. Для элементов, расположенных перед сооружением (при плоской поверхности скольжения на этом участке), допускается не вычислять значения ΔE_{ri}, а их сумму принимать равной $E_{n.r}$, но при этом в формуле (I) необходимо принимать $m_j = 1$ (где $E_{n.r}$ - горизонтальная составляющая пассивного давления грунта перед сооружением).

Для элементов, расположенных за анкерной опорой или за сооружением, не имеющим внешней анкеровки, допускается также не вычислять значения ΔE_{ri}, а их сумму принимать равной $E_{a.r}$ (где E_{ar} - горизонтальная составляющая активного давления грунта на вертикальную плоскость, проходящую соответственно через тыловую грань анкерной опоры или тыловую грань подошвы сооружения).

Расчет устойчивости сооружений методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения

16. Расчет устойчивости сооружений методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения выполняется следующим образом:

а) намечаются центры возможных окружностей скольжения, с учетом геологического строения основания, конструкции сооружения и вида

нагрузок согласно указаниям п. I7;

б) из одного из намеченных центров проводится окружность, рассматриваемая как возможная поверхность скольжения, при которой производится оценка устойчивости массива грунта вместе с сооружением исходя из условия (I), где принимается $m_g = I$, а значения N_p и R, определяются по указаниям п. I8,(если условие (I) не выполнено, то расчет прекращается и для обеспечения устойчивости сооружения необходимо изменить габаритные размеры сооружения или уменьшить нагрузки, или принять другие конструктивные решения);

в) аналогичным образом производится оценка устойчивости сооружения при другой возможной поверхности скольжения, количество и положение которых уточняется в процессе расчета таким образом, чтобы была найдена наиболее опасная поверхность скольжения, соответствующая минимальному значению $(\frac{m m_g}{k_н} R - n_c N_p)$; при этом следует учитывать, что нахождение наиболее опасной поверхности скольжения, как правило, является многоэкстремальной вариационной задачей.

I7. При расчете устойчивости сооружений необходимо рассматривать следующие поверхности скольжения:

для шпунтовых набережных - проходящие через низ шпунта;

для гравитационных набережных - проходящие через тыловую грань подошвы сооружения, а при наличии постели - через тыловую грань постели;

для свайных набережных - проходящие через острие сваи переднего ряда и через острие сваи крайнего тылового ряда;

при нагрузках в виде штабеля навалочного груза или при слабых грунтах основания ($E < 5$ МПа, т.е. $E < 50$ кгс/см^2)- проходящие ниже подошвы сооружения, низа шпунта (свайного ряда) или анкерной опоры;

при наличии в основании сооружения прослойки или слоя глинистого грунта - проходящие по этой прослойке или по контакту слоев, которые при этом могут пересекать конструктивные элементы (шпунт, анкера, сваи и т.п.);

I8. Для определения N_p и R объем грунта, ограниченный рассматриваемой поверхностью скольжения (рис. II), разделяется вертикальными плоскостями на n элементов одинаковой ширины (обычно ширина элементов принимается равной $0{,}1\tau$ или I-2 м).

Значения N_p и R на I м длины сооружения вычисляются по формулам:

$$N_p = M_{c_g\delta} = \tau \sum_1^n G_i \sin\alpha_i + \Sigma\Delta M_{c_g\delta}\ ; \qquad (I5)$$

$$R = M_{y_g} = \tau\Big(\sum_1^n G_i\cos\alpha_i\, tg\,\varphi_{n_i} + \sum_1^n c_{n_i} l_i + \sum_1^k Q_i\Big), \qquad (I6)$$

где $M_{c_g\delta}$ – сумма моментов сил, вызывающих сдвиг сооружения, относительно выбранного центра окружности скольжения;

M_{y_g} – сумма моментов сил, удерживающих сооружение от сдвига, относительно выбранного центра окружности скольжения;

G_i – вес i-ого элемента с учетом вертикальных составляющих нагрузок на его поверхности;

α_i – угол между вертикалью и радиусом τ, проведенным к середине основания i-ого элемента, равный

$$\alpha_i = arc\ \sin\frac{S_i}{\tau}\ ; \qquad (I7)$$

S_i – расстояние по горизонтали от центра окружности скольжения до середины i-ого элемента (принимается со знаком минус для элементов, расположенных слева от вертикали, проходящей через центр окружности скольжения);

$\Sigma\Delta M_{c_g\delta}$ – сумма моментов от горизонтальных и вертикальных составляющих одной из кратковременных ($T_{c.кр}$ и $T_{\delta.кр}$) и временных длительных ($T_{c.д}$ и $T_{\delta.д}$) нагрузок, приложенных непосредственно к сооружению и вызывающих его сдвиг относительно выбранного центра окружности скольжения;

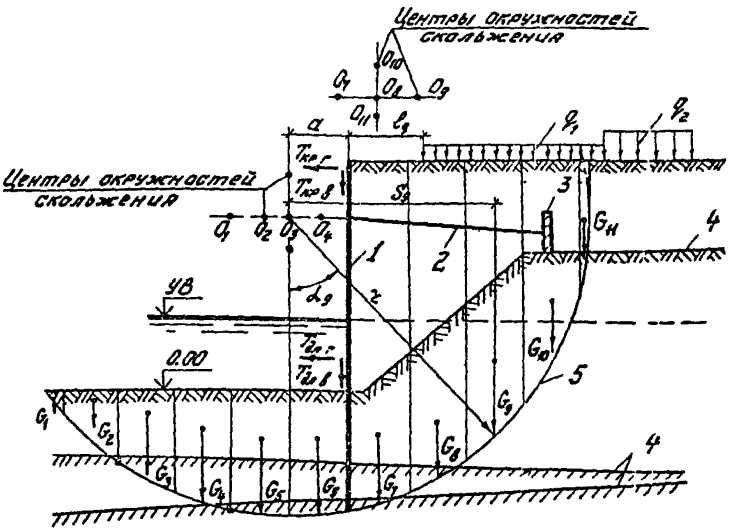


Рис. II. К расчету устойчивости сооружений методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения

I- шпунт; 2- анкерная тяга; 3- анкерная опора; 4- граница слоев грунта; 5- возможная поверхность скольжения

φ_{Ii} ; c_{Ii} – соответственно угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта в основании i-ого элемента;

l_i – длина дуги в основании i-ого элемента;

Q_i – сила сопротивления конструктивного элемента (анкера, сваи, шпунта и т.п.) сдвигу, перпендикулярная к радиусу r, учитываемая при пересечении конструктивного элемента окружностью скольжения и определяемая согласно указаниям п. I9;

κ – количество конструктивных элементов, пересекаемых поверхностью скольжения.

При определении N_p и R необходимо учитывать следующее:

а) коэффициенты надежности по нагрузке, грунту и материалу принимаются равными единице;

б) уровень воды перед сооружением, при отсутствии фильтрационного давления воды, принимается на наинизшей расчетной отметке; при наличии фильтрационного давления воды наихудшее положение уровня в акватории определяется подбором;

в) временная равномерно распределенная нагрузка в прикордонной зоне принимается отодвинутой от линии кордона на расстояние

$$l_q = r \sin\alpha - a \quad , \qquad (18)$$

где α – угол между вертикалью и радиусом r, проведенным к основанию i-ого элемента, для которого $\alpha = \varphi_{IIi}$;

a – расстояние от центра окружности скольжения до лицевой грани сооружения;

г) если поверхность скольжения проходит по поверхностному слою глинистого грунта котлована (или естественной поверхности дна), то в пределах 0,25 м этого слоя принимать $\varphi_{Ii} = \varphi_{nII}$, $C_{Ii} = C_{nII}$ (где φ_{nII} и C_{nI} – соответственно угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта по поверхности котлована, определяемые по п.I.34 настоящих Указаний с учетом рекомендаций п.4(г).

д) если поверхность скольжения в пределах ширины элемента пересекает слои грунта с разными характеристиками, то в расчете при-

нимаются средневзвешенные значения характеристик в основании элемента, определяемые по рекомендациям п. I.I4 настоящих Указаний;

в) если центр окружности скольжения располагается ниже поверхности грунта, то круглоцилиндрическая поверхность скольжения выше уровня центра заменяется вертикальной плоскостью.

I9. Силы сопротивления анкерных тяг, анкерующих свай, шпунтов или других элементов сооружения при пересечении их поверхностью скольжения определяются следующим образом:

а) силу сопротивления Q_i анкерующих свай, шпунтов или других элементов сооружения сдвигу допускается принимать равной $Q_{св.р}$ которая вычисляется по указаниям приложения II;

б) силу сопротивления Q_i анкерных тяг сдвигу допускается принимать равной величине Q_a, определяемой по формуле

$$Q_a = \frac{Q_{гр}}{\cos\varepsilon}\left(\cos\zeta\, tg\,\varphi_{I_a} + \sin\zeta\right), \qquad (19)$$

где $Q_{гр}$ – сила сопротивления сдвигу объема грунта между анкерной опорой и поверхностью скольжения (на I м длины сооружения), принимаемая не более R_a;

R_a – горизонтальная составляющая усилия в анкере (на I м длины сооружения), вычисленного при статическом расчете;

φ_{I_a} – угол внутреннего трения грунта на поверхности скольжения в месте ее пересечения с анкерной тягой;

ε – угол наклона анкерной тяги к горизонтали;

ζ – угол отклонения анкерной тяги от радиуса, проведенного в точку пересечения поверхности скольжения с анкерной тягой, принимаемый со знаком минус при отклонении тяги по часовой стрелке (рис. I2).

При вертикальных анкерных плитах и $h_{пл} \geq \frac{1}{3} t_{пл}$ (рис. I2) величину $Q_{гр}$ допускается определять по формуле

$$Q_{гр} = (K_п E_{п.г} - K_a E_{a.г}) \frac{b_{пл}}{l_a}, \qquad (20)$$

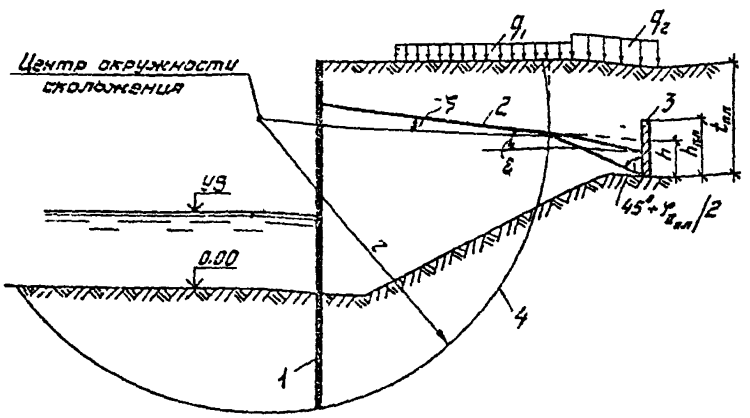


Рис. I2. К определению силы сопротивления сдвигу объёма грунта между анкерной опорой и поверхностью скольжения

I- шпунт; 2- анкерная тяга; 3- анкерная опора; 4- возможная поверхность скольжения

где $h_{пл}$ и $b_{пл}$ – соответственно высота и ширина анкерной плиты;

$t_{пл}$ – заглубление низа анкерной плиты от поверхности грунта;

$K_п$ и K_a – коэффициенты, учитывающие пространственную работу грунта соответственно в призме выпора и в призме обрушения у анкерной опоры; величины коэффициентов допускается вычислять по формулам (40) и (37) приложения 8 при $y = 0{,}5h$ для коэффициента $K_п$ и при $y = 0{,}5\,t_{пл}$ для коэффициента K_a;

h – расстояние от низа анкерной плиты до горизонтали, проходящей через точку пересечения поверхности скольжения с плоскостью, проведенной через низ анкерной плиты под углом $(45^0 + \varphi_{II_{пл}}/2)$ к вертикали;

$\varphi_{II_{пл}}$ – угол внутреннего трения грунта перед анкерной плитой в пределах высоты h;

$E_{п.г}$ – горизонтальная составляющая пассивного давления грунта, заключенного между анкерной плитой и поверхностью скольжения, в пределах высоты h;

значение $E_{п.г}$ определяется по указаниям приложения 8, принимая $\delta = 0$ и рассматривая вышележащий грунт по высоте $(t_{пл} - h)$ как вертикальную равномерно распределенную нагрузку;

$E_{a.г}$ – горизонтальная составляющая активного давления грунта на анкерную плиту в пределах высоты $t_{пл}$, определяемая в соответствии с указаниями приложения 8, с учетом нагрузки за анкерной плитой, принимая $\delta = 2/3\,\varphi_{II}$ в пределах $h_{пл}$ и $\delta = \varphi_{II}$ в пределах $(t_{пл} - h_{пл})$;

l_a – расстояние (в осях) между анкерными тягами.

Примеры расчета

Расчет общей устойчивости набережной угольного профиля

Исходные данные (рис. 13)

Высота набережной – $H_{ст}$ = 9 м.

Длина набережной – L = 200 м.

Ширина подошвы сооружения – B = 9 м.

Заглубление подошвы сооружения от отметки проектного дна – d = 0,65 м.

Характеристика элементов сооружения:

а) Вес с учетом взвешивающего действия воды при коэффициенте надежности по нагрузке n = 0,95 (на 1 м длины сооружения):

вертикального элемента – $G_{эл}$ = 25 кН(2,5 тс);

фундаментной плиты – $G_{ф}$ = 28 кН (2,8 тс);

б) высота поперечного сечения элементов, приведенная к прямоугольному сечению:

вертикального элемента – $h_{эл}$ = 0,2 м;

фундаментной плиты – $h_{ф}$ = 0,22 м.

Толщина щебеночной постели – $h_{п}$ = 1 м.

Характеристика материала постели:

а) угол внутреннего трения – φ_{I}' = 42°;

б) удельный вес с учетом взвешивающего действия воды:

при коэффициенте надежности по нагрузке n = 1,1 – γ_{I}' = 12 кН/м³(1,2 тс/м³);

при коэффициенте надежности по нагрузке n =0,9 – γ_{I}' = 10 кН/м³(1 тс/м³).

Характеристика [illegible]очного грунта засыпки:

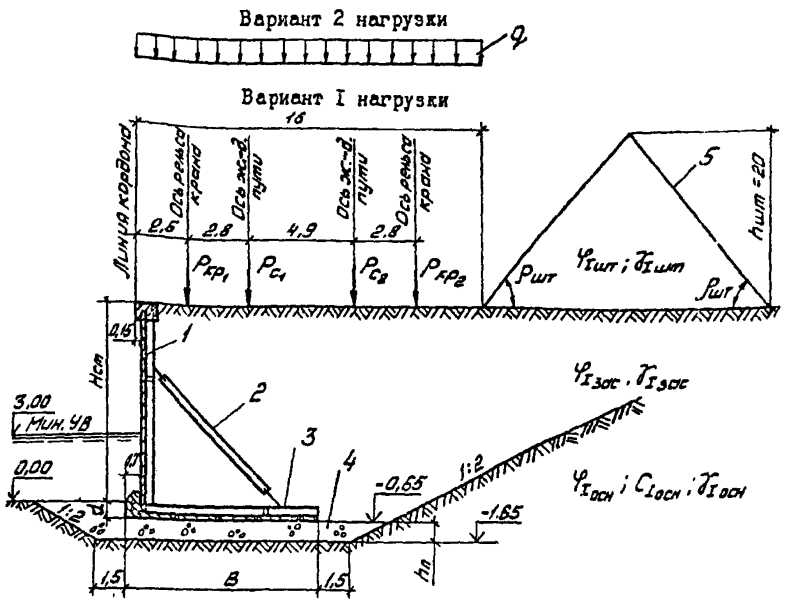


Рис. I3. Расчетная схема к примеру расчета общей устойчивости набережной уголкового профиля

I- вертикальный элемент; 2- анкерная тяга; 3- фундаментная плита; 4- щебеночная постель; 5- штабель навалочного груза

а) угол внутреннего трения (выше и ниже уровня воды) – $\varphi_{I_{зас}} = 30^0$;

б) удельный вес выше уровня воды:

при коэффициенте надежности по нагрузке $n = I,I$ – $\gamma_{I_{зас}}$ =I9,8 кН/м^3(I,98 тс/м^3);

при коэффициенте надежности по нагрузке $n = 0,9$ – $\gamma_{I_{зас}}$ =I6,2 кН/м^3(I,62 тс/м^3);

в) удельный вес ниже уровня воды:

при коэффициенте надежности по нагрузке $n = I,I$ – $\gamma'_{I_{зас}}$ = II кН/м^3(I,I тс/м^3);

при коэффициенте надежности по нагрузке $n = 0,9$ – $\gamma'_{I_{зас}}$ = 9 кН/м^3(0,9 тс/м^3).

Характеристика грунта основания (ниже уровня воды):

а) угол внутреннего трения – $\varphi_{I_{осн}}$ = 2I^0 ;

б) удельное сцепление – $c_{I_{осн}}$ = 0,0I5 МПа = I5 кПа (I,5 тс/м^2);

в) удельный вес при коэффициенте надежности по нагрузке $n = 0,9$ – $\gamma_{I_{осн}}$ = 9 кН/м^3(0,9 тс/м^3).

Характеристика грунта основания по поверхности котлована:

а) угол внутреннего трения – φ_{II_I} = 2I^0;

б) удельное сцепление – c_{II_I} = 0,007 МПа = 7 кПа (0,7 тс/м^2) ;

Фильтрационное давление, шварговая и волновая нагрузка – отсутствуют.

Нагрузка на поверхности засыпки:

(схема расположения нагрузок показана на рис. I3)

вариант I

а) от портальных кранов грузоподъемностью I6 т на один крановый рельс (при коэффициенте надежности по нагрузке $n = I,2$) – $p_{кр_1}$ = 60 кН/м(6 тс/м);

$p_{кр_2}$ = I56 кН/м(I5,6тс/м);

б) от ж.-д.составов на один ж-д.путь (при коэффициенте

надежности по нагрузке $n = 1{,}2$) – $P_{c_1} = 84$ кН/м(8,4 тс/м);
$P_{c_2} = 132$ кН/м(13,2 тс/м);

в) от штабеля навалочного груза:

высота штабеля – $h_{шт} = 20$ м;

угол наклона откоса штабеля к горизонтали – $\rho_{шт} = 45^0$;

угол внутреннего трения навалочного груза – $\varphi_{I_{шт}} = 32^0$;

удельный вес навалочного груза (при коэффициенте надежности по нагрузке $n = 1{,}3$) – $\gamma_{I_{шт}} = 26$ кН/м^3(2,6 тс/м^3).

вариант 2

а) от складируемых грузов, располагаемых от линии кордона на длине 16 м при отсутствии нагрузки от портального крана и т.-д. состава (при коэффициенте надежности по нагрузке $n = 1{,}2$) – $q = 48$ кПа(4,8 тс/м^2);

б) от штабеля навалочного груза – размеры штабеля и характеристики груза те же, что и в варианте I.

Максимальный уровень воды перед сооружением – на отметке верха сооружения.

Минимальный уровень воды перед сооружением – на 3 м выше проектного дна.

Класс сооружения – III.

Расчеты общей устойчивости выполняются на 1м длины сооружения на основное сочетание нагрузок, действующих в период эксплуатации сооружения.

В соответствии с указаниями п.I расчет общей устойчивости набережной производим по схемам плоского и глубинного сдвигов.

Расчет общей устойчивости набережной по схеме плоского сдвига

В соответствии с указаниями п.6 и примечания к п.5 расчет выполняем при максимальном уровне воды перед сооружением и рассматриваем только сдвиг по контакту постель - грунт основания, так как $tg\,\varphi_{I_{осн}} = 0{,}384 < 0{,}55$.

I. Расчет устойчивости набережной при нагрузках на поверхности засыпки по варианту I

В соответствии с указаниями п.2 расчет выполняем, исходя из условия (I), где значения N_p и R вычисляем по формулам (2) и (3).

Для определения N_p и R сначала вычисляем значения горизонтальной $E_{a.г}$ и вертикальной $E_{a.в}$ составляющих активного давления грунта согласно указаниям п.8.

За расчетную поверхность в пределах высоты постели принимаем вертикальную плоскость CD (рис. I4), в пределах высоты $h_ф$ фундаментной плиты - тыловую грань фундаментной плиты. В пределах высоты засыпки расчетную поверхность определяем подбором.

Принимаем сначала за расчетную поверхность вертикальную плоскость EF (рис. I4,а). Для определения активного давления грунта на расчетную поверхность CDEF в соответствии с указаниями п. 7 приложения 8 намечаем несколько возможных поверхностей обрушения (см. рис.I4,а). В данном примере производим определение активного давления грунта только при одной, оказавшейся наиболее опасной, поверхности обрушения, при других поверхностях обрушения расчеты выполняются аналогичным образом.

Рассмотрим поверхность обрушения, идущую от точки C и пересекающую основание штабеля в точке M , находящейся на расстоянии $\ell_{шт}$ = =8 м от начала откоса штабеля. Учитывая, что под штабелем отсутству-

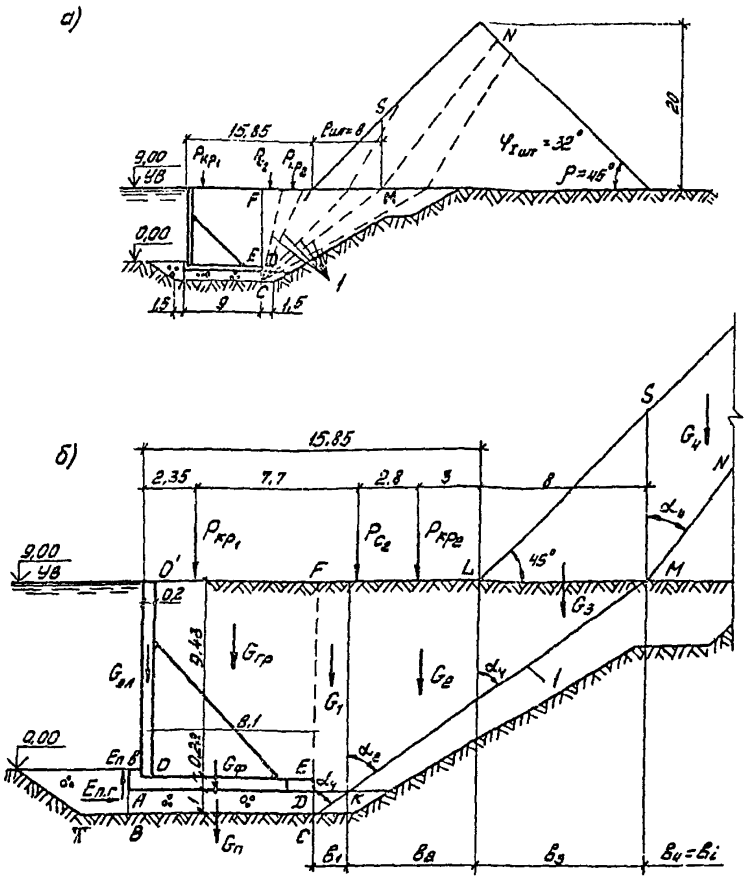


Рис. I4. К определению активного давления грунта на расчетную поверхность *CDEF* при нагрузках на поверхности грунта, по варианту I

а – схемы возможных поверхностей обрушения; б – схема к определению активного давления грунта при поверхности обрушения *CMN*; I – возможная поверхность обрушения

от покрытие, проводим поверхность обрушения и через штабель, рассматривая в соответствии с указаниями п.4 (д) навалочный груз как грунт. Угол наклона $\alpha_{кр}$ наиболее опасной поверхности обрушения в штабеле, проходящей через точку M, определяем согласно указаниям п.4 (к) по графику на рис. 2. При $\ell_{шт} = 8$ м и $\varphi_{I_{шт}} = 32^0$ получаем $\alpha_{кр} = 40^0$.

Таким образом будем определять активное давление грунта на расчетную плоскость CDEF при поверхности обрушения CMN. В соответствии с указаниями п.7,б приложения 8 для определения горизонтальной $E_{a,r}$ и вертикальной $E_{a,б}$ составляющих активного давления грунта объем призмы обрушения FCMN разделяем вертикальными плоскостями на четыре элемента (рис. I4,б) так, чтобы в основании каждого элемента был однородный грунт.

Для каждого элемента определяем ΔE_{r_i} и $\Delta E_{б_i}$ соответственно по формулам (32) и (33) приложения 8. Величины G_i, α_i, φ_i, b_i, c_i, ε, входящие в эти формулы, приведены в табл.3. При этом величину c_i для элемента 4 определяем в соответствии с указаниями п.4(е), так как $\beta_{шт} = 45^0 > \varphi_{I_{шт}} = 32^0$):

$$c_i = c_{I_{шт}} = \alpha_c \cdot \gamma_{I_{шт}} \cdot h_{шт} = 0{,}03 \cdot 26 \cdot 20 = 0{,}0156 \text{ МПа} = 15{,}6 \text{ кПа}$$

(I,56 тс/м^2), где $\alpha_c = 0{,}03$ найдена по графику на рис. I при $\varphi_{I_{шт}} = 32^0$ и $\alpha_{шт} = 45^0$. Для определения β вычисляем средневзвешенное значение угла трения $\delta_{ср}$ на контакте с расчетной поверхностью CDEF по формуле (34) приложения 8.

$$\delta_{ср} = \frac{\sum_{i=1}^{3} \delta_i \Delta y_i}{h} = \frac{30^0 \cdot 9{,}43 + 20^0 \cdot 0{,}22 + 30^0 \cdot 1}{10{,}65} = 29{,}8^0,$$

где принято (см. рис. I4,б):

на участке EF ($\Delta y_1 = 9{,}48$ м) – $\delta_1 = \varphi_{I_{зас}} = 30^0$;
на участке DE ($\Delta y_2 = 0{,}22$ м) – $\delta_2 = 2/3\ \varphi_{I_{зас}} = 20^0$;
на участке DC ($\Delta y_3 = 1$ м) – $\delta_3 = 30^0$, т.к. $\varphi_I' = 42^0 > 30^0$.

Принимаем значение $W_{r_i} = 0$, так как горизонтальные силы в объеме сдвигаемого массива грунта отсутствуют.

Таблица 3

Элемент	Значения величин									
	α_i, град.	φ_{Ii}, град.	C_{Ii}, кПа	b_i, м	G_i, кН	ε, град.	$\beta = \delta_{cp}$, град.	W_{ri}, кН	ΔE_{ri}, кН	ΔE_{bi}, кН
I	55,6	42	0	I,45	I33	0	29,8	0	-I9,2	-II
2	55,6	30	0	6,I	795	0	29,8	0	58,6	33,5
3	55,6	30	0	8	I073	0	29,8	0	78,9	45,I
4	40	32	I5,6	I4,6	2329	0	29,8	0	372	2I3

Величины G_i вычислены при следующих коэффициентах надежности по нагрузке:

G_1 – при $n = 0,9$ для веса грунта, т.к. $(\alpha_i + \varphi_{Ii}) \geq 90^0$;

G_2, G_3 – при $n = I,I$ для веса грунта, т.к. $(\alpha_i + \varphi_{Ii}) < 90^0$ и $n = I,3$ для веса навалочного груза;

G_4 – при $n = I,3$ для веса навалочного груза.

Таблица 4

Элемент	Значения величин									
	α_i, град.	φ_{Ii}, град.	C_{Ii}, кПа	b_i, м	G_i, кН	ε, град.	$\beta = \delta_{cp}$, град.	W_{ri}, кН	ΔE_{ri}, кН	ΔE_{bi}, кН
I	90	2I	7	I,5	24,8	0	20	0	-2I,3	-8,5
2	II6,5	2I	7	2	23	0	20	0	-77,5	-28,2

Величины G_i вычислены при коэффициенте надежности по нагрузке $n = 0,9$, т.к. $(\alpha_i + \varphi_{Ii}) > 90^0$.

Тогда горизонтальная ΔE_{r_i} и вертикальная ΔE_{g_i} составляющие давления грунта от каждого элемента призмы обрушения FCMN будут равны:

$$\Delta E_{r_i} = \frac{G_i + W_{ri} tg(\alpha_i + \varphi_{ri}) - c_a b_i [tg(\alpha_i + \varphi_{ri}) + ctg\,\alpha_i]}{tg(\varepsilon + \beta) + tg(\alpha_i + \varphi_{ri})} =$$

$$= \frac{133}{tg\,29{,}8^0 + tg\,(55{,}6^0 + 42^0)} = -19{,}2 \text{ кН}(-1{,}92 \text{ тс});$$

$$\Delta E_{g_i} = \Delta E_{r_i} \cdot tg(\varepsilon + \beta) = -19\, tg\,29{,}8^0 = -11 \text{ кН}(-1{,}1 \text{ тс}).$$

Значения ΔE_{r_i} и ΔE_{g_i} для остальных элементов приведены в табл.3.

Затем по формулам (30) и (31) приложения 8 определяем горизонтальную $E_{a.r}$ и вертикальную $E_{a.g}$ составляющие активного давления грунта на расчетную поверхность CDEF:

$$E_{a.r} = \sum_1^k \Delta E_{r_i} = -19{,}2+58{,}6+78{,}9+372 = 490 \text{ кН}(49 \text{ тс});$$

$$E_{a.g} = \sum_1^k \Delta E_{g_i} = -11+33{,}5+45{,}1+213 = 281 \text{ кН}(28{,}1 \text{ тс}).$$

Обобщенную сдвигающую силу N_p вычисляем по формуле (2), где значение $T_r = 0$, так как фильтрационное давление, инерционная, волновая нагрузки отсутствуют,

$$N_p = E_{a.r} + T_r = 490 \text{ кН}(49 \text{ тс}).$$

Для определения силы R предельного сопротивления сдвигу сначала вычисляем горизонтальную $E_{n.r}$ и вертикальную $E_{n.g}$ составляющие пассивного давления грунта согласно указаниям п.9. За расчетную поверхность принимаем вертикальную плоскость AB (см. рис.15), так как пассивное давление определяем только ниже подошвы сооружения (см. указания п.9 (в)).

В соответствии с указаниями п.9 (г) определяем сначала горизонтальную $E'_{n.r}$ и вертикальную $E'_{n.g}$ составляющие пассивного давления грунта при поверхности выпора, проходящей внутри постели. Для этого по формулам (44) и (45) приложения 8 вычисляем горизонтальные

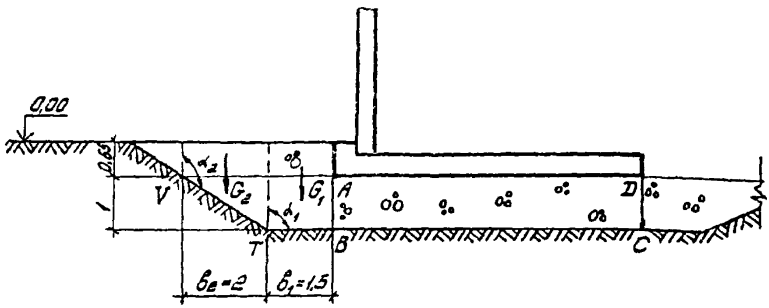


Рис. 15. К определению пассивного давления грунта на расчетную поверхность AB при поверхности выпора BTV

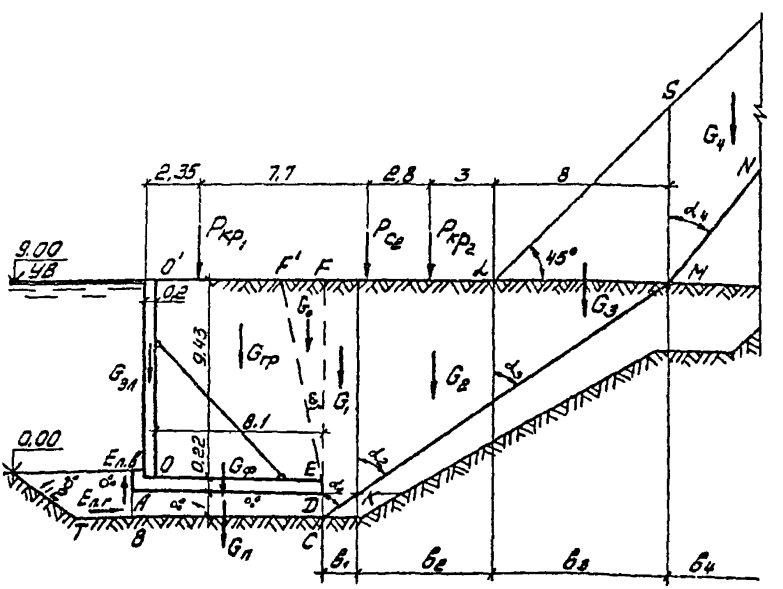


Рис. 16. К определению активного давления грунта на расчетную поверхность CDEF' при поверхности обрушения CMN

$\sigma_{n.r}$ и вертикальные $\sigma_{n.\delta}$ составляющие интенсивности пассивного давления грунта при $\lambda_{n.r} = 13{,}44$, значение которого определили по табл.2 при $\varphi = \varphi_I' = 42^0$, $\delta = 30^0$ и $\varepsilon = 0$:

на уровне подошвы сооружения

$\sigma_{n.r_1} = \gamma_I' \cdot d \cdot \lambda_{n.r} = 10 \cdot 0{,}65 \cdot 13{,}44 = 87{,}4$ кПа$(8{,}74$ тс/м$^2)$;

$\sigma_{n.\delta_1} = \sigma_{n.r_1} \cdot tg\,\delta = 87{,}4 \cdot tg\,30^0 = 50{,}4$ кПа$(5{,}04$ тс/м$^2)$;

на уровне низа постели

$\sigma_{n.r_2} = (\gamma_I' d + \gamma_I' h_n)\lambda_{n.r} = (10 \cdot 0{,}65 + 10 \cdot 1) \cdot 13{,}44 =$

$= 222$ кПа $(22{,}2$ тс/м$^2)$;

$\sigma_{n.\delta_2} = 222 \cdot tg\,30^0 = 128$ кПа$(12{,}8$ тс/м$^2)$.

Тогда:

$$E'_{n.r} = \frac{\sigma_{n.r_1} + \sigma_{n.r_2}}{2} h_n = \frac{87{,}4 + 222}{2} \cdot 1 = 155 \text{ кН}(15{,}5 \text{ тс/м}^2);$$

$$E'_{n.\delta} = \frac{\sigma_{n.\delta_1} + \sigma_{n.\delta_2}}{2} h_n = \frac{50{,}4 + 12{,}8}{2} \cdot 1 = 89{,}2 \text{ кН}(8{,}92 \text{ тс/м}^2).$$

Затем определяем горизонтальную $E''_{n.r}$ и вертикальную $E''_{n.\delta}$ составляющие пассивного давления грунта при поверхности выпора BTV, проходящей по контакту постель-грунт основания(рис.15). В соответствии с *указаниями* п.12 *приложения* 8 *объем* призмы выпора делим вертикальными плоскостями на два элемента так, чтобы основание элемента было плоским. В соответствии с п.9 (в) грунт выше подошвы сооружения рассматриваем как нагрузку.

Для каждого элемента определяем ΔE_{r_i} и ΔE_{δ_i} соответственно по формулам (32) и (33) приложения 8. Величины σ_i, α_i, φ_i, δ_i, c_i, δ, входящие в эти формулы, приведены в табл.4. Для определения величины β вычисляем средневзвешенное значение угла трения δ_{cp} грунта на контакте с расчетной поверхностью AB, которое согласно указаниям п.12 приложения 8 должны принимать равным $\varphi_I' = 42^0$.

В соответствии с указаниями п. 12 приложения 8 значение β для элементов, имеющих $(\alpha_i + \varphi_i) > 90^0$, принимается равным $\frac{2}{3}\delta_{cp}$, но не более 20^0, поэтому для элементов 1 и 2 принимаем $\beta = 20^0$.

Тогда:

$$\Delta E_{r_1} = \frac{G_i - c_u b_i [tg(\alpha_i + \varphi_u) + ctg\,\alpha_i]}{tg(\delta+\beta) + tg(\alpha_i + \varphi_u)} =$$

$$= \frac{24,8 - 7\cdot 1,5[tg\,(90^0+21^0) + ctg\,90^0]}{tg\,20^0 + tg\,(90^0 + 21^0)} = -23,3 \text{ кН}(-2,38 \text{ тс});$$

$$\Delta E_{g_1} = \Delta E_{r_1}\, tg\,(\delta+\beta) = -23,3\cdot tg\,20^0 = -8,8 \text{ кН}(-0,848 \text{ тс});$$

Значения ΔE_{r_2} и ΔE_{g_2} приведены в табл.4.

По формулам (54) и (55) приложения 8 вычисляем:

$$E''_{n.r} = -\sum_1^m \Delta E_{r_i} = -(-23,3-77,5) = 101 \text{ кН}(10,1 \text{ тс});$$

$$E''_{n.g} = -\sum_1^m \Delta E_{g_i} = -(-8,5-28,2) = 36,7 \text{ кН}(3,67 \text{ тс}).$$

Полученное значение $E''_{n.r}$ меньше $E'_{n.r}$, поэтому принимаем $E_{n.r} = E''_{n.r} = 101$ кН(10,1 тс), а

$$E_{n.g} = E''_{n.g} = 36,7 \text{ кН}(3,67 \text{ тс}).$$

Для определения силы R вычисляем сумму P вертикальных составляющих нагрузок по формуле (8), где вес грунта $G_{гр}$ определяем в объеме OO'FE с учетом нагрузки на прикордонный рельс, так как при определении активного давления грунта нагрузку от крана учитывали, вес постели G определяем в объеме ABCD, значение $T_g = 0$, так как длительные временные и кратковременные нагрузки, приложенные непосредственно к сооружению, отсутствуют.

Тогда:

$$P = G_{эл} + G_{ф} + G_{гр} + P_{кр_1} + G_n + T_g + E_{a.g} - E_{n.g} =$$

$$= 25+28+8,1\cdot 9,48\cdot 9 + 60 + 9\cdot 1\cdot 10 + 60 + 28 - 36,7 = 1134 \text{ кН}(113,4 \text{ тс}).$$

Вычисляем силу R предельного сопротивления сдвигу по формуле (3), принимая в соответствии с указаниями п.7 и исходными данными $tg\,\varphi_{n_1} = tg\,21^0 = 0,384$ и $C_{n_1} = 0,007$ МПа = 7 кПа(0,7 тс/м^2), а значение $\sum_1^k Q_i = 0$, т.к. поверхность обрушения не пересекает элементов сооружения:

$R = P \operatorname{tg} \varphi_{n_I} + F c_{n_I} + F_{n.r} = 1134 \cdot 0{,}384 + 9.7 + 101 = 600$ кН(60тс).

Производим проверку условия (I), принимая в соответствии с указаниями пп.2 и 7 $n_c = 1$, $m = 1{,}15$, $k_н = 1{,}15$ и $m_g = 1$,

$$n_c N_p = 1.490 \leqslant \frac{m m_g}{k_н} R = \frac{1{,}15 \cdot 1}{1{,}15} 600 \text{ кН};$$

$$490 < 600 \text{ кН},$$

т.е. условие (I) выполнено и при принятой поверхности обрушения CMN: $\left(\frac{m m_g}{k_н} R - n_c N_p\right) = 600 - 490 = 110$ кН.

Теперь нужно принять другую поверхность обрушения и для нее аналогичным образом определить величину $\left(\frac{m m_g}{k_н} R - n_c N_p\right)$. Затем расчет повторяется для третьей поверхности и т.д., для того, чтобы найти наиболее опасную поверхность обрушения. В данном примере поиск наиболее опасной поверхности обрушения при принятой расчетной поверхности CF не приводится.

После определения наиболее опасной поверхности обрушения задаемся другим положением расчетной поверхности в пределах засыпки. Принимаем за расчетную поверхность в пределах засыпки плоскость EF', наклоненную под углом $\varepsilon = 10^0$ к вертикали (рис.16). Таким образом будем определять активное давление грунта на расчетную поверхность CDEF'. Так же как и в предыдущем случае, сначала должны наметить возможные поверхности обрушения, которые удобно принять такими же, как и при вертикальной расчетной поверхности.

Рассматриваем поверхность обрушения, идущую от точки C и пересекающую основание штабеля в точке M находящейся на расстоянии 8 м от начала откоса штабеля.

Положение наиболее опасной поверхности обрушения в штабеле, в отличие от предыдущего расчетного случая, определяем подбором, так как значение угла $\alpha_{кр}$ в штабеле по рис.2 можно определять только при $\varepsilon = 0$.

Чтобы найти в штабеле положение наиболее опасной поверхности обрушения, проходящей через точку M (рис.17), проводим под углом

$\alpha_i = 40^0$ к вертикали плоскость MN и вычислим по формуле (32) приложения 8 горизонтальную составляющую ΔE_{ri} давления грунта от элемента SMN . Величины, входящие в эту формулу, определяем следующим образом:

а) ширина элемента составляет: b_i = I4,6 м (рис. I4,б)

б) вес элемента при коэффициенте надежности по нагрузке n= I,3:

G_i = 232,9 тс;

в) средневзвешенное значение угла трения грунта δ_{cp} на контакте с расчетной поверхностью CF' будет таким же, как и в предыдущем случае $\delta_{cp} = 29,8^0$, тогда $\beta = \delta_{cp} = 29,8^0$;

г) величину удельного сцепления $C_{I_i} = C_{I_{шт}}$ навалочного груза определяем в соответствии с указаниями п. 4(е) : $C_i = C_{I_{шт}}$ = =0,0I56 МПа=I5,6 кПа (I,56 кгс/м^2) (см. предыдущий расчетный случай).

Вычисляем величину ΔE_{ri}, принимая $\varphi_{I_i} = \varphi_{I_{шт}} = 32^0$ и $\varepsilon = I0^0$,

$$\Delta E_{ri} = \frac{G_i - C_{ii} b_i [tg(\alpha_i + \varphi_{ri}) + ctg\,\alpha_i]}{tg(\varepsilon+\beta) + tg(\alpha_i + \varphi_{ri})} =$$

$$= \frac{2329 - I5,6 \cdot I4,6 \quad [tg(40^0+32^0) + ctg\ 40^0]}{tg\,39,8^0 + tg(40^0+32^0)} =$$

= 346,8 кН (34,7 тс).

Затем через точку M проводим другую плоскость обрушения в штабеле и аналогичным образом определяем ΔE_{ri}. Перебираем плоскости обрушения, проходящие через точку M до тех пор, пока не будет найдена плоскость обрушения, при которой величина ΔE_{ri} принимает максимальное значение. В данном примере расчета были рассмотрены плоскости обрушения MN' и MN", проходящие соответственно под углом $\alpha'_i = 35^0$ и $\alpha''_i = 45^0$ к вертикали.

Вычисления по определению ΔE_{ri} при этих плоскостях обрушения не показаны, т.к. они аналогичны приведенным. Оказалось, что наиболее опасной плоскостью обрушения, проходящей в штабеле через точку M , является плоскость MN , т.к. при ней величина ΔE_{ri}

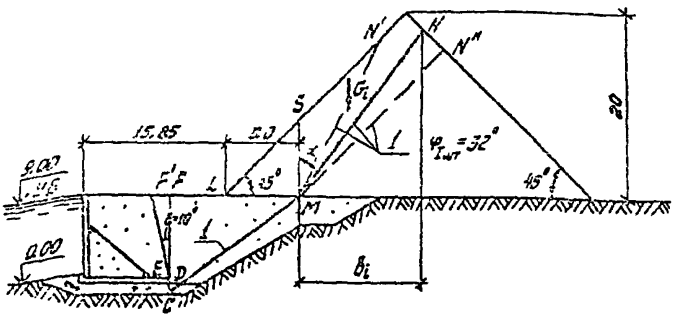


Рис. 17. Схема к определению наиболее опасной поверхности обрушения, проходящей в пределах полосчатого груза

1– возможная поверхность обрушения

= 345,8 кН (34,7 тс) имеет максимальное значение.

Таким образом будем определять активное давление грунта на плоскость CDEF' при поверхности обрушения CMN . Для определения горизонтальной $E_{a,r}$ и вертикальной $E_{a,\delta}$ составляющих активного давления грунта разбиваем объем призмы обрушения F'EDCMN как и в предыдущем случае на четыре элемента. В соответствии с указанием п.7 приложения 6 при $\varepsilon > 0$ объем грунта FEF' не рассматривается как отдельный элемент, а его вес G_o распределяется между другими элементами пропорционально их весам. Поэтому по формуле (37) приложения 6 вычислим дополнительный вес ΔG_i от G_o , который должны добавить к весу каждого элемента;

$$G_0 = 0{,}5 \cdot 9{,}48 \cdot 9{,}48 \operatorname{tg} 10^0 \cdot 11 = 86{,}2 \text{ кН}(8{,}62 \text{ тс}),$$

тогда $$\Delta G_1 = \frac{G_0}{\sum_1^5 G_i} G_1 = \frac{86{,}2}{138 + 795 + 1073 + 2329} \cdot 133 =$$

$$= \frac{86{,}2}{4330} \cdot 133 = 2{,}65 \text{ кН } (0{,}265 \text{ тс}).$$

Аналогично вычисляются $\Delta G_2, \Delta G_3$ и ΔG_4, значения которых приведены в табл.5. При этом следует учитывать, что если бы на поверхности объема грунта FEF' располагалась нагрузка от ноги крана, то её необходимо было бы учесть в весе G_0.

Таблица 5

Величина	Элемент			
	1	2	3	4
α_i, град	55,6	55,6	55,6	40
φ_{Ii}, град	42	30	30	32
C_{Ii}, кПа	0	0	0	15,6
δ_i, м	1,45	6,1	8	14,6
G_i, кН (без учета ΔG_i см. табл.3)	133	795	1073	2329
δ, град	8,9	8,9	8,9	8,9
$\beta = \delta_{cp}$, град	29,8	29,8	29,8	29,8
ΔG_i, кН	2,65	15,8	21,4	46,4
G_i, кН (с учетом ΔG_i)	136	811	1094	2376
W_{ri}, кН	0	0	0	0
ΔE_{ri}, кН	-20,8	58,8	79,3	362
$\Delta E_{\delta i}$, кН	-16,2	47,1	68,5	290

Затем вычисляем по формулам (32) и (33) приложения 8 значения ΔE_{r_i} и ΔE_{δ_i}, где все входящие в них величины, кроме G_i и δ, принимаются такими же, как и в предыдущем расчетном случае (см. табл.3). В соответствии с указаниями п. 9 приложения 8 значение δ определяем по формуле (38)

$$\delta = \varepsilon_{cp} = \frac{\sum \delta_i \Delta h_i}{h} = \frac{10^0 \cdot 9{,}43 + 0^0 \cdot (0{,}22+1)}{9{,}43 + 0{,}22 + 1} = 8{,}9^0.$$

Тогда:

$$\Delta E_{r_1} = \frac{G_1 - c_1 b_1 [tg(\alpha_1 + \varphi_{r_1}) + ctg\,\alpha_1]}{tg(\varepsilon + \beta) + tg(\alpha_1 + \varphi_{r_1})} =$$

$$= \frac{136}{tg(8{,}9^0+29{,}8^0) + tg(55{,}6^0+42^0)} = -20{,}3 \text{ кН}(-2{,}03 \text{ тс});$$

$$\Delta E_{\delta_1} = \Delta E_{r_1} \cdot tg(\delta + \beta) = -20{,}3 \cdot tg(8{,}9^0+29{,}8^0) = -16{,}2 \text{ кН}(-1{,}62 \text{ тс}).$$

Аналогично вычисляются другие ΔE_{r_i} и ΔE_{δ_i}, значения которых приведены в табл.5.

Определяем горизонтальную $E_{a.r}$ и вертикальную $E_{a.\delta}$ составляющие активного давления грунта на расчетную поверхность CDEF:

$$E_{a.r} = \sum_1^n \Delta E_{r_i} = 20{,}3+58{,}8+79{,}3+362 = 480 \text{ кН}(48 \text{ тс});$$

$$E_{a.\delta} = \sum_1^n \Delta E_{\delta_i} = -16{,}2+47{,}1+63{,}5+290 = 384 \text{ кН}\ (38{,}4 \text{ тс}).$$

Тогда обобщенная сдвигающая сила будет равна

$$N_p = E_{a.r} = 480 \text{ кН}\ (48 \text{ тс}).$$

Величина силы R предельного сопротивления сдвигу будет отличаться от предыдущего расчетного случая только за счет изменения веса G_{r_p} грунта, сдвигающегося вместе с сооружением в объеме OO'F'E, и величины $E_{a.\delta}$.

Поэтому

$$P = 25+28+\frac{8{,}1+(8{,}1-9{,}43\,tg\,10^0)}{2} \cdot 9{,}43 \cdot 9 + 9 \cdot 1 \cdot 10 + 60 + 384 -$$

$$- 86{,}7 = 1167 \text{ кН}(117 \text{ тс}).$$

Вычисляем силу R предельного сопротивления сдвигу по формуле (3)

$$R = P\,tg\varphi_{n_I} + Fc_{n_I} + E_{n.r} = 1167 \cdot 0{,}384 + 9 \cdot 7 + 101 = 612 \text{ кН} (61{,}2 \text{ тс}).$$

Производим проверку условия (I):

$$n_c N_p = 1 \cdot 480 \leq \frac{m\,m_g}{k_н} R = \frac{1{,}15 \cdot 1}{1{,}15} 612 \text{ кН},$$

$$480 < 612 \text{ кН}.$$

Условие (I) выполнено и $\left(\frac{m\,m_g}{k_н} R - n_c N_p\right) = 612 - 480 =$ $= 132$ кН (13,2 тс). Аналогичным образом рассматриваем другие поверхности обрушения при $\delta = 10^0$ и находим наиболее опасную поверхность обрушения. Поиск наиболее опасной поверхности обрушения в данном примере расчета не приводится.

Оказалось, что при $\delta = 10^0$ для наиболее опасной поверхности обрушения значение $\left(\frac{m\,m_g}{k_н} R - n_c N_p\right)$ больше, чем для наиболее опасной поверхности обрушения при $\delta = 0$. Поэтому рассматривать еще одну расчетную поверхность не нужно, так как нет резкого изменения нагрузок на участке O'F'. За расчетную поверхность принимаем вертикальную плоскость CDEF. Устойчивость сооружения по схеме плоского сдвига при нагрузках от крана, м.-д. состава и штабеля навалочного груза следует считать обеспеченной, так как условие (I) при расчетной поверхности CDEF выполнено.

Учитывая, что прикордонная нога крана создает удерживающую силу, проводим аналогичные расчеты, которые здесь не приводятся, при отсутствии нагрузки от крана. Эти расчеты показали, что условие (I) также выполняется, при этом значение $\left(\frac{m\,m_g}{k_н} R - n_c N_p\right)$ получается больше, чем при наличии нагрузки от крана. Это указывает на то, что при учете нагрузок от крана запас устойчивости получился меньше

2. Расчет устойчивости набережной при нагрузках на поверхности засыпки по варианту 2

Расчет устойчивости выполняем в той же последовательности, что и в первом расчетном случае. Отличие заключается лишь в том, что поверхностями обрушения, выклинивающимися в пределах действия равно-

мерно распределенной нагрузки q, не нужно варьировать, так как поверхность, проведенная через низ расчетной поверхности под углом $(45^0 - \varphi_I/2)$, не пересекает нагрузку от штабеля навалочного груза и активное давление грунта можно определить без предварительного выбора положения поверхности обрушения (рис. I8,а).

Поэтому выполним только проверку условия (I) при поверхности обрушения, выклинивающейся в пределах действия нагрузки q и при расчетной поверхности в пределах засыпки, наклоненной под углом $\varepsilon = I0^0$ к вертикали. Таким образом, активное давление грунта определяем на расчетную поверхность CDEF' (рис.I8,б) в соответствии с указаниями п.3 приложения 8. Сначала вычислим горизонтальные $\sigma_{a.r}$ и вертикальные $\sigma_{a.\delta}$ составляющие интенсивности активного давления грунта в характерных точках F', E, D и C расчетной поверхности соответственно по формулам (7) и (8) приложения 8. Величины, входящие в формулы (7) и (8), имеют значения, приведенные в табл.6.

В точке F' при $C = 0$

$$\sigma_{a.r} = (\sum_i^n \delta_{I_i} \cdot \gamma_i + \sigma_q)\lambda_{a.r} = 48 \cdot 0{,}29 = I3{,}9 \text{ кПа } (I{,}39 \text{ тс/м}^2);$$

$$\sigma_{a.\delta} = \sigma_{a.r} \operatorname{tg}(\varepsilon + \delta) = I3{,}9 \cdot \operatorname{tg} 40^0 = II{,}7 \text{ кПа } (I{,}I7 \text{ тс/м}^2).$$

Аналогично определяются $\sigma_{a.r}$ и $\sigma_{a\delta}$ в других характерных точках, их величины приведены в табл.7.

Вычисляем значения $E_{a.r}$ и $E_{a.\delta}$ на расчетную поверхность CDEF':

$$E_{a.r} = \frac{I3{,}9+44}{2} \cdot 9{,}43 + \frac{42{,}5+43{,}2}{2} \cdot 0{,}22 + \frac{I4{,}3+I5{,}4}{2} \cdot I =$$

$$= 308 \text{ кН } (30{,}8 \text{ тс});$$

$$E_{a\delta} = \frac{II{,}7+36{,}9}{2} \cdot 9{,}43 + \frac{I5{,}5+I5{,}7}{2} \cdot 0{,}22 + \frac{I4{,}3+I5{,}4}{2} \cdot I =$$

$$= 247 \text{ кН } (24{,}7 \text{ тс}).$$

Тогда

$$N_p = E_{a.r} = 308 \text{ кН } (30{,}8 \text{ тс}).$$

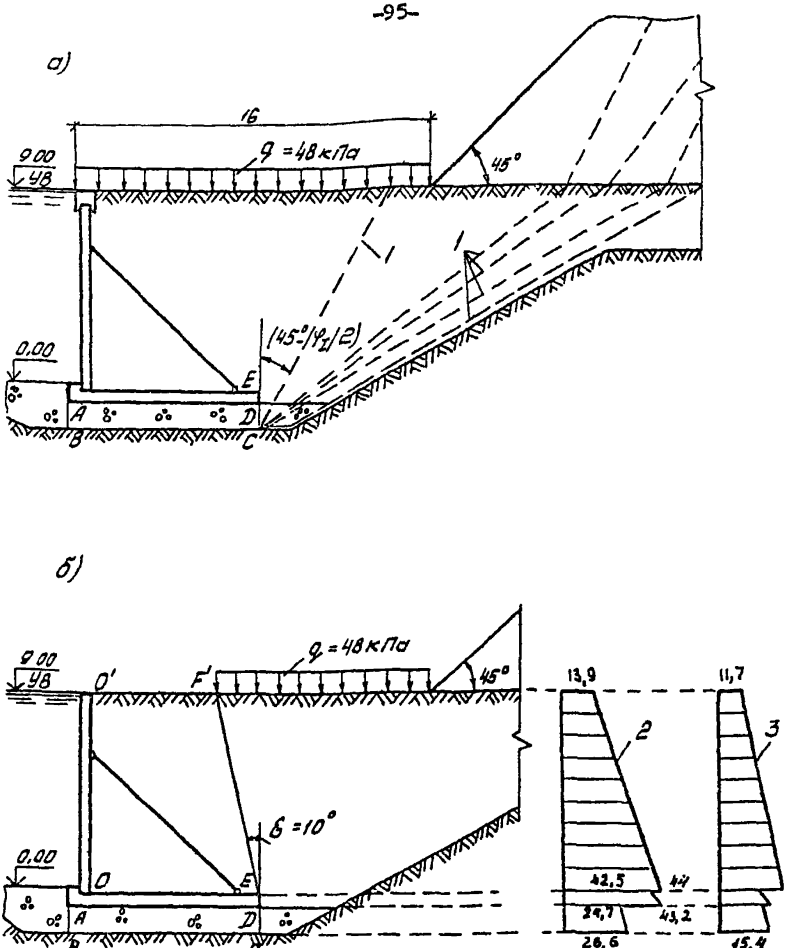


Рис.16. К определению активного давления грунта на расчетную поверхность *CDEF'* при нагрузках на поверхности грунта по варианту 2

а - схема возможных поверхностей обрушения; б - схема к определению активного давления грунта при равномерно распределенной нагрузке q; 1 - возможная поверхность обрушения; 2 и 3 - соответственно эпюры горизонтальных $\sigma_{a,r}$ и вертикальных $\sigma_{a,q}$ составляющих интенсивностей активного давления грунта

Таблица 6

Участки расчетной поверхности	Значения величин						
	γ_{II}, кН/м^3	φ_I, град.	c_I, кПа	$\sigma_\varphi = \gamma$, кПа	δ, град.	ε, град.	$\lambda_{a\gamma}$ (по прилож.6)
EF'	II	30	0	48	30	I0	0,29
DE	II	30	0	48	$2/3\,\varphi_I$ = 20	0	0,28
CD	II	42	0	48	30	0	0,I6
Величина δ вычислена в соответствии с указаниями п.3 прил. 8							

Таблица 7

Характерные точки	Значения величин		
	$\lambda_{a\gamma}$	$\sigma_{a\gamma}$, кПа	$\sigma_{a\beta}$, кПа
F'	0,29	I8,9	II,7
E	0,29	44	36,9
	0,28	42,5	I5,5
D	0,28	43,2	I5,7
	0,I6	24,7	I4,3
C	0,I6	26,6	I5,4

Для определения силы R предельного сопротивления сдвигу вычисляем значение P по формуле (8), где вес грунта, $G_{гр}$, сдвигающийся вместе с сооружением, определяется в объеме OO'F'E',

$$P = 25+28 + \frac{8,1+(8,1 - 9,43 \cdot tg\,10^0)}{97} \cdot 9,43 \cdot 9 + 9 \cdot 1 \cdot 10 + 247 - 36,7 =$$

$$= 970 \text{ кН}(97 \text{ тс}).$$

Тогда

$$R = P \cdot tg\,\varphi_{n_I} + F c_{n_I} + E_{n.r} = 970 \cdot 0,384 + 9 \cdot 7 + 101 = 536 \text{кН}(53,6 \text{ тс}).$$

Производим проверку условия (I):

$$n_c N_p = 1 \cdot 308 \leq \frac{m\, m_g}{k_н} R - \frac{1,15 \cdot 1}{1,15} \cdot 536 \text{кН}, \text{т.е. } 308 < 536 \text{ кН}.$$

Условие (I) выполнено и $(\frac{m\, m_g}{k_н} R - n_c N_p) = 536 - 308 =$ = 228 кН(22,8 тс). Затем рассматриваем поверхности обрушения, подходящие к основанию штабеля и пересекающие его, и определяем активное давление грунта на принятую расчетную поверхность CDE'F', как в первом расчетном случае. Вычисляем значение $(\frac{m\, m_g}{k_н} R - n_c N_p)$ для нахождения наиболее опасной поверхности обрушения и т.д., производя расчет в указанной в первом расчетном случае последовательности.

Если бы на поверхности грунта действовала только равномерно распределенная нагрузка, то в пределах засыпки угол наклона ε расчетной поверхности к вертикали можно было бы определять без подбора по графику на рис. 6.

Расчет общей устойчивости набережной по схеме глубинного сдвига

Расчет устойчивости набережной по схеме глубинного сдвига в соответствии с указаниями п.II должен производиться методом ломаных поверхностей скольжения и методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения. Учитывая, что метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения общеизвестен и не вызывает затруднений, в данном примере приводим только расчет устойчивости сооружения методом ломаных по-

верхностей скольжения.

В соответствии с указаниями п.I5(в) расчет выполняем при минимальном уровне воды перед сооружением.

Расчет устойчивости набережных при нагрузках на поверхности засыпки по варианту I

Расчет производим в последовательности, указанной в п.I2.

В соответствии с указаниями п.I3 намечаем возможные поверхности скольжения. В первую очередь рассматриваем поверхности скольжения, проходящие через точку С пересечения подошвы постели с вертикалью, приведенной через тыловую грань фундаментной плиты (рис. I8,а).

Рассмотрим сначала поверхность скольжения V_1B_1CMN, положение которой выбирали следующим образом (рис.I9,б). Точку B_1 намечаем на вертикали, проходящей через лицевую грань фундаментной плиты, на глубине $h_{B_1} = 3$ м от подошвы постели. Положение участка B_1V_1 соответствует наиболее опасной поверхности скольжения перед сооружением, угол $\alpha_{кр}$ наклона которой к вертикали определяем по указаниям п. 4(к) согласно указаниям п.I3(в). Для определения величины $\alpha_{кр}$ вычисляем средневзвешенные значения $\varphi_{I_{ср}}$, $C_{I_{ср}}$ и $\gamma_{I_{ср}}$ в пределах высоты $h = h_п + h_{B_1} = I + 3 = 4$ м:

$$\varphi_{I_{ср}} = \frac{\varphi_I h_п + \varphi_{I_{осн}} h_{B_1}}{h_п + h_{B_1}} = \frac{42 \cdot I + 2I \cdot 3}{4} = 26{,}3^0;$$

$$C_{I_{ср}} = \frac{C_I h_п + C_{I_{осн}} h_{B_1}}{h_п + h_{B_1}} = \frac{0 \cdot I + I5 \cdot 3}{4} = II{,}3 \text{ кН/м}^2 (I{,}I3 \text{ тс/м}^2);$$

$$\gamma_{I_{ср}} = \frac{\gamma'_I h_п + \gamma_{I_{осн}} h_{B_1}}{h_п + h_{B_1}} = \frac{I0 \cdot I + 9{,}0 \cdot 3}{4} = 9{,}25 \text{ кН/м}^3 (0{,}92 \text{ тс/м}^2).$$

Нагрузка на поверхности грунта перед сооружением отсутствует, т.е. $q = 0$, тогда

$$\xi = \frac{C_{I_{ср}}}{0{,}5\gamma_{I_{ср}} h + q} = \frac{I \cdot I{,}3}{0{,}5 \cdot 9{,}25 \cdot 4 + 0} = 0{,}6II.$$

По графику на рис. 9 при $\varphi_{I_{ср}} = 26.3^0$ и $\xi = 0.6II$ получаем $\alpha_{кр} = III.5^0$

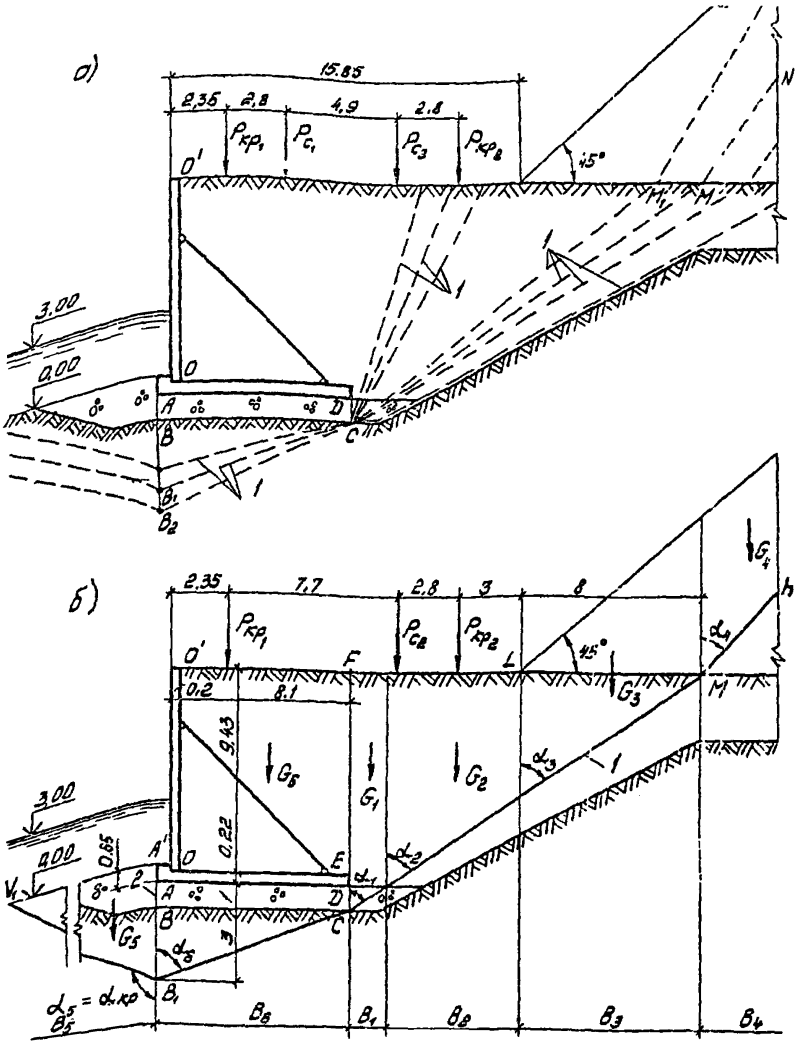


Рис.19. К примеру расчета устойчивости набережной по схеме глубинного сдвига

а – схема возможных поверхностей скольжения, проходящих через точку C; б – схема к определению значений ΔE_{r_i}; I – возможная поверхность скольжения

Точку M располагаем под штабелем на расстоянии $\ell_{шт} = 8$ м от начала откоса. Положение участка MN соответствует наиболее опасной поверхности скольжения, проходящей в штабеле через точку M. Угол наклона этой поверхности $\alpha_{кр}=40^0$ определен по графику на рис.2 при $\varphi_{I_{шт}} = 32^0$ и $\ell_{шт} = 8$ м.

При выбранной поверхности скольжения V_1B_1CMN производим оценку устойчивости, исходя из условия (I), где значения N_p и R вычисляем по формулам (9) и (10). Значения $E_{сдв.г}$ и $E_{уд.г}$, входящие в эти формулы, определяем в соответствии с указаниями п.15. Делим вертикальными плоскостями сдвигаемый массив грунта на 6 элементов (рис. 19,б) так, чтобы в основании каждого элемента был однородный грунт. Удобно вычисления ΔE_{r_i} и ΔE_{δ_i}, а следовательно, и нумерацию элементов, начинать с элементов, расположенных за сооружением, а в последнюю очередь рассматривать элемент, включающий сооружение (рис.19,б). Для каждого элемента вычисляем ΔE_{r_i} и ΔE_{δ_i} соответственно по формулам (13) и (14), где величины G_i, α_i, φ_i, δ_i, C_i приведены в табл.8.

При этом в весе G_5 учитываем вес вертикального элемента $G_{эл}$, вес фундаментной плиты $G_ф$, нагрузку от крана $P_{кр_1}$. Кроме того, в соответствии с указаниями п.15(а), к весу элемента 6 прибавляется $\Sigma\Delta E_{\delta_i}$ вертикальных составляющих (ΔE_{δ_i}) элементов I, 2, 3, 4 и 5.

Значения углов β_i определяем по указаниям, приведенным в табл.2:

для элементов I,2,3,4 (за сооружением) - $\beta_1=\beta_2=\beta_3=\beta_4=\delta_{ф}=29,3^0$, где $\delta_ф$ определено в пределах высоты CF (см.расчет по схеме плоского сдвига);

для элемента 5 (перед сооружением) - $\beta_5 = 2/3\ \delta_{ср}$, где $\delta_ф$ определяем в пределах высоты AB_1, принимая

на участке AB ($h_1 = 1$ м) - $\delta_1 = 30^0$, так как $\varphi_I' = 42^0 > 30^0$;

на участке BB_1 ($h_{B_1} = 3$ м) - $\delta_2 = \varphi_{II осн} = 21^0$.

Тогда $$\delta_ф = \frac{\Sigma \delta_i h_i}{h} = \frac{30^0 \cdot 1 + 21^0 \cdot 3}{4} = 23,3^0;$$

Таблица 8

Элемент	Значения величин								
	α_i, град.	φ_{Ii}, град.	c_{Ii}, кПа	b_i, м	G_i, кН	δ_i, град.	$\beta_i = \delta_{\varphi i}$, град.	ΔE_{Ri}, кН.	ΔE_{Bi}, кН
I	55,6	42	0	I,45	I96	0	29,8	-28,8	-I6,2
2	55,6	30	0	6,I	III5	0	29,8	82,2	47
3	55,6	30	0	8	I265	0	29,8	98,2	53,4
4	40	32	I5,6	I4,6	2329	0	29,8	372	2I3
5	III,5	2I	I5	II,8	252	0	I5,5	-633	-I"6
6	7I,6	2I	I5	9	I494	0	0	-20I	-

Величины G_i вычислены при следующих коэффициентах надежности по нагрузке:

G_1; G_5 – при $n = 0{,}9$ для веса грунта, т.к. $(\alpha_i + \varphi_{Ii}) > 90^0$;

G_2; G_3 – при $n = I{,}I$ для веса грунта, т.к. $(\alpha_i + \varphi_{Ii}) < 90^0$, и $n = I{,}3$ для веса навалочного груза;

G_4 – при $n = I{,}3$ для веса навалочного груза;

G_6 – при $n = 0{,}9$ для веса грунта, т.к. $(\alpha_6 + \varphi_{I6}) > 90^0$, и $n = 0{,}95$ для веса $G_{эл}$ и $G_{ф}$.

$\beta_5 = 2/3\ \delta_{\varphi} = 2/3 \cdot 23{,}8^0 - 15{,}5^0$;

для элемента 6 (в пределах ширины сооружения) - $\beta_6 = 0$.

Тогда:

$$\Delta E_{r_i} = \frac{G_i - c_{x_i} b_i [tg(\alpha_i + \varphi_{x_i}) + ctg\,\alpha_i]}{tg\,\beta_i + tg(\alpha_i + \varphi_{x_i})} =$$

$$= \frac{196}{tg\,29{,}8^0 + tg(55{,}6^0 + 42^0)} = -28{,}3 \text{ кН}(-2{,}83 \text{ тс});$$

$$\Delta E_{\beta_i} = \Delta E_{r_i} tg\,\beta_i = \Delta E_{r_1} \cdot tg\,\beta_1 = -28{,}3 \cdot tg\,29{,}8^0 =$$

$= 16{,}2$ кН ($1{,}62$ тс).

Аналогично вычисляем ΔE_{r_i} и ΔE_{β_i} для остальных элементов, значения которых приведены в табл. 8.

Величины $E_{дв.г}$ и $E_{уд.г}$ определяем соответственно по формулам (II) и (I2):

$$E_{дв.г} = \Sigma \Delta E_{r_i}^{(+)} = \Delta E_{r_2} + \Delta E_{r_3} - \Delta E_{r_4} =$$

$$= 82{,}2 + 98{,}2 + 372 = 547 \text{ кН}(54{,}7 \text{ тс});$$

$$E_{уд.г} = -\Sigma \Delta E_{r_i}^{(-)} = -(\Delta E_{r_1} + \Delta E_{r_5} + \Delta E_{r_6}) =$$

$$= -(-28{,}3 - 683 - 201) = 862 \text{ кН}(86{,}2 \text{ тс}).$$

Обобщенную сдвигающую силу N_p вычисляем по формуле (9), где значение $T_г = 0$, так как фильтрационное давление, кварговая, волновая нагрузка отсутствуют:

$$N_p = E_{дв.г} = 547 \text{ кН } (54{,}7 \text{ тс}).$$

Силу R предельного сопротивления сдвигу вычисляем по формуле (10), где $\sum_{i}^{k} Q_i = 0$, так как поверхность скольжения не пересекает конструктивные элементы,

$$R = E_{yg.r} + \sum_{i}^{k} Q_i = 862 \text{ кН}(86{,}2 \text{ тс}).$$

Производим проверку условия (I), принимая в соответствии с указаниями пп. 2 и 12 (б): $n_c = 1$, $m = 1{,}15$, $k = 1{,}15$ и $m_g = 1{,}1$:

$$n_c N_p = 1.547 \leq \frac{m\, m_g}{k_н} R = \frac{1{,}15 \cdot 1{,}1}{1{,}15} \cdot 862 \text{ кН},$$

$$547 < 948 \text{ кН},$$

т.е. условие (I) выполнено и при поверхности скольжения V_1B_1CMN: $\left(\frac{m\, m_g}{k_н} R - n_c N_p\right) = (948 - 547) = 401$ тс.

Теперь принимаем за сооружением другие поверхности скольжения, например CM_1N_1 (рис.19,а) и повторяем расчет для того, чтобы найти наиболее опасную поверхность скольжения, проходящую через точки C и B_1, при которой значение $\left(\frac{m\, m_g}{k_н} R - n_c N_p\right)$ будет минимальным. Поиск этой поверхности в данном примере расчета не приводится.

После определения наиболее опасной поверхности скольжения, проходящей через точки C и B_1, задаемся другим положением точки B_1, располагая ее теперь на глубине $h_{B_2} = 3{,}5$ м от подошвы постели и повторяем расчеты. Положение точки B_1 меняем до тех пор, пока не будет найдена наиболее опасная поверхность скольжения, проходящая через точку C, при которой значение $\left(\frac{m\, m_g}{k_н} R - n_c N_p\right)$ будет самым максимальным из минимальных. Если условие (I) при этой поверхности скольжения выполнено, то можно считать, что устойчивость сооружения при поверхностях скольжения, проходящих через точку C, и при минимальном уровне воды обеспечена.

В соответствии с указаниями п.15(а) следует производить проверку устойчивости сооружения и при уровнях воды выше минимального, если окажется, что при наиболее опасной поверхности скольжения, проходящей через точку C, возникают удерживающие силы от сдвига элементов, расположенных за сооружением (например, в приведенном расчетном

случае удерживающая сила $E_{уд\,г}$ возникала от сдвига элемента I, т.е. $\Delta E_{г_1}$ имело знак минус). Расчет устойчивости сооружения при другом уровне воды не приводим, так как он аналогичен расчету при минимальном уровне воды перед сооружением.

В соответствии с указаниями п.13 при наличии штабеля навалочного груза рассматриваем поверхности скольжения, проходящие ниже подошвы постели. Поэтому принимаем положение точки C на I м ниже подошвы постели и так же, как и в предыдущем случае, находим положение наиболее опасной поверхности скольжения, проходящей через новое положение точки C (обозначим ее C_1). Расчеты по определению этой поверхности скольжения не приводим, так как они аналогичны вышеприведенным. В результате проведенных расчетов оказалось, что при наиболее опасной поверхности скольжения, проходящей через точку C_1, устойчивость сооружения также обеспечена, но значение $\left(\frac{m m_g}{k_н} R - n_c N_p\right)$ получилось больше, чем в предыдущем случае. Поэтому заглубление точки C больше не меняем, так как при данном характере нагрузки и геологическом строении основания отсутствует тенденция к уменьшению значения $\left(\frac{m m_g}{k_н} R - n_c N_p\right)$ при заглублении точки C. Положение точки C в горизонтальном направлении (в сторону штабеля навалочного груза) не меняем, так как грунты основания однородные и перед штабелем отсутствуют нагрузки резко изменяющиеся по величине.

Таким образом, из всех найденных возможных наиболее опасных поверхностей скольжения минимальное значение $\left(\frac{m m_g}{k_н} R - n_c N_p\right)$ имеет наиболее опасная поверхность скольжения, проходящая через точку C. При этой поверхности скольжения условие (I) выполнено, т.е. устойчивость сооружения при нагрузках от крана, и.т.д. состава и штабеля навалочного груза обеспечена.

Аналогичным образом производим расчет устойчивости набережной при нагрузках по варианту 2.

П. Расчет общей устойчивости одноанкерной шпунтовой набережной по схеме глубинного сдвига методом ломаных поверхностей скольжения

Исходные данные (рис.20)

Высота набережной – $H_{ст} = 8,5$ м.

Длина набережной – $L = 500$ м.

Заглубление шпунта от отметки проектного дна – $t_{шп} = 6$ м.

Заглубление низа анкерной плиты от поверхности засыпки – $t_{пл} = 5,7$ м.

Расстояние от линии кордона до лицевой грани анкерной плиты – $L_a = 16$ м.

Высота анкерной плиты – $h_{пл} = 2,5$ м.

Характеристика песчаного грунта засыпки:

а) угол внутреннего трения (выше и ниже уровня воды) – $\varphi_{I_{зас}} = 28^0$;

б) удельный вес выше уровня воды:

при коэффициенте надежности по нагрузке $n = 1,1$ – $\gamma_{I_{зас}} = 19,8$ кН/м^3(1,98 тс/м^3);

при коэффициенте надежности по нагрузке $n = 0,9$ – $\gamma_{I_{зас}} = 16,2$ кН/м^3(1,62 тс/м^3);

в) удельный вес ниже уровня воды:

при коэффициенте надежности по нагрузке $n = 1,1$ – $\gamma'_{I_{зас}} = 11$ кН/м^3(1,1 тс/м^3);

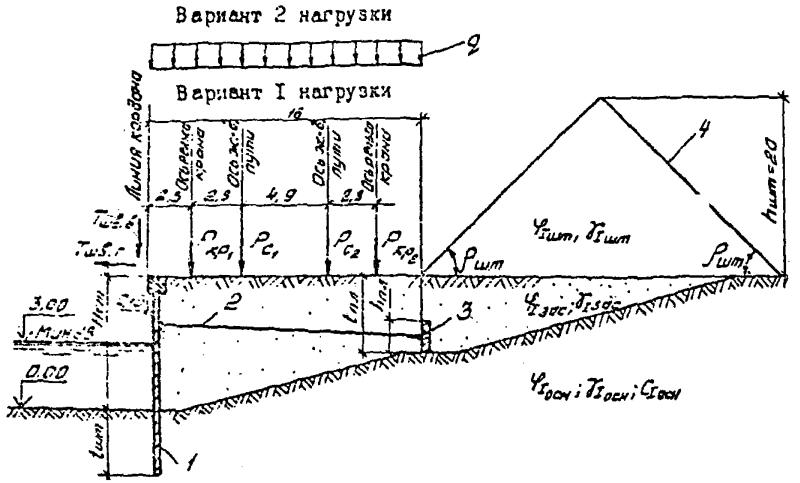
при коэффициенте надежности по нагрузке $n = 0,9$ – $\gamma'_{I_{зас}} = 9$ кН/м^3(0,9 тс/м^3);

Характеристика грунта основания (ниже уровня воды):

а) угол внутреннего трения – $\varphi_{I_{осн}} = 19^0$;

б) удельное сцепление – $C_{I_{осн}} = 0,015$ МПа = 15 кПа (1,5 тс/м^2);

в) удельный вес с учетом взвешивающего действия воды:



I- шпунт; 2- анкерная тяга; 3- анкерная плита; 4- штабель навалочного груза

при коэффициенте надежности по нагрузке $n = 1,1$ – $\gamma_{I_{осн}} = 11$ кН/м^3(1,1 тс/м^3);

при коэффициенте надежности по нагрузке $n = 0,9$ – $\gamma_{I_{осн}} = 9$ кН/м^3(0,9 тс/м^3).

Швартовная нагрузка на 1 м длины сооружения при коэффициенте надежности по нагрузке $n = 1,2$:

горизонтальная составляющая – $T_{шв.г} = 12$ кН/м(1,2 тс/м);

вертикальная составляющая – $T_{шв.в} = 7$ кН/м (0,7 тс/м).

Фильтрационное давление и волновая нагрузка – отсутствуют.

Нагрузка на поверхности засыпки (схема расположения нагрузок показана на рис. 20):

вариант I

а) от портальных кранов грузоподъемностью 16 тс на один крановый рельс (при коэффициенте надежности по нагрузке $n = 1,2$) – $P_{кр_1} = 156$ кН/м (15,6 тс/м); $P_{кр_2} = 60$ кН/м (6 тс/м);

б) от ж.-д. состава на один ж.-д. путь (при коэффициенте надежности по нагрузке $n = 1,2$) – $P_{c_1} = 132$ кН/м(13,2 тс/м); $P_{c_2} = 84$ кН/м(8,4 тс/м);

в) от штабеля навалочного груза:

высота штабеля – $h_{шт} = 20$ м;

угол наклона откоса штабеля – $\beta_{шт} = 45^0$;

угол внутреннего трения навалочного груза – $\varphi_{I_{шт}} = 35^0$;

удельный вес навалочного груза (при коэффициенте надежности по нагрузке $n = 1,3$) – $\gamma_{I_{шт}} = 26$ кН/м^3(2,6 тс/м^3).

вариант 2

в) от складируемых грузов, расположенных от линии кордона на длине 1см при отсутствии нагрузки от портального крана и ж.-д. состава (при коэффициенте надежности по нагрузке $n = 1,2$)	- q = 48 кПа (4,8 тс/м^2);
б) от штабеля навалочного груза	- размеры и характеристики груза те же, что и в варианте I.
Минимальный уровень воды перед сооружением	- на 3 м выше проектного дна.
Класс сооружения	- III

Расчет устойчивости при нагрузках на поверхности засыпки по варианту 2 не приводится, поскольку он выполняется аналогично расчету устойчивости при нагрузках по варианту I.

Расчеты общей устойчивости выполняются на I м длины сооружения на основное сочетание нагрузок, действующих в период эксплуатации сооружения.

В соответствии с указаниями п.I5(в) расчеты выполняем при минимальном уровне воды перед сооружением.

Расчет устойчивости набережной при нагрузках на поверхности засыпки по варианту I

Расчет производим в последовательности, указанной в п.I2.

В соответствии с указаниями п.I8 намечаем возможные поверхности скольжения. В первую очередь рассматриваем поверхности скольжения, проходящие через низ шпунта и анкерной плиты (рис.2I,а).

Наиболее рационально сначала находить положение наиболее опасной поверхности скольжения перед шпунтом, затем - за анкерной опорой, и только после этого определять положение наихудшей поверхности

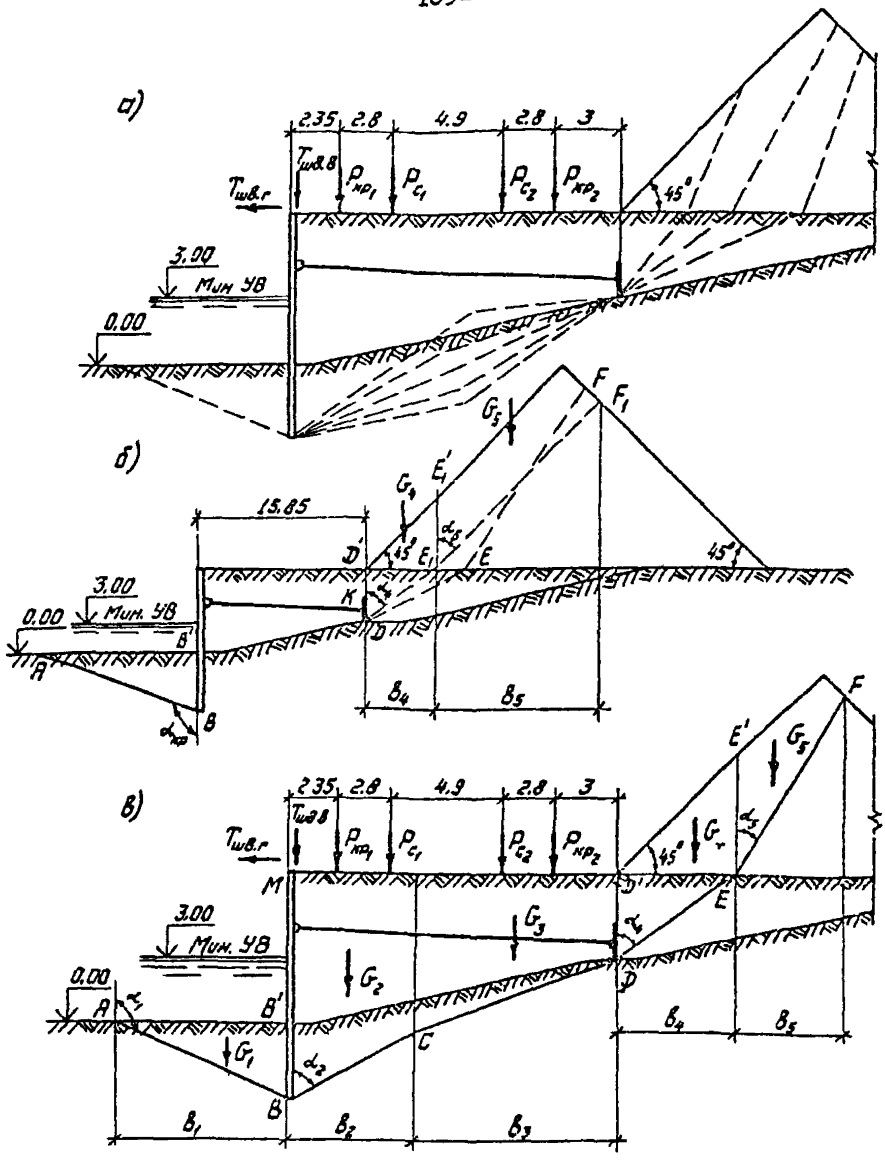


Рис. 2I. К примеру расчета устойчивости шпунтовой набережной по схеме глубинного сдвига методом локальных поверхностей скольжения

а- схема возможных поверхностей скольжения, проходящих через низ шпунта и анкерной плиты; б- схема к определению наиболее опасных поверхностей скольжения перед шпунтом и за анкерной плитой; в- схема к определению значений ΔE_{r_i} и ΔE_{g_i} при поверхности скольжения ABCDEF

скольжения между шпунтом и анкерной опорой.

Учитывая, что поверхность грунта перед сооружением горизонтальная, положение наиболее опасной поверхности скольжения перед шпунтом определяется не путем перебора поверхностей скольжения, а в соответствии с указаниями п. 13(в) по графику на рис.9, в зависимости от $\varphi_{I\,ср}$ и ξ, где

$$\varphi_{I\,ср} = \varphi_{I\,осн} = 19^0, \quad C_{I\,ср} = C_{I\,осн} = 15 \text{ кПа}(1{,}5 \text{ тс/м}^2),$$

$$\gamma_{I\,ср} = \gamma_{I\,осн} = 9 \text{ кН/м}^3(0{,}9 \text{ тс/м}^3), \quad h = t_{шт} = 6 \text{ м}, \quad q = 0,$$

$$\xi = \frac{C_{I\,ср}}{0{,}5\gamma_{I\,ср}h + q} = \frac{15}{0{,}5 \cdot 9 \cdot 6 + 0} = 0{,}556.$$

Угол $\alpha_{кр}$ между вертикалью и наиболее опасной поверхностью скольжения AB перед шпунтом (рис. 21,б) равен 117^0.

Положение наиболее опасной поверхности скольжения за анкерной плитой находим подбором. Через низ анкерной плиты проводим ряд возможных поверхностей скольжения(рис.21,а). Учитывая, что под штабелем отсутствует покрытие, проводим поверхность скольжения и через штабель, рассматривая в соответствии с указаниями п.4(д) навалочный груз как грунт.

При каждой поверхности скольжения определяем горизонтальную составляющую E_r давления грунта на вертикальную плоскость DD', проходящую через лицевую грань анкерной плиты. Наиболее опасной поверхностью скольжения за анкерной плитой будет та, при которой величина E_r максимальная.

Для определения E_r призму обрушения за анкерной плитой, ограниченную вертикальной плоскостью DD' и рассматриваемой поверхностью скольжения, делим вертикальной плоскостью на два элемента (рис.21,б), чтобы в основании элемента был однородный грунт. Для каждого элемента по форму ы (13) вычисляем значение ΔE_{ri}, после чего определяется величина $E_r = |\sum_1^2 \Delta E_{ri}|$.

Рассмотри сначала за анкерной плитой поверхность скольжения DE_1F_1

Угол наклона α_4 плоского участка DE_4 поверхности скольжения к вертикали примем равным 50^0 (рис.21.б). Плоскость DE_4 пересекает поверхность грунта на расстоянии $\ell_{шт} = 6{,}8$ м от начала откоса штабеля. Угол наклона $\alpha_{кр}$ наиболее опасной поверхности обрушения в штабеле, проходящей через точку E_4, определяем согласно указаниям п.4(ж) по графику на рис.2. При $\ell_{шт} = 6{,}8$ м и $\varphi_{I_{шт}} = 35^0$ получаем $\alpha_{кр} = 40^0$, т.е. угол наклона α_5 плоского участка E_4F_4 поверхности скольжения к вертикали принимаем равным $\alpha_{кр}$.

Значения ΔE_{r4} определяем по формуле (13) для элемента 4 и элемента 5. Величины, входящие в формулу, будут следующими:

для элемента 4

b_4 = 6,8 м ;

G_4 = 985 кН(98,5 тс) (при $n=1{,}1$ для веса грунта и $n = 1{,}3$ для веса навалочного груза);

$\varphi_{I_4} = \varphi_{I_{зас}} = 28^0$; $C_{I_4} = 0$;

для элемента 5

b_5 = 15,2 м;

G_5 = 2302 кН(230 тс) (при $n = 1{,}3$ для веса навалочного груза);

$\varphi_{I_5} = \varphi_{I_{шт}} = 35^0$; $C_{I_5} = C_{I_{шт}}$.

Величину $C_{I_{шт}}$ определяем в соответствии с указаниями п.4(в) (так как $\rho_{шт} = 45^0 > \varphi_{I_{шт}} = 35^0$):

$C_{I_{шт}} = a_c \gamma_{I_{шт}} h_{шт} = 0{,}021 \cdot 26 \cdot 20 = 10{,}9$ кН/м^2(1,09 тс/м^2),

где $a_c = 0{,}021$ найдена по графику на рис.1 в зависимости от $\varphi_{I_{шт}} = 35^0$ и $\rho_{шт} = 45^0$.

В соответствии с указаниями, приведенными в табл.1, значение $\beta_i = \delta_{ср}$, где $\delta_{ср}$ определяем в пределах высоты

DD', принимая:

на участке $D'K$ ($h_1 = 3{,}2$ м) – $\delta_1 = \varphi_{I,эф} = 28^0$;

на участке KD ($h_2 = h_{пл} = 2{,}5$ м) – $\delta_2 = 2/3\,\varphi_{I,эф} = 18{,}7^0$,

тогда $\delta_{ср} = \dfrac{\Sigma\,\delta_i\,h_i}{h} = \dfrac{28^0 \cdot 3{,}2 + 18{,}7^0 \cdot 2{,}5}{5{,}7} = 23{,}9^0$;

$$\beta_4 = \beta_5 = 25{,}9^0.$$

Вычисляем значения ΔE_{r_4} и ΔE_{r_5} :

$$\Delta E_{r_4} = \frac{G_i - c_{Ii}\,\delta_i\,[tg(\alpha_i + \varphi_{Ii}) + ctg\,\alpha_i]}{tg\,\beta_i + tg(\alpha_i + \varphi_{Ii})} =$$

$$= \frac{385}{tg\,23{,}9^0 + tg\,(50^0 + 28^0)} = 191 \text{ кН(19,1 тс)};$$

$$\Delta E_{r_5} = \frac{2682 - 10{,}9 \cdot 15{,}2\,[tg\,(40^0 + 35^0) + ctg\,45^0]}{tg\,23{,}9^0 + tg\,(40^0 + 35^0)} = 356 \text{ кН(23,3 тс)}.$$

Тогда

$$E_r = \left|\sum_1^2 \Delta E_{ri}\right| = \Delta E_{r_4} + \Delta E_{r_5} = 191 + 356 = 547 \text{ кН(54,7 тс)}.$$

Затем принимаем другое положение поверхности скольжения за анкерной плитой, изменяя угол α_4 и аналогичным образом уточняем ее положение в шпоеле (угол α_5) и определяем значение E_r .

В результате проведенных расчетов оказалось, что наиболее опасной поверхностью скольжения за анкерной плитой является поверхность DEF, для которой $\alpha_4 = 60^0$, $\alpha_5 = 35^0$ и $E_r = 573$ кН(57,3 тс). Поиск этой поверхности скольжения не приводим, но значения ΔE_{r_4} и ΔE_{r_5} при поверхности скольжения DEF даны в табл.9.

Наиболее опасную поверхность скольжения между шпунтом и анкерной плитой находим путем перебора плоскостей скольжения BC и DC, проходящих соответственно через низ шпунта и низ анкерной плиты (рис.21,в). Задаемся углом наклона α_2 плоскости BC к вертикали, принимая его равным $\alpha_2 = 55^0$, и углом наклона α_3 плоскости DC, равным $\alpha_3 = 65^0$. После чего производим оценку устойчивости сооружения при выбранной поверхности скольжения $ABCDEF$.

Таблица 9

Элемент	Значения величины						
	α_i, град.	φ_{Ii}, град.	c_{Ii}, кПа	b_i, м	G_i, кН	β_i, град.	ΔE_{ri}, кН
I	II7	I9	I5	II,77	3I8	I[illegible],7	-78I
2	55	I9	I5	6	I397	I6,2	270
3	65	I9	I5	9,85	I404	I6,2	-7,2
4	60	28	0	9,87	I823	28,9	62,7
5	35	35	I0,9	I2,4	2I32	28,9	5I0

Величины G_i вычислены при коэффициенте надежности по нагрузке:

G_1 - при $n = 0,9$ для веса грунта, т.к. $(\alpha_1 + \varphi_{I1}) > 90^0$;

G_2, G_3 - при $n = I,I$ для веса грунта, т.к. $(\alpha_i + \varphi_{Ii}) < 90^0$;

G_4 - при $n = I,I$ для веса грунта, т.к. $(\alpha_4 + \varphi_{I4}) < 90^0$ и $n = I,3$ для веса навалочного груза;

G_5 - при $n = I,3$ для веса навалочного груза.

Сдвигаемый массив грунта между шпунтом и анкерной плитой делим на два элемента (элемент 2 и 3). Для элементов I,2 и 3 вычисляем по формуле (I3) значения ΔE_{ri}. Величины, входящие в эту формулу, приведены в табл.9. При этом значения β_i определяем по указаниям, приведенным в табл.I, следующим образом:

элемент I

$$\beta_1 = 2/3\ \delta_{cp},$$

величину δ_{cp} определяем в пределах BB', учитывая, что на этом участке грунт однородный, то $\delta_{cp} = \varphi_{I\,осн} = I9^0$, тогда

$\beta_1 = 2/3 \cdot I9^0 = I2,7^0$;

элементы 2 и 3

$$\beta_2 = \beta_3 = \delta_{cp},$$

величину δ_{cp} определяем в пределах расчетной плоскости BM

на участке B'M ($h_1 = 8{,}5$ м) - $\delta_1 = 2/3\ \varphi_{I\,уас} = 18{,}7^0$;

на участке BB' ($h_2 = 6$ м) - $\delta_2 = 2/3\ \varphi_{I\,осн} = 12{,}7^0$;

тогда $$\delta_{ср} = \frac{\Sigma\, \delta_i\ h_i}{h} = \frac{18{,}7 \cdot 8{,}5 + 12{,}7^0 \cdot 6}{14{,}5} = 16{,}2^0;$$

$$\beta_2 = \beta_3 = 16{,}2^0;$$

элементы 4 и 5

$\beta_4 = \beta_5 = \delta_{ср} = 23{,}9^0$, где $\delta_{ср}$ вычислено в пределах расчетной плоскости DD' при определении давления грунта E_r на анкерную плиту. Вычисляем по формуле (I3) ΔE_{r_1} :

$$\Delta E_{r_1} = \frac{G_1 - c_{I_1} b_1 \left[tg(\alpha_1 + \varphi_{I_1}) + ctg\, \alpha_1 \right]}{tg\, \beta_1 + tg(\alpha_1 + \varphi_{I_1})} =$$

$$= \frac{518 - 15 \cdot 11{,}77 \left[tg(117^0 + 19^0) + ctg\, 117^0 \right]}{tg\, 12{,}7^0 + tg(117^0 + 19^0)} = -781 \text{ кН}(-78{,}1 \text{ тс}).$$

Аналогично вычислены ΔE_{r_2} , ΔE_{r_3} , значения которых приведены в табл.9.

Вычисляем значения $E_{сдв.г}$ и $E_{уд.г}$, соответственно по формулам (II) и (I2):

$$E_{сдв} = \Sigma\, \Delta E_{ri}^{(+)} = \Delta E_{r_2} + \Delta E_{r_4} + \Delta E_{r_5} =$$

$$= 270 + 62{,}7 + 510 = 843 \text{ кН}(84{,}3 \text{ тс});$$

$$E_{уд.г} = -\Sigma\, \Delta E_{ri}^{(-)} = -(\Delta E_{r_1} + \Delta E_{r_3}) =$$

$$= -(-781 - 7{,}2) = 788 \text{ кН}(78{,}8 \text{ тс});$$

Обобщенную сдвигающую силу N_p вычисляем по формуле (9), где значение $T_г = T_{шв.г} = 12$ кН/м (1.2 тс/м):

$$N_p = E_{сдв.г} + T_г = 843 + 12 = 855 \text{ кН}(85{,}5 \text{ тс}).$$

Силу R предельного сопротивления сдвигу вычисляем по формуле (I0), где $\sum_i^k Q_i = 0$, так как поверхность скольжения не пересекает

конструктивные элементы,

$$R = E_{yg.r} = 788 \text{ кН}(78{,}8 \text{ тс}).$$

Производим проверку условия (I), принимая в соответствии с указаниями пп. 2 и I2 $n_c = I$, $m = I{,}I5$, $k_н = I{,}I5$ и $m_g = I{,}I$:

$$n_c N_p = I \cdot 855 < \frac{m m_g}{k_н} R = \frac{I{,}I5 \cdot I{,}I}{I{,}I5} \cdot 788 \text{ или}$$

$$855 < 867,$$

т.е. условие (I) выполнено. Значение $(\frac{m m_g}{k_н} R - n_c N_p)$ будет равно I2 кН(I,2 тс).

Теперь изменяем только значения углов α_2 и α_3, принимая, например, $\alpha_2 = 50^0$ и $\alpha_3 = 70^0$ или $\alpha_2 = 60^0$ и $\alpha_3 = 60^0$, и аналогичным образом производим оценку устойчивости сооружений при принятой поверхности скольжения. Шаг изменения углов α рекомендуется принимать не более 5^0.

Изменяя углы α_2 и α_3, находим наиболее опасную поверхность скольжения между шпунтом и анкерной плитой, при которой значение $(\frac{m m_g}{k_н} R - n_c N_p)$ будет минимальное. Поиск этой поверхности в примере расчета не приводится.

Устойчивость сооружения при поверхностях скольжения проходящих через низ шпунта и низ анкерной плиты, будет обеспечена, если при найденной наиболее опасной поверхности скольжения между шпунтом и анкерной плитой условие (I) выполнено.

В соответствии с указаниями п.I3 при наличии штабеля навалочного груза рассматриваем также поверхности скольжения, проходящие ниже острия шпунта, а затем поверхности скольжения, проходящие правее и ниже подошвы анкерной плиты. Расчеты по определению устойчивости по этим поверхностям скольжения не приводим, так как они аналогичны вышеприведенным.

Общую устойчивость сооружения можно считать обеспеченной, если при всех возможных поверхностях скольжения условие(I) будет выполнено

Приложение 3

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ АНКЕРНЫХ УСТРОЙСТВ

I. Расчет анкерных устройств должен включать:

расчеты анкерных опор;

расчет прочности анкерных тяг;

расчет прочности узлов крепления и соединений анкерных тяг.

В настоящем приложении приводятся указания по расчету вертикальных анкерных плит (пп.2-I2), анкерных тяг (пп.I3,I4), шарнирных узлов креплений и соединений анкерных тяг (пп.I5-I9), а также конструктивные требования к анкерным устройствам (пп.20-28).

Примечание. В дополнении № I к настоящим Указаниям приводятся рекомендации по определению усилий в анкерных тягах в особых случаях (при исследованиях анкерных тяг, при анализе напряженного состояния эксплуатируемой набережной и др.).

Расчет вертикальных анкерных плит

2. Расчет вертикальных анкерных плит включает:

расчет устойчивости;

расчет по деформациям;

расчет прочности;

расчет железобетонных анкерных плит по раскрытию трещин.

Расчеты устойчивости, прочности, а также расчеты по деформациям плит, анкерующих лицевые элементы шпунтовых набережных, следует производить по первой группе предельных состояний. Остальные расчеты выполняются по второй группе предельных состояний.

Расчет устойчивости

3. Расчет устойчивости вертикальных анкерных плит при угле наклона анкерной тяги к горизонтам не более 15^0 производится, исходя из условия

$$n_c (T_{a\,пл} + \rho E_{a\,r}) \leq \frac{m\, m_g}{k_н} \rho E_{п.г} \,, \qquad (I)$$

где n_c; m; $k_н$ – те же значения, что и в формуле (I.II) настоящих Указаний;

$T_{a\,пл}$ – горизонтальная составляющая усилия в анкерной тяге, передаваемого на анкерную плиту; значение $T_{a\,пл}$ допускается вычислять по формуле

$$T_{a\,пл} = R_a \cdot l_a - \frac{\gamma_{I\,зас} h_{ср} L d}{4} \,, \qquad (2)$$

R_a – горизонтальная реакция в месте крепления анкерной тяги к лицевому элементу (на единицу длины сооружения), определяемая в соответствии с указаниями по расчету отдельных видов причальных набережных;

l_a – расстояние между анкерными тягами;

$\gamma_{I\,зас}$ – удельный вес грунта засыпки выше анкерных тяг, определяемый при коэффициенте надежности по нагрузке, равном 0,9;

$h_{ср}$ – средняя толщина слоя грунта над анкерными тягами;

L – длина анкерной тяги, определяемая согласно указаниям по расчету отдельных видов причальных набережных;

d – диаметр или толщина анкерной тяги с учетом слоя противокоррозионной защиты;

ρ – коэффициент, принимаемый по графику на рис.I;

$E_{a.r}$ – горизонтальная составляющая активного давления грунта, определяемая по указаниям п.4;

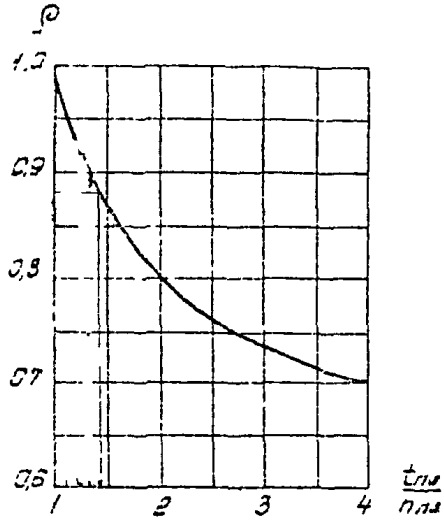


Рис. I. График для определения коэффициента ρ

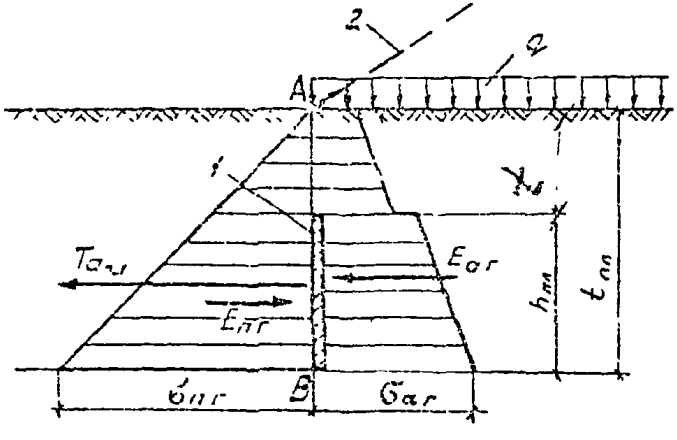


Рис. 2. К расчету устойчивости вертикальных анкерных плит

I- анкерная плита; 2- призоль взаимочного груза

m_q - дополнительный коэффициент условий работы, принимаемый равным единице;

$E_{n.r}$ - горизонтальная составляющая пассивного давления грунта, определяемая по указаниям п. 5.

Значения R_a, $E_{a.r}$ и $E_{n.r}$ вычисляются при максимальном уровне воды перед набережной.

4. Активное давление грунта $E_{a.r}$ определяется на расчетную поверхность AB (рис.2) в пределах заглубления t_{nA} анкерной плиты, при этом временная нагрузка на поверхности засыпки располагается от расчетной поверхности.

При горизонтальной поверхности засыпки, равномерно распределенной временной нагрузке q за анкерной плитой и зазоре между анкерными плитами не более $0,2\,l_a$ горизонтальная составляющая $E_{a.r}$ активного давления однородного грунта на анкерную плиту вычисляется по формуле

$$E_{a.r}=(q+0,5\,\gamma_{I\,зас}\,t)\,\lambda_{a.r_1}\cdot t\cdot l_a+(q+\gamma_{I\,зас}\,t+0,5\,\gamma_{I\,зас}\,h_{nA})\,h_{nA}\,\lambda_{a.r_2}\,l_a, \quad (3)$$

где $\gamma_{I\,зас}$ - удельный вес грунта засыпки за анкерной плитой, определяемый при коэффициенте надежности по нагрузке, равном I,I;

t - заглубление верха плиты от поверхности засыпки;

h_{nA} - высота анкерной плиты;

$\lambda_{a.r_1}$; $\lambda_{a.r_2}$ - коэффициенты горизонтальных составляющих активного давления грунта, определяемые по табл. I приложения 8 при $\varepsilon=0$ и соответственно $\delta=\varphi_{I\,зас}$ и $\delta=\frac{2}{3}\varphi_{I\,зас}$;

$\varphi_{I\,зас}$ - угол внутреннего трения грунта засыпки за анкерной плитой.

В остальных случаях горизонтальная составляющая $E_{a.r}$ активного давления грунта на анкерную плиту определяется по указаниям приложения 8, при этом необходимо учитывать следующее:

а) если анкерная плита располагается в пределах штабеля навалочного груза, то значение $E_{a.г}$ следует определять по формуле (30) приложения 8, располагая штабель от расчетной поверхности AB и принимая наиболее опасную поверхность обрушения ломаной (рис.3). Углы наклона участков наиболее опасной поверхности обрушения за анкерной плитой в пределах засыпки ($\alpha'_{пл}$) и в пределах штабеля ($\alpha_{шт}$) допускается определять по графикам на рис.4 при указанных на нем условиях;

б) при зазоре между анкерными плитами менее $0,2\,l_a$ значение $E_{a.г}$ следует определять на длине l_a;

в) при зазоре между анкерными плитами более $0,2\,l_a$ значение $E_{a.г}$ следует определять как для отдельно стоящих опор по указаниям п. 10 приложения 8.

5. Пассивное давление грунта $E_{п.г}$ определяется на расчетную поверхность AB (см. рис. 2) в пределах заглубления $t_{пл}$ анкерной плиты, при этом временная нагрузка на поверхности засыпки не учитывается.

При горизонтальной поверхности засыпки и зазоре между анкерными плитами не более $0,2\,l_a$ горизонтальная составляющая пассивного давления однородного грунта $E_{п.г}$ на анкерную плиту вычисляется по формуле

$$E_{п.г} = 0,5\,\gamma_{I\,зас}\cdot t^2_{пл}\cdot\lambda_{п.г}\cdot l_a \quad , \qquad (4)$$

где $\gamma_{I\,зас}$ – удельный вес грунта засыпки перед анкерной плитой, определяемый при коэффициенте надежности по нагрузке, равном 0,9;

$\lambda_{п.г}$ – коэффициент горизонтальной составляющей пассивного давления грунта, определяемая по табл.2 приложения 8 при $\xi=0$ и $\delta=\varphi_{I\,зас}$;

$\varphi_{I\,зас}$ – угол внутреннего трения грунта засыпки перед анкерной плитой.

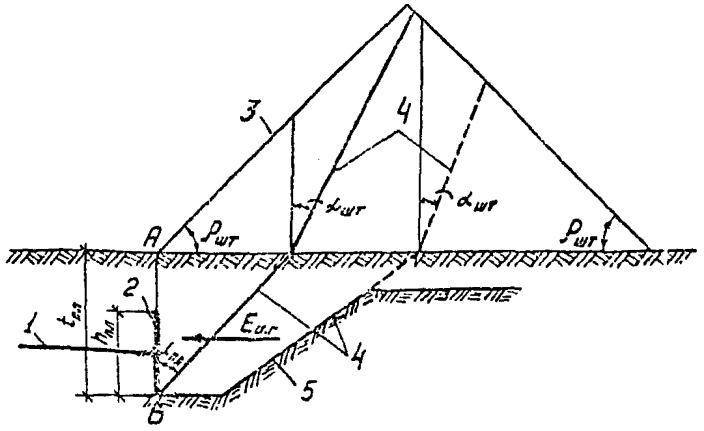


Рис. 3. К определению активного давления грунта на анкерную плиту при расположении её под штабелем навалочного груза

1- анкерная тяга; 2- анкерная плита; 3- штабель навалочного груза; 4- наиболее опасная поверхность скольжения; 5- поверхность котлована

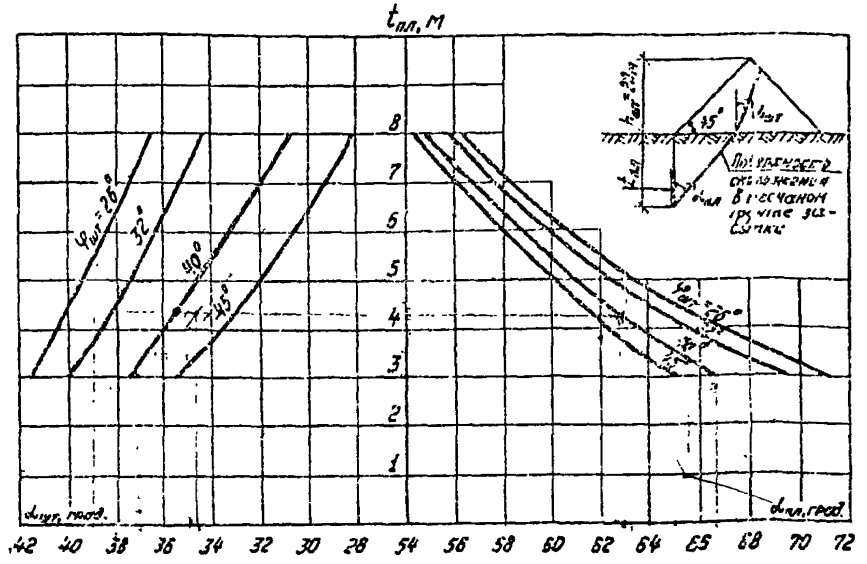


Рис. 4. Графики для определения угла наклона $\alpha_{пл}$ и $\alpha_{шт}$ наиболее опасной поверхности скольжения за анкерной плитой

В остальных случаях горизонтальная составляющая $E_{a.r}$ пассивного давления грунта определяется по указаниям приложения 8, при этом необходимо учитывать следующее:

а) при зазоре между анкерными плитами менее $0,2\,l_a$ значение $E_{a.r}$ следует определять на длине l_a;

б) при зазоре между анкерными плитами более $0,2\,l_a$ значение $E_{a.r}$ следует определять как для отдельно стоящих опор по указаниям п. I3 приложения 8.

Расчет по деформациям

6. Расчет анкерных плит по деформациям производится исходя из условия

$$U \leq U_{пр} \quad , \tag{5}$$

где U – величина горизонтального смещения анкерной плиты, определяемая по формуле

$$U = \frac{T_{a\,пл} + \rho E_{a.r}}{h_{пл} \cdot \delta_{пл} \cdot K_п} \quad ; \tag{6}$$

$T_{a\,пл}$ – горизонтальная составляющая усилия в анкерной тяге, вычисляемая по формуле (2);

ρ – коэффициент, принимаемый по графику на рис. I;

$E_{a.r}$ – горизонтальная составляющая активного давления грунта, определяемая по указаниям п.4;

$h_{пл}; \delta_{пл}$ – соответственно высота и ширина анкерной плиты;

$K_п$ – коэффициент податливости грунта перед анкерной плитой, зависящий от вида грунта, его плотности, глубины заложения анкерной плиты и др.; для песчаного грунта средней плотности при $h_{пл} \geq \frac{1}{3} t_{пл}$ рекомендуется принимать $K_п = 8$ МН/м^3 (800 тс/м^3);

$t_{пл}$ – заглубление низа анкерной плиты от поверхности засыпки;

$U_{пр}$ – предельная величина горизонтального смещения анкерной плиты, принимаемая равной предельной величине горизонтального смещения шпунта на уровне анкеровки, определяемой по табл.I.4 настоящих Указаний.

Значения $T_{a\,пл}$ и $E_{a.г}$ в расчете плит, анкерующих лицевые элементы шпунтовых набережных, вычисляются при коэффициентах надежности по нагрузке и грунту для первой группы предельных состояний, для других анкерных плит – при коэффициентах надежности по нагрузке и грунту, равных единице (см. пп. I.28 и I.52 настоящих Указаний).

Расчет прочности

7. Расчет прочности железобетонных анкерных плит следует выполнять в соответствии с требованиями СНиП 2.06.08-87[7], анкерных плит из металлического шпунта – согласно требованиям СНиП П-23-81[8]. При этом дополнительный коэффициент условий работы принимается равным единице.

8. Расчет прочности анкерных плит производится на усилия, которые возникают от действия реактивного давления грунта перед плитой (рис.5). Интенсивность реактивного давления грунта на уровне низа и верха анкерной плиты определяется соответственно по формуле

$$\sigma_{\substack{макс\\мин}} = \frac{T_{a\,пл}}{b_{пл}\,h_{пл}}\left(1 \pm \frac{6\cdot e}{h_{пл}}\right), \qquad (7)$$

$T_{a\,пл}$ – горизонтальная составляющая усилия в анкерной тяге, вычисляемая по формуле (2) при минимальном расчетном уровне воды перед набережной;

$b_{пл}; h_{пл}$ – соответственно ширина и высота анкерной плиты;

e – расстояние от середины высоты плиты до точки крепления анкерной тяги;

При высоте анкерных плит менее I,5 м, и также в случаях, когда $\sigma_{макс} < 1{,}5\,\sigma_{мин}$, интенсивность реактивного давления грунта допускается принимать равномерно распределенной по высоте и ширине плиты,

вычисляя её значение по формуле

$$\sigma = \frac{T_{a\,пл}}{b_{пл} \cdot h_{пл}} \qquad (8)$$

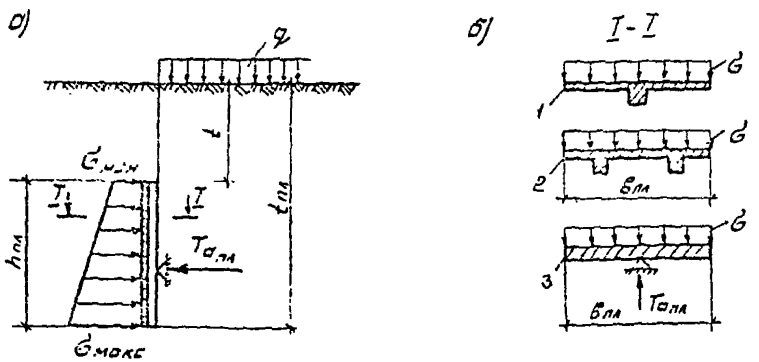


Рис. 5. К определению усилий в анкерных плитах

а- расчетная схема к определению усилий в вертикальном направлении; б- расчетная схема к определению усилий в поперечном направлении; I- плита таврового сечения ; 2- плита ребристого сечения; 3- плита прямоугольного сечения

9. Усилия в анкерной плите в вертикальном направлении определяются из расчета её как двухконсольной балки с опорой в месте крепления анкерной тяги (рис.5, а).

При величине $e \leq \frac{1}{20} h_{пл}$ максимальный изгибающий момент $M_{макс}$ (на ширину $b_{пл}$) допускается вычислять по формуле

$$M_{макс} = 0{,}125\, T_{a_{пл}}\, h_{пл} \;, \qquad (9)$$

где e; $T_{a_{пл}}$; $h_{пл}$; $b_{пл}$ - те же значения, что и в формуле (7).

В анкерных плитах прямоугольного сечения максимальный изгибающий момент (на ширину $b_{пл}$) следует уменьшать на величину $0{,}1\, T_{a_{пл}} \cdot h_{под}$ за счет влияния металлической подкладки, через которую передается усилие $T_{a\,пл}$ на анкерную плиту (где $h_{под}$ - высота металлической подкладки).

IO. Усилия в анкерной плите таврового или ребристого сечения в поперечном направлении определяются в месте примыкания полки к ребру, рассматривая полку как консоль, а плиту между ребрами - как балку, заделанную по концам (рис.5,б).

В анкерных плитах прямоугольного сечения усилия в поперечном направлении определяются из расчета плиты как двухконсольной балки с опорой в месте крепления анкера (рис.5, б), при этом максимальный изгибающий момент (на высоту $h_{пл}$)следует уменьшать на величину 0,I $T_{a_{пл}} \cdot b_{под}$ за счет влияния металлической подкладки, через которую передается усилие $T_{a_{пл}}$ на анкерную плиту (где $b_{под}$ - ширина металлической подкладки).

Интенсивность реактивного давления грунта σ на расчетном участке допускается осреднять и принимать равномерно распределенной.

Расчет железобетонных анкерных плит по раскрытию трещин

II. Расчет железобетонных анкерных плит по раскрытию трещин следует производить в соответствии с требованиями СНиП 2.06.08-87 [7] с учетом рекомендаций п.I.25 настоящих Указаний.

I2. Расчет по раскрытию производится на усилия, которые определяются так же, как и для расчета прочности (см. пп.8-I0), но при этом значение $T_{a_{пл}}$ вычисляется при коэффициентах надежности по нагрузке и грунту, равных единице (см. пп. I.28 и I.52 настоящих Указаний).

Расчет прочности анкерных тяг

I3. Металлические анкерные тяги с шарнирным закреплением концов при выполнении конструктивных требований настоящего приложения

(например, наличие строительного подъема и др.) и обеспечении проектной плотности грунта засыпки под тягой в соответствии с требованиями п.I.82 настоящих Указаний рассчитываются на растяжение из условия

$$n_c \frac{T_a}{F_{нт}} \leq \frac{m \cdot m_g}{k_н} R_y , \qquad (10)$$

где n_c, m, $k_н$ – те же значения, что и в формуле (I.I) настоящих Указаний;

T_a – максимальное растягивающее усилие в анкерной тяге, определяемое по формуле

$$T_a = \frac{R_a \ell_a}{\cos \alpha} ; \qquad (11)$$

R_a – максимальная горизонтальная реакция в месте крепления анкерной тяги к лицевому элементу (на единицу длины сооружения), определяемая в соответствии с указаниями по расчету отдельных видов причальных набережных;

ℓ_a – расстояние между анкерными тягами;

α – угол наклона тяги к горизонтали;

$F_{нт}$ – площадь сечения тяги нетто;

m_g – дополнительный коэффициент условий работы, принимаемый для анкерных тяг из стали ВСт3пс2, ВСт3сп2, 09Г2С и 10Г2С I-I равным 0,85, а для сталей других классов – 0,75;

R_y – расчетное сопротивление материала тяги растяжению, принимаемое по СНиП II-23-81 [8]; для сталей ВСт3пс2 и ВСт3сп2 толщиной свыше 40мм следует принимать R_y = 205 МПа (2100 кгс/см^2).

Примечание. При строительстве набережных в особо суровых природно-климатических условиях расчет прочности анкерных тяг следует производить с учетом температурных воздействий в соответствии с рекомендациями, приведенными в дополнении № I к настоящим Указаниям.

I4. Расчет прочности железобетонных анкерных тяг и расчет по

образованию или раскрытию трещин выполняются в соответствии с рекомендациями, приведенными в дополнении № I к настоящим Указаниям.

Расчет прочности узлов креплений и соединений анкерных тяг

I5. Расчет прочности шарнирного узла крепления анкерной тяги к лицевому элементу (как правило, железобетонному), показанного на рис. 6, состоит из расчета прочности проушины анкерной тяги и щеки. Диаметр $d_п$ пальца, соединяющего проушину со щекой, следует принимать:

$d_п \geq d$ - для тяг круглого сечения;

$d_п \geq 1{,}15\sqrt{F_{нт}}$ - для тяг другой формы сечения,

где d; $F_{нт}$ - соответственно диаметр и площадь сечения нетто анкерной тяги.

Проушина анкерной тяги (рис. 6, в, г, д) рассчитывается на смятие и растяжение исходя из следующих условий:

на смятие

$$n_c \frac{T_a}{\delta_{пр}\, d_{пр}} \leq \frac{m \cdot m_g}{k_н} R_p; \qquad (I2)$$

на растяжение

$$n_c \frac{T_a}{0{,}4\, \delta_{пр}\, b_{пр}} \leq \frac{m \cdot m_g}{k_н} R_y, \qquad (I3)$$

где n_c; m; $k_н$ - те же значения, что и в формуле (I.I) настоящих Указаний;

T_a - то же значение, что и в формуле (II);

$\delta_{пр}$; $b_{пр}$ - соответственно толщина и высота проушины анкерной тяги;

$d_{пр}$ - диаметр проушины, принимаемый равным $d_п$;

m_g - дополнительный коэффициент условий работы, принимаемый равным 0,7;

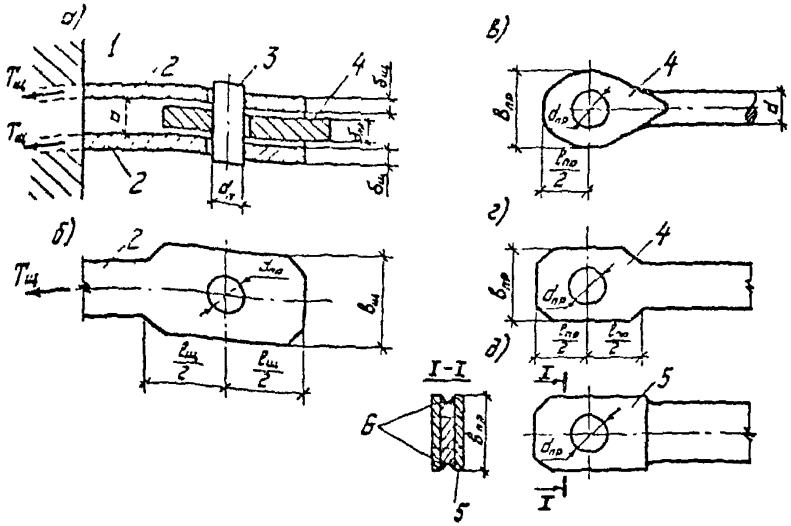


Рис. 6. Схема к расчету шарнирного узла крепления анкерной тяги с лицевым элементом

а- схема шарнирного узла (в плане); б- щека; в- проушина анкерной тяги круглого сечения; г- проушина анкерной тяги из полосовой стали; д- проушина составного сечения; I- лицевой элемент; 2- щека; 3- пакет; 4- проушина; 5- накладка; 6- сварной шов

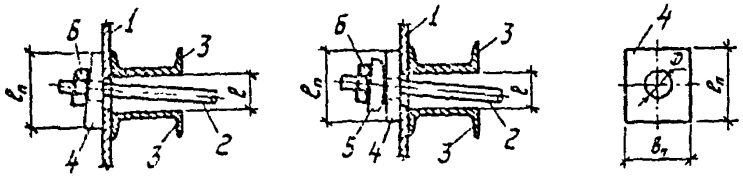


Рис. 7. Схема к расчету шарнирного узла крепления анкерной тяги к металлическому шпунту

а- узел с плоской подкладкой; б- узел с шарнирной подкладкой; I- шпунт; 2- анкерная тяга; 3- ивеллер распределительного пояса; 4- плоская подкладка; 5- шарнирная подкладка; 6- гайка

R_p – расчетное сопротивление материала проушины смятию торцовой поверхности, принимаемое по СНиП П-23-81[8].

R_y – то же значение, что и в формуле (10).

Длину проушины $l_{пр}$ (рис.6) следует принимать равной

$$l_{пр} = 1{,}35\ \delta_{пр} \ , \qquad (14)$$

где $\delta_{пр}$ – ширина проушины (минимальная), вычисленная из условия (13) при знаке равенства.

При составном сечении проушины длина накладок, усиливающих сечение, определяется длиной сварного шва. При двух накладках (4 сварных шва) длина каждого шва рассчитывается на усилие $\frac{T_a}{4}$ (рис.6,д)

Щеки шарнирного соединения (рис.6, б) рассчитываются на растяжение из условия

$$n_c \frac{T_щ}{0{,}4\ \delta_щ\ \delta_щ} \le \frac{m \cdot m_g}{k_н} R_y \ , \qquad (15)$$

где $T_щ$ – растягивающее усилие в щеке, вычисляемое по формуле

$$T_щ = 0{,}5 \cdot K_s T_a \ ; \qquad (16)$$

K_s – коэффициент, принимаемый равным

$$K_s = 1 + 0{,}8 \left(1 - \frac{\delta_{пр}}{a}\right) \ ; \qquad (17)$$

$\delta_{пр}$ – толщина проушины;

a – расстояние в свету между щеками;

T_a – то же значение, что и в формуле (11);

$\delta_щ$ – толщина щеки, определяемая по формуле

$$\delta_щ = 0{,}5\ K_s \cdot \delta_{пр} \ ; \qquad (18)$$

$\delta_{пр}$ – толщина проушины минимальная, вычисленная из условия (13) при знаке равенства;

$\delta_щ$ – высота щеки;

m_g – дополнительный коэффициент условий работы, принимаемый равным 0,7;

R_y – то же значение, что и в формуле (10).

Длину щеки $\ell_щ$ (рис.8,б) следует принимать равной

$$\ell_щ = 1{,}35\ \delta_щ\ , \qquad (19)$$

где $\delta_щ$ - высота щеки (минимальная), вычисленная из условия (15) при знаке равенства.

Во всех случаях площадь сечения щеки в направлении действия силы должна быть не менее $\frac{\delta_щ (\ell_щ - d_п)}{2}$.

Примечание. При усилении сечения проушин с помощью накладок величина $\delta_{пр}$ в формулах (12) и (13) принимается с учетом их толщины.

16. Расчет прочности шарнирного узла крепления анкерной тяги к металлическому шпунту, показанного на рис.7 состоит из расчета прочности металлических подкладок под гайку.

Плоские металлические подкладки под гайки (рис.7) рассчитываются на изгиб из условия

$$n_c \frac{M}{W_п} \leq \frac{m \cdot m_0}{k_н} R_y\ , \qquad (20)$$

где n_c; m; $k_н$ - те же значения, что и в формуле (I.1) настоящих Указаний;

M - изгибающий момент в подкладке; при наличии распределительного пояса значение M определяется из расчета подкладки как балки на двух опорах по формуле:

$$M = 0{,}25\ T_a (\ell_р - 0{,}25\ D) - P_1 (0{,}05\ D - 0{,}4\ \ell_1)\ ; \qquad (21)$$

T_a - то же значение, что и в формуле (11);

$\ell_р$ - расчетный пролет, принимаемый равным $(\ell + \delta)$;

ℓ - расстояние между швеллерами распределительного пояса в см, вычисляемое по формуле

$$\ell = 2 (h \cdot tg\alpha + \Delta) + d\ ; \qquad (22)$$

h, δ - соответственно высота и толщина стенки швеллера распределительного пояса в см;

α - угол наклона анкерной тяги к горизонтали;

Δ - конструктивный зазор, принимаемый равным не менее 3 см;

d - диаметр шпильки анкерной тяги в см;

D - диаметр отверстия в подкладке, в см, принимаемый равным

$$D = d + 1{,}5 \quad ; \tag{23}$$

P_1 - усилие, приходящееся на опорную площадь под гайку, определяемое по формуле

$$P_1 = \frac{T_a \cdot F_{on}}{\pi (r_1^2 - 0{,}25\, D^2)} \quad ; \tag{24}$$

F_{on} - опорная площадь под гайку, вычисляемая по формуле

$$F_{on} = r_1^2 \frac{\pi \psi}{180^\circ} - 0{,}5\, D \sqrt{r_1^2 - 0{,}25\, D^2} \quad ; \tag{25}$$

r_1 - наружный радиус опорной площади под гайку, который допускается принимать равным

$$r_1 = d + 0{,}5 \quad ; \tag{26}$$

ψ - угол, принимаемый равным

$$\psi = \arccos \frac{0{,}5\, D}{r_1} \quad ; \tag{27}$$

W_n - момент сопротивления сечения подкладки, вычисляемый по формуле,

$$W_n = \frac{(\delta_n^2 + \delta_{wn}^2)\, b}{6} ; \tag{28}$$

δ_n и δ_{wn} - соответственно толщина подкладки в средней части и толщина стенки шпунта;

b - расчетная ширина подкладки, принимаемая равной $2D$;

m_g - дополнительный коэффициент условий работы, принимаемый равным 0,85;

R_y - то же значение, что и в формуле (10).

Длина плоской подкладки l_n в см должна быть не менее $(l + \delta + 7)$, ширина b_n - не менее $3D$.

Толщину в середине подкладки и диаметр отверстия шарнирных металлических подкладок (рис.7) следует принимать такими же, как и для плоских подкладок.

17. Расчет прочности шарнирного узла крепления анкерной тяги к железобетонной анкерной плите, показанного на рис.8, а, состоит из расчета металлической подкладки, на которую опирается палец. Диаметр пальца следует принимать по указаниям п.15.

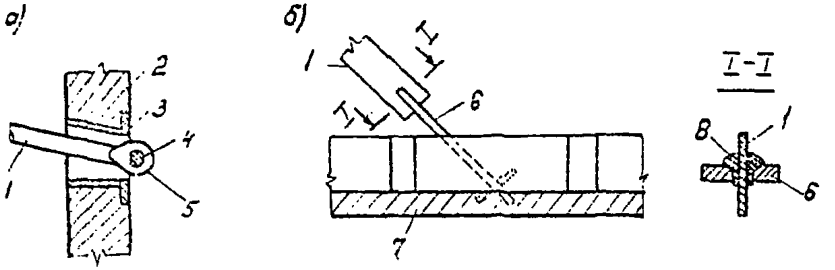


Рис.8. Схемы к расчету шарнирных узлов креплений анкерной тяги к анкерной или фундаментной плитам

а - схема к расчету шарнирного узла крепления анкерной тяги к железобетонной анкерной плите; б - то же к фундаментной плите; 1 - анкерная тяга; 2 - анкерная плита; 3 - металлическая подкладка; 4 - палец; 5 - проушина анкерной тяги; 6 - закладная деталь фундаментной плиты ; 7 - фундаментная плита; 8 - сварной шов

Размеры подкладки в плане определяются из расчета на местное смятие (смятие) и на продавливание бетона под подкладкой под действием силы $T_{a_{пд}}$ в соответствии с требованиями СНиП 2.03.01-84 [13], где $T_{a_{пд}}$ - то же значение, что и в формуле (7).

Подкладка рассчитывается на изгиб в вертикальном и горизонтальном направлениях из условия

$$n_c \frac{M}{W_n} \leq \frac{m \cdot m_g}{k_н} R_y , \qquad (29)$$

где n_c, m, $k_н$ - те же значения, что и формуле (1.1);

M – изгибающий момент в середине подкладки, определяемый из расчета подкладки как балки на жестком основании по формулам:

в вертикальном направлении

$$M = 0{,}1\, T_{a_{пл}} \cdot h_{под}\ ; \qquad (30)$$

в горизонтальном направлении

$$M = 0{,}1\, T_{a_{пл}} \cdot b_{под}\ ; \qquad (31)$$

$T_{a_{пл}}$ – то же значение, что и в формуле (7);

$h_{под}$; $b_{под}$ – соответственно высота и ширина металлической подкладки;

W_n – момент сопротивления сечения нетто;

m_g – дополнительный коэффициент условий работы, принимаемый равным 0,85;

R_y – то же значение, что и в формуле (10).

18. Расчет прочности шарнирного узла соединения анкерной тяги в набережных уголкового профиля с закладной деталью фундаментной плиты (рис.8,б) состоит из расчета сварного углового шва на срез, исходя из следующих условий:

по металлу шва

$$n_c \frac{0{,}5\, T_a}{\beta_f k_f \ell_\omega} \le \frac{m \cdot m_g}{k_н} R_{\omega f}\ , \qquad (32)$$

по металлу границы сплавления

$$n_c \frac{0{,}5\, T_a}{\beta_z k_f \ell_\omega} \le \frac{m \cdot m_g}{k_н} R_{\omega z}\ , \qquad (33)$$

где $n_c, m, k_н$ – те же значения, что и в формуле (I.I);

T_a – то же значение, что и в формуле (10);

β_f – коэффициент, принимаемый равным 0,7;

β_z – коэффициент, принимаемый равным I,0;

k_f – катет шва;

ℓ_ω – расчетная длина шва, принимаемая меньше его полной

длины на 10 мм;

m_3 - дополнительный коэффициент условий работы, принимаемый равным 0,7;

R_{wf}, R_{wz} - расчетное сопротивление угловых швов срезу (условному), принимаемое соответственно по металлу шва и по металлу границы сплавления, принимаемые по указаниям СНиП II-23-81 [8].

19. Расчет прочности шарнирных узлов соединений отдельных звеньев анкерных тяг между собой производится также, как узлов крепления концов анкерных тяг (см.пп. 15-18).

Конструктивные требования

20. Анкерные опоры у шпунтовых набережных рекомендуется, как правило, выполнять в виде вертикальных железобетонных плит.

Железобетонные анкерные плиты рекомендуется принимать прямоугольного сечения.

Зазор между железобетонными анкерными плитами должен быть не менее 5 см.

При установке анкерных плит в воду следует предусматривать грубое равнение поверхностного слоя грунта.

21. Анкерные тяги рекомендуется выполнять из стали круглого или прямоугольного сечения. В отдельных случаях при наличии производственной базы рекомендуется применять железобетонные анкерные тяги с предварительно - напряженной высокопрочной арматурой.

22. Для причальных набережных, возводимых в районах с расчетной температурой выше минус 30°С, металлические анкерные тяги и металл узлов крепления и соединений рекомендуется изготовлять из стали марки ВСт. пс 2 по ГОСТ 380-71[X] [26].

При возведении набережных в районах с расчетной температурой ниже минус 30°С следует, как правило, применять низколегированную

сталь марок 09Г2С и 10Г2С 1Д категорий 6-12 по ГОСТ 19282-73 (с гарантией ударной вязкости не ниже 30Н.см/м2 (3 кгс.см/м2) при температуре минус 40°С), причем для свариваемых звеньев - категории 12.

23. Анкерные тяги из стали круглого сечения рекомендуется применять при анкеровке за отдельно стоящие опоры (анкерные стенки, плиты и пр.).

В зависимости от длины анкерных тяг, условий транспортировки и монтажа, анкерные тяги могут собираться из звеньев длиной не более 12 м, соединенных между собой с помощью натяжных муфт (талрепов). Натяжные муфты должны располагаться выше строительного уровня воды.

24. Металлические анкерные тяги прямоугольного сечения рекомендуется применять в гравитационных набережных при анкеровке за фундаментные плиты, массивы гиганты и другие элементы сооружения. Такие тяги, как правило, изготовляются из одного звена.

Целесообразно прямоугольное сечение анкерных тяг принимать с отношением ширины (толщины) к высоте от 1:5 до 1:10. При этом толщина тяги должна приниматься не менее 12 мм.

Соединение звеньев анкерной тяги между собой следует выполнять с помощью контактной стыковой сварки в соответствии с требованиями ГОСТ 14098-85 [27] и указаний СН393-78 [28], автоматической ванношлаковой сваркой пластинчатым электродом в соответствии с указаниями Инструкции [29] и другими методами, гарантирующими требуемую прочность.

25. Узлы крепления анкерных тяг, как правило, следует выполнять шарнирными. Конструкция шарнирного соединения должна исключать возможность защемления анкерной тяги в узле (см.рис.6-8).

Крепления анкерных тяг прямоугольного сечения к железобетонным элементам в гравитационных набережных рекомендуется выполнять на одном конце с помощью шарнира с пальцем (см.рис.6), а на другом-с помощью сварки тяги с закладной деталью. Конструкция свар-

ного узла должна обеспечивать поворот тяги в узле соединения за счет малой жесткости закладной детали в вертикальной плоскости (пластический шарнир). Указанному требованию удовлетворяет конструкция узла крепления, показанная на рис.8. Размещение шарнирного и сварного узла крепления зависит от условий производства работ при возведении набережной.

26. При установке анкерных тяг в шпунтовых набережных рекомендуется их укладывать со строительным подъемом.

Для металлических анкерных тяг круглого сечения величина строительного подъема принимается не более 0,01 l (где l - длина тяги). При этом рекомендуется давать анкерным тягам предварительное натяжение до 30 кН (3 тс).

Для железобетонных анкерных тяг величина строительного подъема определяется расчетом.

27. При создании строительного подъема анкерных тяг с помощью специально устанавливаемых под тягами свай необходимо, чтобы сваи забивались после засыпки грунта под тягами на глубину не более 2 м.

Для создания строительного подъема не допускается крепить тяги к несмещаемым по вертикали опорам.

28. Металлические анкерные тяги должны иметь антикоррозионную защиту. В качестве противокоррозионной защиты могут быть применены битумные, эпоксидные и эпоксидно-каменноугольные эмали, герметики и ленточные материалы (поливинилхлоридная, бутилкаучуковая и др. липкие ленты).

Битумно-резиновая эмаль наносится в два слоя общей толщиной не менее 3 мм, поливинилхлоридная лента должна наматываться с перекрытием предыдущего витка не менее, чем на 3 см, последовательно в два слоя, а лента бризола - в один слой без перекрытия предыдущих витков.

Перед нанесением противокоррозионной защиты поверхность анкерной

тяги очищается и грунтуется. Толщина грунтовки должна составлять 0,1÷0,2 мм.

Узлы креплений и соединений анкерных тяг должны заливаться битумно-резиновой эмалью.

Приложение 4

ОСНОВНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ОТДЕЛЬНЫХ ТИПОВ ШПУНТОВ

Таблица I

Основные характеристики шпунта таврового сечения с предварительно напряженной арматурой

Высота сечения шпунта h, см	Площадь сечения напрягаемой арматуры, $см^2$		Приведенный момент инерции $J_п$, $см^4$	Расчетный изгибающий момент, воспринимаемый сечением, кН.м (1кН.м =0,1тс.м)			
				по прочности		по трещиностойкости	
	в полке $F_п$	в ребре $F_р$		в полке $M_п$	в ребре $M_р$	в полке $M_п$	в ребре $M_р$
40	34,4	14,7	368000	235	215	180	140
50	43,1	18,5	734000	390	340	350	190
60	43,1	18,5	1246000	560	435	480	250
70	56,3	24,1	2031000	800	640	740	365
80	56,3	24,1	2958000	1020	765	860	425
90	56,3	24,1	4109000	1260	835	1020	485

Примечание. При определении характеристик принимались:
марка бетона 400 ;
арматура класса А-IIIв;
размеры шпунта (в см) по рис.

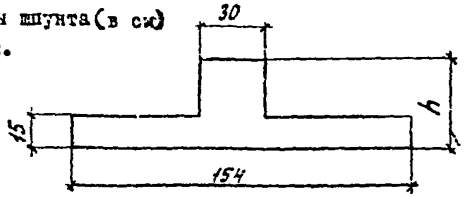
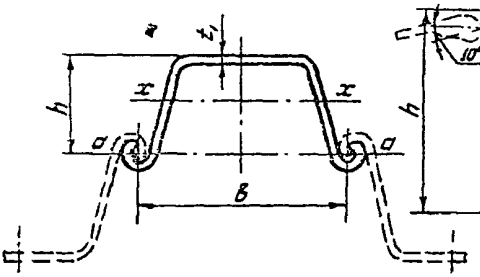


Таблица 2

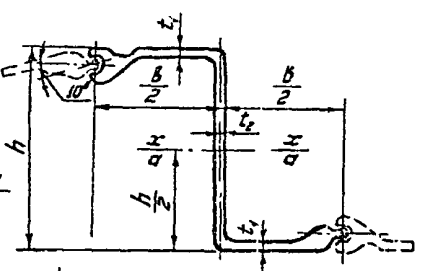
Основные характеристики стального шпунта

Профиль	Размеры поперечного сечения, мм				Площадь поперечного сечения, $см^2$	на 1 м длины стены		Масса 1 $м^2$ стены, кг
						Момент инерции относительно оси а-а J_a, $см^4$	Момент сопротивления относительно оси а-а W_a, $см^3$	
	h	B	t_1	t_2				
Корытный:								
Ларсен IУ	I80	400	I4,8	-	94	39600	2200	I85
Ларсен У	I72	420	2I	-	I27	50943	2962	233
Плоский:								
ШП-I	8I	400	I0	-	82,I	960	I88	I60
ШП-2	57	200	8	-	39	482	I66	I50
Зетовый:								
ШД- 3	240	400	I0	9	78	I9000	I575	I53
ШД- 5	320	400	I4	I2	II9	50250	3I40	213

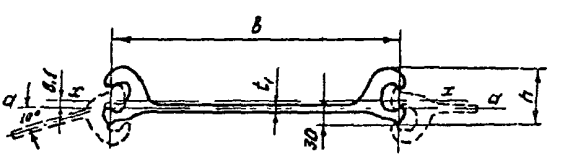
Ларсен



Зетовый



Плоский



Приложение 5

ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В ЭЛЕМЕНТАХ НАБЕРЕЖНОЙ ОТ НАВАЛА СУДНА ПРИ ПОДХОДЕ К СООРУЖЕНИЮ

I. В настоящем приложении приводятся рекомендации по определению усилий в шапочной балке и в сборных железобетонных лицевых элементах таврового или прямоугольного сечений шпунтовых набережных, набережных уголкового профиля, надстроек, и т.п. от навала судна при подходе к сооружению.

2. Изгибающие моменты в поперечном сечении лицевых элементов вычисляются для двух случаев:

при навале судна на шапочную балку;

при навале судна на лицевой элемент на уровне анкера (для заанкерованных элементов) или на уровне борта расчетного судна при минимальном навигационном уровне воды для безанкерных шпунтовых стен.

Кроме того, в лицевых элементах таврового сечения вычисляются изгибающие моменты в продольном сечении в месте примыкания полки к ребру.

3. Изгибающие моменты в поперечном сечении лицевых заанкерованных элементов допускается не учитывать:

а) от навала судна на шапочную балку:

для набережных уголкового профиля высотой $H_{ст} \geqslant 12$ м;

для шпунтовых набережных высотой $H_{ст} \geqslant 6$ м с отбойными устройствами на амортизаторах из автопокрышек диаметром I м;

для шпунтовых набережных высотой $H_{ст} \geqslant 9$ м при отсутствии отбойных устройств;

б) от навала судна на лицевой элемент:

для набережных любой высоты с отбойными устройствами на амортизаторах из сдвоенных автопокрышек диаметром I м при расчетном судне водоизмещением $D_c \leqslant 2000$ т;

для набережных высотой $H_{ст} \geqslant 9$ м с консолями высотой $h_к \geqslant 0,3 H_{ст}$ (или $h_к \geqslant 3$) и отбойными устройствами на амортизаторах из

одинарных автопокрышек диаметром I м при расчетном судне водоизмещением 2000 т;

для набережных высотой $H_{ст} \geqslant$ 9м с консолями высотой $h \geqslant 0{,}3H_к$ (или $h_к \geqslant$ 3 м) и отбойными устройствами на амортизаторах из сдвоенных автопокрышек диаметром I м при расчетном судне водоизмещением $D_c \leqslant$ 6000 т;

для набережных любой высоты при выполнении условия

$$H_x \leqslant R_a \cdot b_{эл} \quad , \qquad (I)$$

где H_x – поперечная горизонтальная нагрузка от навала судна при подходе к сооружению, определяемая по приложению IO;

R_a – горизонтальная составляющая максимального усилия в анкере на единицу длины сооружения, определяемая в соответствии с указаниями по расчету отдельных видов причальных набережных;

$b_{эл}$ – ширина лицевого элемента, принимаемая не более 3 м.

4. Максимальное значение изгибающего момента $M_ш$ в шапочной балке (при растяжении лицевой или тыловой грани) от навала судна при подходе к сооружению вычисляется по формуле

$$M_ш = 0{,}15\ H_x \cdot x_ш \ , \qquad (2)$$

где H_x – поперечная горизонтальная нагрузка от навала судна при подходе к сооружению, определяемая по приложению IO;

$x_ш$ – расстояние от нагрузки H_x до сечения, в котором определяется $M_ш$, принимаемое равным 3 м.

5. Ординары эпюры изгибающих моментов в поперечном сечении лицевого элемента шириной $b_{эл}$ от навала судна вычисляются по формулам:

при навале на шапочную балку

$$M_1 = 0{,}5 M; H_x \cdot b_{эл} \ ; \qquad (3)$$

при навале на лицевой элемент на уровне анкера

$$M_2 = 0{,}5\ \bar{M}_2\ (H_x - R_a \cdot \beta_{эл})\ \beta_{эл}\ , \qquad (4)$$

где $\bar{M}_1$ – ордината единичной эпюры изгибающих моментов, принимаемая по рис. I в зависимости от значения $\frac{y}{H_{ст}}$;

$\bar{M}_2$ – ордината единичной эпюры изгибающих моментов, принимаемая по рис. 2, 3 или 4 в зависимости от вида отбойных устройств, а также от значений $h_к$ и $\frac{y}{H_{ст}}$;

$h_к$ – высота консоли от верха сооружения до анкера;

y – расстояние от верха сооружения до сечения, в котором определяется M_1 или M_2 ;

$H_{ст}$ – высота стены от отметки проектного дна до верха сооружения;

H_x – то же значение, что и в формуле (2);

R_a – то же, значение, что и в формуле (I).

Примечание. Знак минус при M_1 и M_2 указывает на то, что в данном сечении растянута лицевая грань элемента.

6. В лицевых элементах таврового профиля шириной I,5÷I,6м максимальные изгибающие моменты в продольном сечении на Iм в месте примыкания полки к ребру $M_{п_1}$ и $M_{п_2}$ (кН.м/м) определяются по формулам (рис.5):

$$M_{п_1} = 0{,}5\ \beta_п^2\ (\sigma_{р.г_1} + \sigma_{а.г_1} + \sigma_{ф.г_1}) \qquad (5)$$

$$M_{п_2} = 0{,}6\ H_x\ \frac{\beta_п - 0{,}25\,d_1}{2\beta_п + d_2} - 0{,}5\ \beta_п^2\ (\sigma_{р.г_2} + \sigma_{а.г_2})\ , \qquad (6)$$

где $M_{п_1}$ – максимальный изгибающий момент на глубине y от верха сооружения, вызывающий растяжение тыловой грани полки (при приложении нагрузки H_x к шапочной балке или ребру элемента);

$M_{п_2}$ – максимальный изгибающий момент на глубине $y_н$ от верха сооружения, вызывающий растяжение лицевой грани полки (при приложении нагрузки H_x к полке элемента);

$y_н$ – расстояние от верха сооружения до нагрузки H_x ;

$\beta_п$ – свес полки;

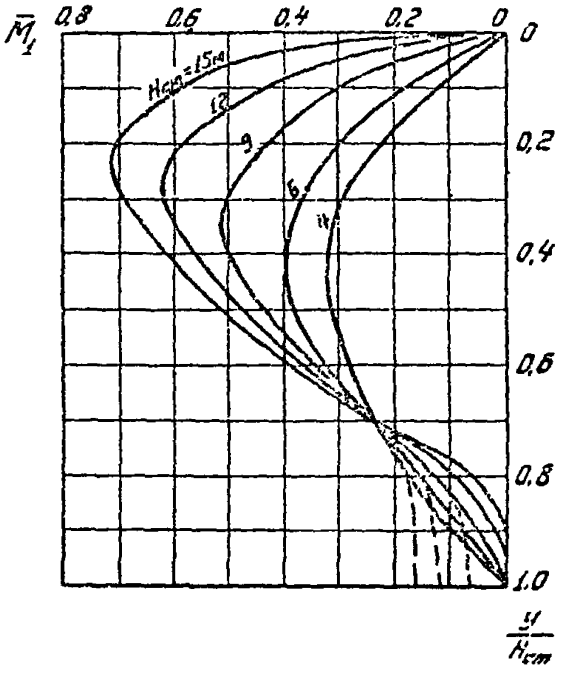


Рис. I. Единичные эпюры изгибающих моментов $\bar{M}_1$ в лицевых элементах при навале судна на шпоночную балку

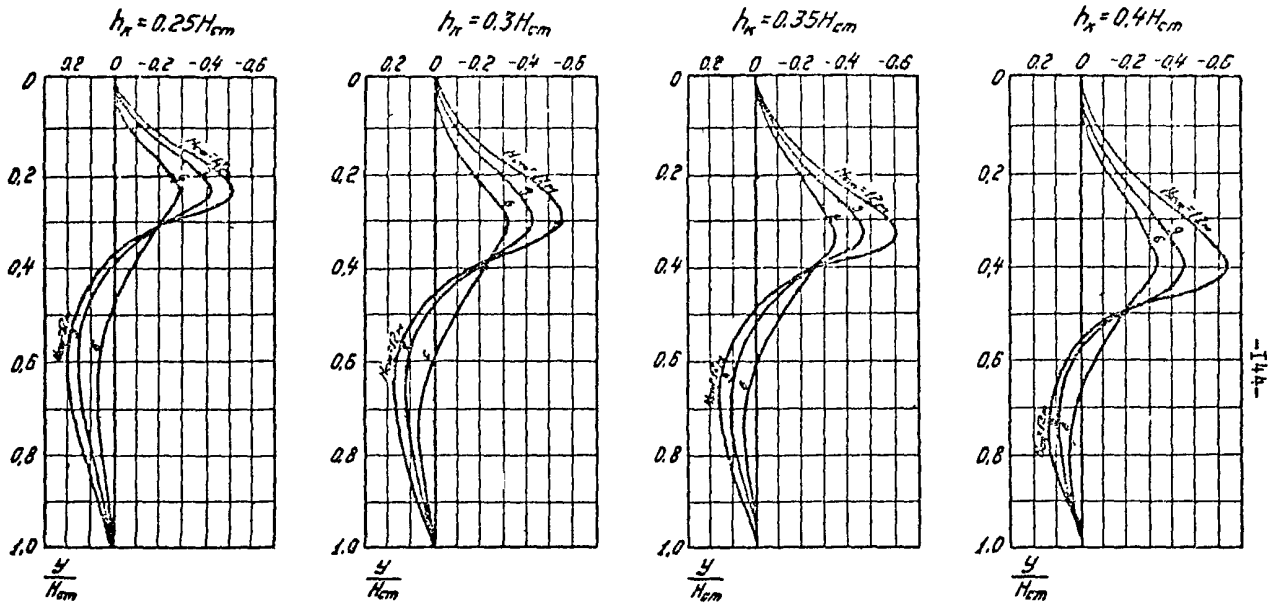


Рис. 2. Единичные эпюры изгибающих моментов $\bar{M}_2$ в лицевых элементах при навале судна на уровне анкера и отсутствии отбойных устройств

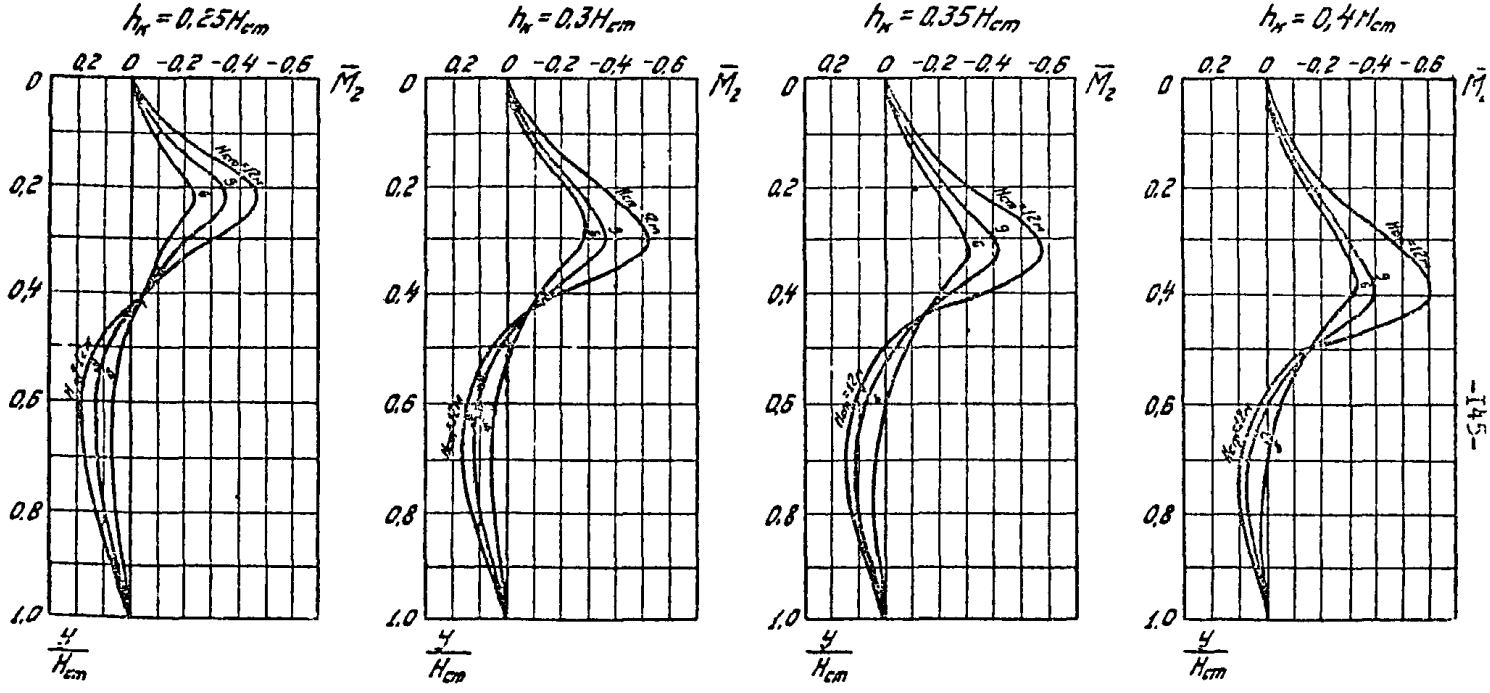


Рис. 3. Единичные эпюры изгибающих моментов $\bar{M}_2$ в лицевых элементах при навале судна на уровне анкера и отбойных устройствах из металлических труб, заполненных бетоном

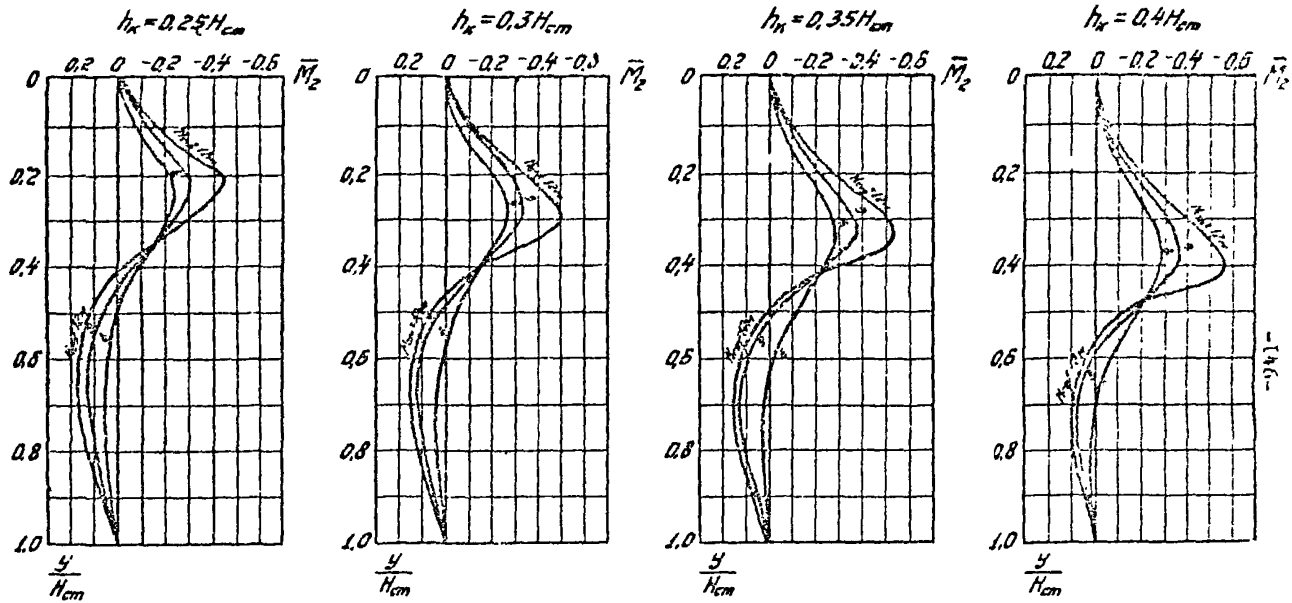


Рис. 4. Единичные эпюры изгибающих моментов $\bar{M}_2$ в лицевых элементах при навале судна на уровне анкера и отбойных устройствах на амортизаторах из автопокрышек диаметром I м

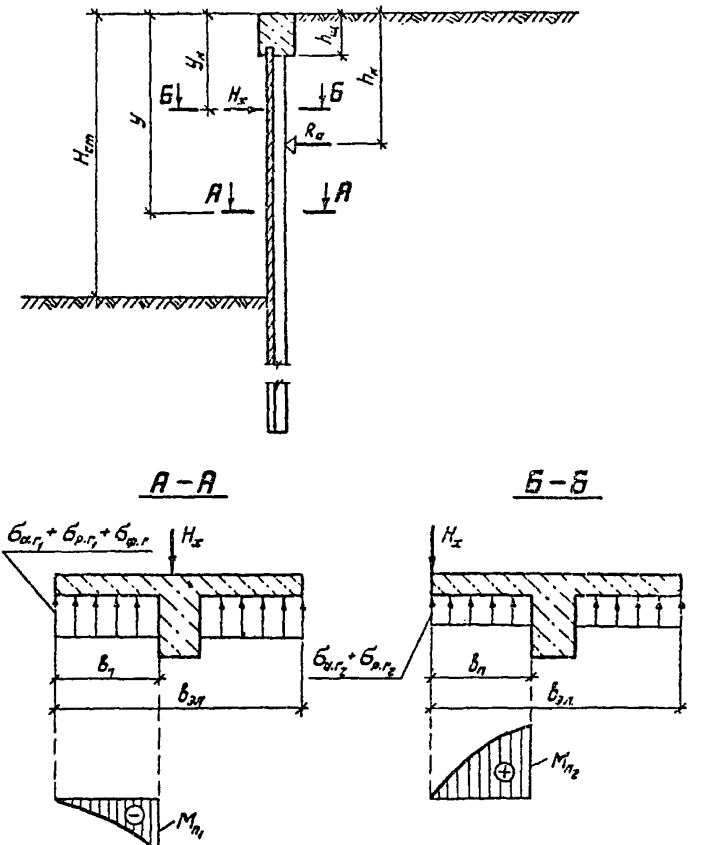


Рис. 5. К определению максимальных изгибающих моментов $M_{п_1}$ и $M_{п_2}$ в месте примыкания полки к ребру от навала судна при подходе к сооружению

$\sigma_{p.r_1}$ и $\sigma_{p.r_2}$ – горизонтальные составляющие реактивного давления грунта соответственно на глубине y и $y_н$, определяемые по формулам:

для незаанкерованных стен

$$\sigma_{p.r_1} = H_x \bar{\sigma}_{p.r} \; ; \qquad (7)$$

$$\sigma_{p\,r_2} = 0{,}6\, H_x \bar{\sigma}_{p.r} \; ; \qquad (8)$$

для заанкерованных стен

при $y \le h_к$

$$\sigma_{p.r_1} = \left(H_x - R_{a_1} \cdot \beta_{эл} \frac{y_н - 0{,}5\, h_ш}{h_к - 0{,}5\, h_ш}\right) \bar{\sigma}_{p.r} \; , \qquad (9)$$

но не более $H_x \bar{\sigma}_{p.r}$ и не менее 0;

$$\sigma_{p\,r_2} = \left(0{,}6\, H_x - R_{a_2} \cdot \beta_{эл} \frac{y_н - 0{,}5\, H}{h_к - 0{,}5\, H}\right) \bar{\sigma}_{p.r} \; , \qquad (10)$$

но не более $0{,}6 H_x \bar{\sigma}_{p.r}$, и не менее 0 ;

при $y > h_к$

$$\sigma_{p.r_1} = \left(H_x - R_{a_1} \cdot \beta_{эл} \frac{h_к}{y_н}\right) \bar{\sigma}_{p.r} \; ; \qquad (11)$$

$$\sigma_{p.r_2} = \left(0{,}6 \left(H_x - R_{a_2} \cdot \beta_{эл} \frac{h_к}{y_н}\right) \bar{\sigma}_{p.r} \; , \qquad (12)$$

но не менее 0 ;

H_x – то же значение, что и в формуле (2);

$\bar{\sigma}_{p.r}$ – горизонтальная составляющая реактивного давления грунта на глубине y от единичной нагрузки, определяемая по рис. 6 в зависимости от $H_{ст}$ и $y_н$;

$H_{ст}$ – высота стены от отметки проектного дна до верха сооружения ;

$y_н$ – расстояние от верха сооружения до нагрузки H_x;

$\sigma_{a.r_1}$ – горизонтальная составляющая активного давления грунта на глубине y , вычисленная при максимально воз - можном приближении к кордону временной нагрузки на поверхности грунта засыпки;

$\sigma_{a.r_2}$ – горизонтальная составляющая активного давления грунта на глубине $y_н$, вычисленная при отсутствии вре-

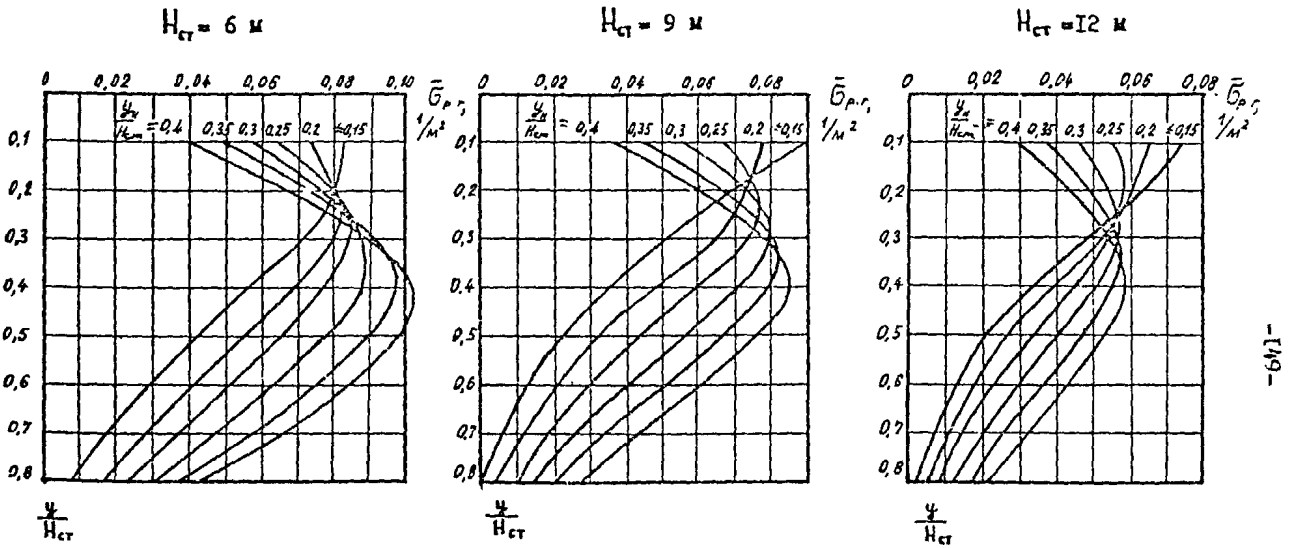


Рис. 6. Единичные эпюры горизонтальных составляющих реактивного давления грунта $\bar{\sigma}_{р.г}$

Примечание. Значения $\bar{\sigma}_{р.г}$ при других значениях $H_{ст}$ принимаются по интерполяции или экстраполяции

ленной нагрузки на поверхности грунта засыпки и коэффициентах надежности по нагрузке и грунту меньше единицы, допускается принимать $\sigma_{a,r_2} = 0,5\ \sigma_{a,r_1}$;

R_{a_1} – горизонтальная составляющая максимального усилия в анкере на единицу длины сооружения, определенная из статического расчета;

R_{a_2} – горизонтальная составляющая усилия в анкере, определенная из статического расчета при отсутствии временной нагрузки на поверхности грунта засыпки и коэффициентах надежности по нагрузке и грунту меньше единицы, допускается принимать $R_{a_2} = 0,5\ R_{a_1}$;

$d_1; d_2$ – соответственно ширина и высота амортизатора, при отсутствии амортизаторов принимается $d_1 = d_2 = 0,2$ м.

$\sigma_{\phi,r}$ – горизонтальная составляющая фильтрационного давления воды на глубине y.

Примечание. Для элементов поперечное сечение которых имеет два ребра (сдвоенное тавровое поперечное сечение шириной 3÷3,2м) значения σ_{AB} и σ_{AC}, вычисленные по формулам (7)÷(12), следует уменьшать в 2 раза.

Приложение 6

ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ ОТ ЛЕДОВЫХ НАГРУЗОК

1. В настоящем приложении приводятся рекомендации по определению усилий в шапочной балке и сборных железобетонных лицевых элементах таврового и прямоугольного сечений шпунтовых набережных, набережных уголкового профиля, надстроек и т.п. от ледяных полей, от сплошного ледяного покрова при его температурном расширении и от примерзшего к сооружению ледового покрова при изменении уровня воды.

2. Изгибающие моменты в шапочной балке от движущегося или остановившегося ледяного поля следует определять из расчета ее как балки на упругом основании с коэффициентом постели $K_п$ =15 МН/м^3 (1500 тс/м^3), с распределенной равномерно по длине ℓ (вдоль) сооружения погонной нагрузкой $q_{\gamma\Lambda}$, которая прикладывается к середине высоты шапочной балки и определяется по формуле

$$q_{\gamma\Lambda} = \frac{F}{\ell}, \qquad (1)$$

где F – сила от воздействия ледяных полей, нормативное значение которой определяется в соответствии с требованиями СНиП 2.06.04-82 [12] с учетом указаний п.1.47;

ℓ – протяженность погонной нагрузки $q_{\gamma\Lambda}$, принимаемая в соответствии с требованиями СНиП 2.06.04-82 [12].

3. Изгибающие моменты в заанкерованных лицевых элементах от ледяных полей допускается не учитывать, если выполняются следующие условия:

при $y_{\Lambda} \le h_к$

$$q_{\Lambda} \le R_a \frac{y_{\Lambda} - 0{,}5\,h_ш}{h_к - 0{,}5\,h_ш}; \qquad (2)$$

при $y_{\Lambda} > h_к$

$$q_{\Lambda} \le R_a \frac{h_к}{y_{\Lambda}}. \qquad (3)$$

Во всех остальных случаях ординаты эпюры изгибающих моментов в поперечном сечении лицевого элемента от движущегося или остано-

жащегося ледяного поля определяются по формуле

$$M = \bar{p}\left(0{,}8\,\bar{M}_1 b_1^2 + 0{,}6\,\bar{M}_2 b_{эл}^2\right). \qquad (4)$$

В формулах (2) - (4):

$y_л$ - расстояние от верха сооружения до нагрузки $q_{y_л}$, принимаемое не менее $0{,}5\,h_ш$;

$q_{y_л}$ - погонная нагрузка от ледяного поля, определяемая по формуле (I); нагрузка $q_{y_л}$ прикладывается к сооружению на $0{,}25\,h_t$ ниже расчетного уровня воды;

h_t - толщина ледяного поля;

$h_ш$ - высота шапочной балки;

$h_к$ - высота консоли от верха сооружения до анкера;

R_a - горизонтальная составляющая максимального усилия в анкере на единицу длины сооружения, определяемая в соответствии с указаниями по расчету отдельных видов причальных набережных;

$\bar{p}$ - погонная нагрузка от ледяного поля, учитываемая в расчете и определяемая по формулам:

при $y_л \le h_к$

$$\bar{p} = q_{y_л} - R_a \frac{y_л - 0{,}5\,h_ш}{h_к - 0{,}5\,h_ш}\ ; \qquad (5)$$

при $y_л > h_к$

$$\bar{p} = q_{y_л} - R_a \frac{h_к}{y_л}\ ; \qquad (6)$$

$\bar{M}_1$ - ордината единичной эпюры изгибающих моментов, принимаемая по рис.I в зависимости от значения $\frac{y}{H_{ст}}$;

$\bar{M}_2$ - ордината единичной эпюры изгибающих моментов, принимаемая при действии ледяного поля на лицевой элемент - по рис.2, при действии ледяного поля на шапочную балку $\bar{M}_2 = \bar{M}_1$;

y - расстояние от верха сооружения до сечения, в котором определяется M;

$H_{ст}$ - высота стены от отметки проектного дна до верха сооружения;

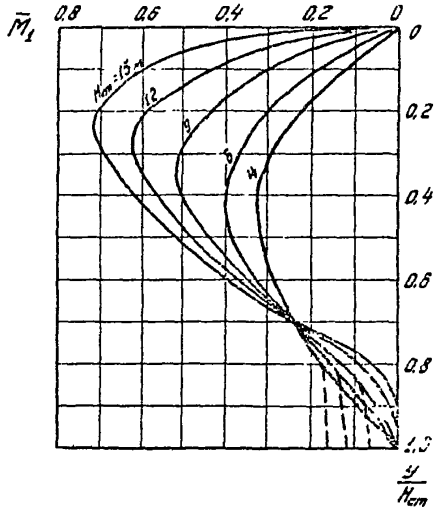


Рис. I. Единичные эпюры изгибающих моментов $\bar{M}_1$ в лицевых элементах при навале ледяного поля на шапочную балку

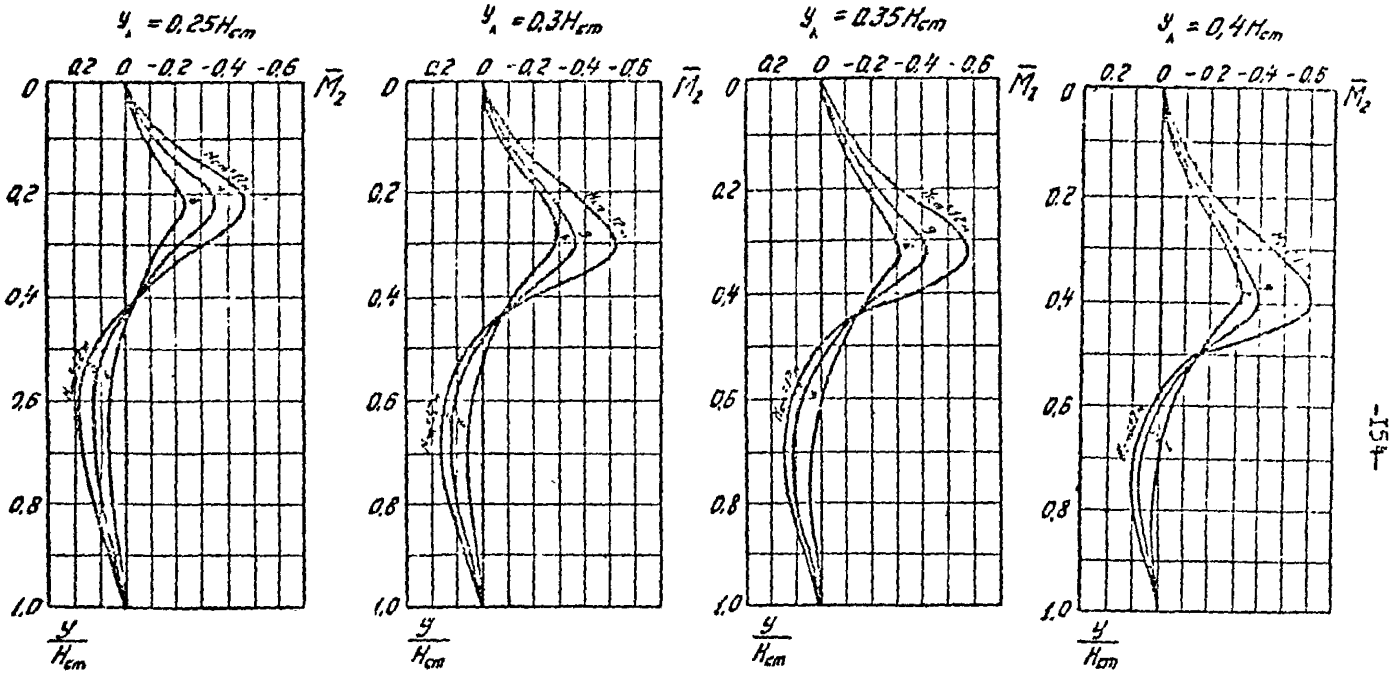


Рис. 2. Единичные эпюры изгибающих моментов $\bar{M}_2$ в лицевых элементах при напоре жидкого поля

b_t – приведенная ширина элемента, принимаемая равной I м;

$b_{эл}$ – ширина лицевого элемента.

Примечание. Знак минус при M указывает на то, что в данном сечении растянута тыловая грань элемента.

4. Изгибающие моменты в заанкерованных лицевых элементах от сплошного ледяного покрова при его температурном расширении допускается не учитывать, если выполняются следующие условия:

при $y_л \le h_к$

$$q \le R_a \frac{y_л - 0,5\,h_ш}{h_к - 0,5\,h_ш}\,; \qquad (7)$$

при $y_л > h_к$

$$q \le R_a \frac{h_к}{y_л}\,. \qquad (8)$$

Во всех остальных случаях ординаты эпюры изгибающих моментов в поперечном сечении лицевых элементов от сплошного ледяного покрова при его температурном расширении определяются по формуле

$$M = 0,5\,\bar{M}\,\bar{p}_t\,b_{эл}^2\,, \qquad (9)$$

где $\bar{M}$ – ордината единичной эпюры изгибающих моментов, принимаемая при действии ледяного покрова на шарнирную балку по рис.I ($\bar{M} = \bar{M}_1$), при действии ледяного покрова на лицевой элемент – по рис.2 ($\bar{M} = M_2$);

$\bar{p}_t$ – погонная нагрузка от сплошного ледяного покрова при его температурном расширении, учитываемая в расчете и определяемая по формулам:

при $y_л \le h_к$

$$p_t = q - R_a \frac{y_л - 0,5\,h_ш}{h_к - 0,5\,h_ш}, \qquad (10)$$

при $y_л > h_к$

$$p_t = q - R_a \frac{h_к}{y_л}\,, \qquad (11)$$

$y_л, h_к, R_a, h_ш, b_{эл}$ – те же значения, что и в формулах (2) – (4);

q – нагрузка от сплошного ледяного покрова при его температурном расширении на единицу длины сооружения, нормативное значение которой определяется в соответствии с требованиями СНиП 2.06.04–82 [I2].

Примечание. Знак минус при M указывает на то, что в данном

сечения растянута тыловая грань элемента.

5. Ординаты эпюры изгибающих моментов в поперечном сечении лицевых элементов от прямолинейного ледяного покрова при изменении уровня воды допускается определять по формуле

$$M_y = \bar{M} \cdot M \cdot \eta_{y_y} , \qquad (12)$$

где $\bar{M}$ – ордината единичной эпюры изгибающих моментов, принимаемая:

ниже линии крепления анкерных тяг по графику на рис.3-5 в зависимости от значений $\frac{y}{h_{пр}}$, $\frac{h_t}{h_{пр}}$ и положения уровня воды при ледоставе;

выше линии крепления анкерных тяг, а также для шпунтовых безанкерных набережных,–

$\bar{M} = 1$ – ниже уровня воды,

$\bar{M} = 0$ – выше уровня воды;

y и y_y – соответственное расстояние от линии крепления анкерных тяг до сечения, в котором определяется M_y, и до уровня воды;

$h_{пр}$ – длина условного пролета, принимаемая равной:

для одноанкерных набережных из стального шпунта

$$h_{пр} = 1{,}15\, H_{ст} - h_к \ ; \qquad (13)$$

для одноанкерных набережных из железобетонного шпунта

$$h_{пр} = H_{ст} + t - h_к \ ; \qquad (14)$$

для набережных уголкового профиля

$$h_{пр} = H_{ст} - h_к \ ; \qquad (15)$$

$H_{ст}$ – высота набережной от проектного дна до верха сооружения (верха шапочного бруса);

$h_к$ – высота консольной части лицевого элемента от линии крепления анкерных тяг до верха сооружения;

t – расстояние от проектного дна до уровня, где изгибающий момент в нижней части шпунта равен нулю;

h_t – аномальная толщина ледяного покрова обеспеченностью 1%;

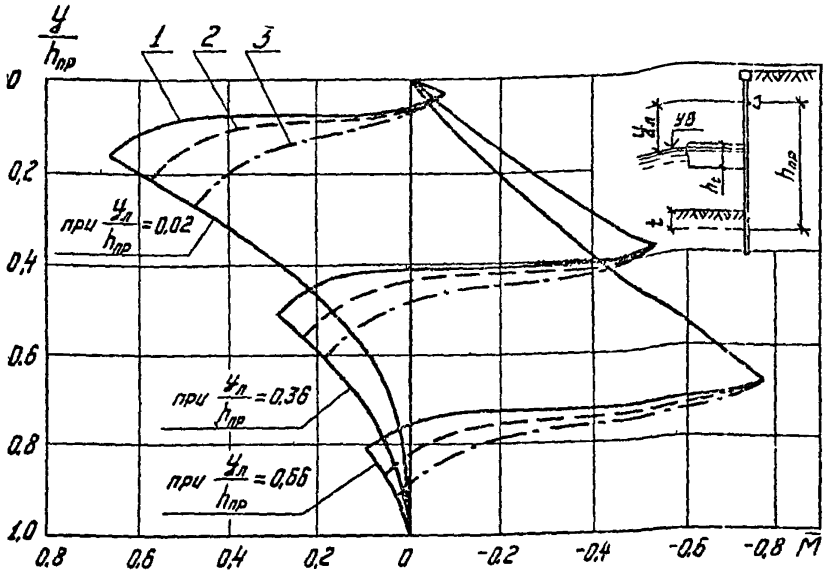


Рис. 3. Единичные эпюры изгибающих моментов $\bar{M}$ в железобетонных лицевых элементах шпунтовых одноанкерных набережных от прижерзшего ледяного покрова при повышении уровня воды в акватории

1- при $\frac{h_t}{h_{пр}} = 0,15$; 2- при $\frac{h_t}{h_{пр}} = 0,2$; 3- при $\frac{h_t}{h_{пр}} = 0,25$

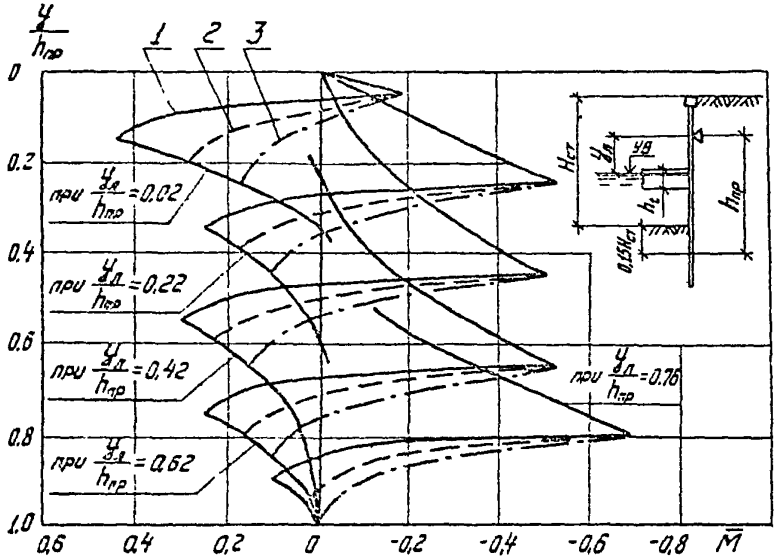


Рис. 4. Единичные эпюры изгибающих моментов $\bar{M}$ в стальном шпунте одноанкерных набережных от примерзшего ледяного покрова при повышении уровня воды в акватории

I- при $\frac{h_t}{h_{пр}} = 0,15$; 2- при $\frac{h_t}{h_{пр}} = 0,2$; 3- при $\frac{h_t}{h_{пр}} = 0,25$

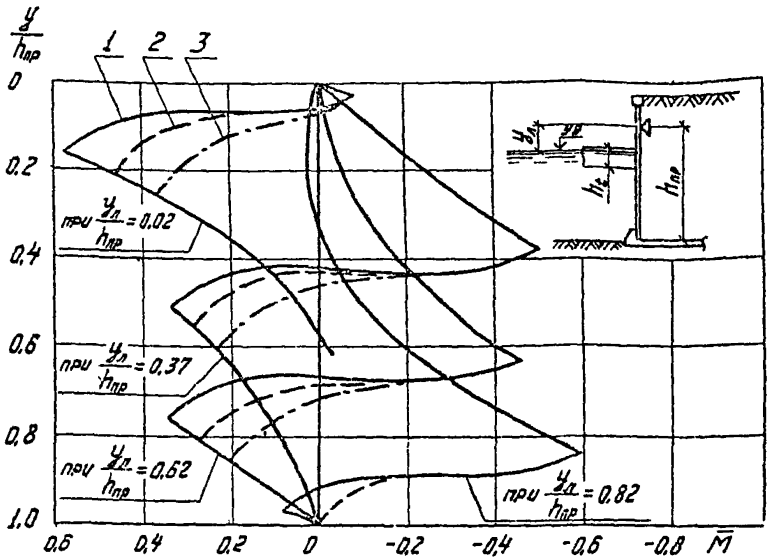


Рис. 5. Единичные эпюры изгибающих моментов $\bar{M}$ в железобетонных лицевых элементах набережных уголкового профиля от примерзшего ледяного покрова при повышении уровня воды в акватории

I- при $\frac{h_1}{h_{пр}} = 0,15$; 2- при $\frac{h_1}{h_{пр}} = 0,2$; 3- при $\frac{h_1}{h_{пр}} = 0,25$

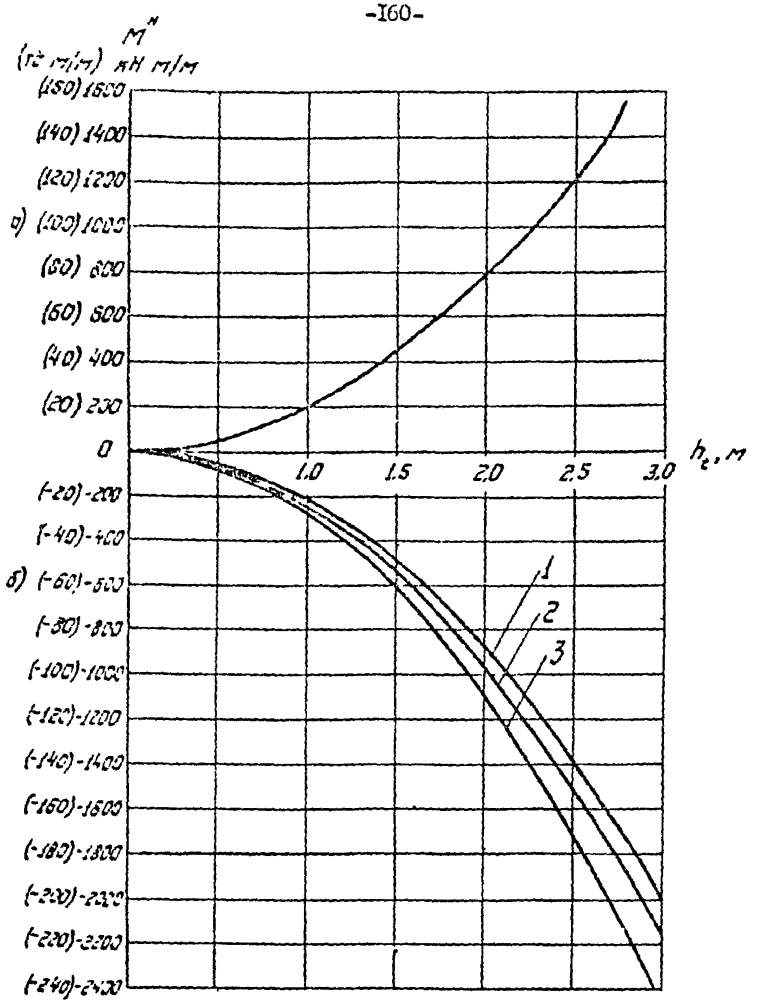


Рис. 6. График для определения максимального нормативного значения изгибающего момента $M^н$ от приморского ледяного покрова без учета релаксации напряжений

а- при повышении уровня воды; б- при понижении уровня воды; I- при температуре льда $0 > t_л > -5^0$ С; 2- при температуре льда $-5 > t_л > -10^0$ С; 3- при температуре льда $-11 > t_л > -20^0$ С

M – изгибающий момент от примерзшего ледяного покрова при изменении уровня воды без учета релаксации напряжений в ледяном покрове, нормативное значение $M^{н}$ допускается определять по графику на рис.6;

$\eta_{л}$ – коэффициент, учитывающий уменьшение изгибающего момента M за счет релаксации напряжений в ледяном покрове и принимаемый равным $\eta_{л} = \exp(-0,01\tau)$, при отсутствии данных по величине τ допускается принимать $\eta_{л} = 0,5$;

τ – время в часах, в течение которого уровень воды изменяется на величину h_t

Примечания: 1.Знак минус при M указывает на то, что в данном сечении растянута тыловая грань лицевого элемента.

2.Определение усилий в лицевых элементах от примерзшего ледяного покрова не производится, если изменение уровня воды менее $0,8\,h_t$.

Приложение 7

ТАБЛИЦЫ ЗНАЧЕНИЙ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТОВ

Таблица I

Нормативные и расчетные значения удельных сцеплений и углов внутреннего трения грунтов
(независимо от происхождения, возраста и степени влажности)

Виды песчаных грунтов	Обозначение характеристики грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e равном			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Пески гравелистые и крупные	$c^н$	0,002	0,001	-	-
	c_I	0,001	0,0007	-	-
	$\varphi^н$	43	40	38	-
	φ_I	40	37	35	-
Пески средней крупности	$c^н$	0,003	0,002	0,001	-
	c_I	0,002	0,001	0,0007	-
	$\varphi^н$	40	38	35	-
	φ_I	37	35	32	-
Пески мелкие	$c^н$	0,006	0,004	0,002	-
	c_I	0,004	0,003	0,001	-
	$\varphi^н$	38	36	32	28
	φ_I	35	33	30	26
Пески пылеватые	$c^н$	0,008	0,006	0,004	0,002
	c_I	0,005	0,004	0,003	0,001
	$\varphi^н$	36	34	30	26
	φ_I	33	32	28	24

Примечания: 1. Приведенные характеристики относятся к кварцевым пескам с зернами различной окатанности, содержащим не более 20% полевого шпата и не более 5% в сумме различных примесей.

2. Значения c даны в МПа (I МПа = I0 кгс/см2), значения φ - в градусах.

3. Для промежуточных значений e допускается определять характеристики грунтов по интерполяции.

Таблица 2

Нормативные и расчетные значения удельных сцеплений, МПа (I МПа= 10 кгс/см²), и углов внутреннего трения, град., глинистых грунтов

Виды глинистых грунтов и пределы значений их консистенции		Обозначение характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e, равном						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	I,05
Супеси	$0 \leq J_L \leq 0,25$	$C^н$	0,0I5	0,0II	0,008	–	–	–	–
		C_I	0,0I	0,007	0,005	–	–	–	–
		$\varphi^н$	30	29	27	–	–	–	–
		φ_I	27	26	24	–	–	–	–
	$0,25 < J_L \leq 0,75$	$C^н$	0,0I3	0,009	0,006	0,003	–	–	–
		C_I	0,009	0,006	0,004	0,002	–	–	–
		$\varphi^н$	28	26	24	2I	–	–	–
		φ_I	25	23	2I	I8	–	–	–
Суглинки	$0 \leq J_L \leq 0,25$	$C^н$	0,047	0,037	0,03I	0,025	0,022	0,0I9	–
		C_I	0,03I	0,025	0,02I	0,0I7	0,0I5	0,0I3	–
		$\varphi^н$	26	25	24	23	22	20	–
		φ_I	23	22	2I	20	I9	I8	–
	$0,25 < J \leq 0,5$	$C^н$	0,039	0,034	0,028	0,023	0,0I8	0,0I5	–
		C_I	0,026	0,023	0,0I9	0,0I5	0,0I2	0,0I	–
		$\varphi^н$	24	23	22	2I	I9	I7	–
		φ_I	2I	20	I9	I8	I7	I5	–
	$0,5 < J_L \leq 0,75$	$C^н$	–	–	0,025	0,02	0,0I6	0,0I4	0,0I2
		C_I	–	–	0,0I7	0,0I3	0,0II	0,009	0,008
		$\varphi^н$	–	–	I9	I8	I6	I4	I2
		φ_I	–	–	I7	I6	I4	I2	I0
Глины	$0 \leq J_L \leq 0,25$	$C^н$	–	0,08I	0,068	0,054	0,047	0,04I	0,036
		C_I	–	0,054	0,045	0,036	0,03I	0,027	0,024
		$\varphi^н$	–	2I	20	I9	I8	I6	I4
		φ_I	–	I8	I8	I7	I6	I4	I2
	$0,25 < J_L \leq 0,5$	$C^н$	–	–	0,057	0,05	0,043	0,037	0,032
		C_I	–	–	0,038	0,033	0,029	0,025	0,02I
		$\varphi^н$	–	–	I8	-I7	I6	I4	II
		φ_I	–	–	I6	I5	I4	I2	I0
	$0,5 < J_L \leq 0,75$	$C^н$	–	–	0,045	0,04I	0,036	0,033	0,029
		C_I	–	–	0,03	0,027	0,024	0,022	0,0I9
		$\varphi^н$	–	–	I5	I4	I2	I0	7
		φ_I	–	–	I3	I2	I0	9	6

Таблица 3

Значения модулей деформации песчаных грунтов (независимо от происхождения, возраста и степени влажности)

Вид грунта	Модули деформации E							
	МПа				кгс/см2			
	при коэффициенте пористости e, равном				при коэффициенте пористости e, равном			
	0,45	0,55	0,65	0,75	0,45	0,55	0,65	0,75
Пески гравелистые и крупные	50	40	30	-	500	400	300	-
Пески средней крупности	50	40	30	-	500	400	300	-
Пески мелкие	48	38	28	18	480	380	280	180
Пески пылеватые	39	23	18	11	390	220	180	110

Примечания: 1. Приведенные значения модулей деформации относятся к кварцевым пескам с зернами различной окатанности, содержащих не более 20% полевого шпата и не более 5% в сумме различных примесей.

2. Для промежуточных значений e величина E определяется по интерполяции.

Таблица 4

Значения модулей деформации глинистых грунтов

Происхождение и возраст глинистых грунтов		Виды глинистых грунтов и пределы нормативных значений их консистенции		Модули деформации E, МПа (1 МПа = 10 кгс/см^2), 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 Озерные Озерно-аллювиальные	Супеси	$0 \leq J_L \leq 0,75$	–	32	24	16	10	7	–	–	–	–	–
		Суглинки	$0 \leq J_L \leq 0,25$	–	34	27	22	17	14	11	–	–	–	–
			$0,25 < J_L \leq 0,5$	–	32	25	19	14	11	8	–	–	–	–
			$0,5 < J_L \leq 0,75$	–	–	–	17	12	8	6	5	–	–	–
		Глины	$0 \leq J_L \leq 0,25$	–	–	28	24	21	18	15	12	–	–	–
			$0,25 < J_L \leq 0,5$	–	–	–	21	18	15	12	9	–	–	–
			$0,5 < J_L \leq 0,75$	–	–	–	–	15	12	9	7	–	–	–
	Флювиогляциальные	Супеси	$0 \leq J_L \leq 0,75$	–	33	24	17	11	7	–	–	–	–	–
		Суглинки	$0 \leq J_L \leq 0,25$	–	40	33	27	21	–	–	–	–	–	–
			$0,25 < J_L \leq 0,5$	–	35	28	22	17	14	–	–	–	–	–
			$0,5 < J_L \leq 0,75$	–	–	–	17	13	10	7	–	–	–	–
	Моренные	Супеси Суглинки	$J_L \leq 0,5$	75	55	45	–	–	–	–	–	–	–	–
Юрские отложения оксфордского яруса		Глины	$0,25 \leq J_L \leq 0$	–	–	–	–	–	–	27	25	22	–	–
			$0 < J_L \leq 0,25$	–	–	–	–	–	–	24	22	19	15	–
			$0,25 < J_L \leq 0,5$	–	–	–	–	–	–	–	–	16	12	10

Таблица 5

Значения коэффициентов поперечного расширения μ

Вид грунта	μ
Крупнообломочные	0,27
Пески и супеси	0,30
Суглинки	0,33 - 0,37
Глины твердые	0,38 - 0,45

Примечание. Меньшие значения коэффициента относятся к более плотным грунтам.

Таблица 6

Значения коэффициентов фильтрации K_ϕ

Вид грунта	K_ϕ, м/сут
Глины и суглинки	$< 0,01$
Супеси	0,01- 0,1
Пески:	
пылеватые	0,1 - 1
мелкие	1 - 5
средней крупности	5 -10
крупные	10-20

Таблица 7

Значения коэффициентов водоотдачи ν

Вид грунта	ν
Супесь	0,10
Песок пылеватый	0,15
Песок мелкий	0,20
Песок средней крупности	0,20
Песок крупный	0,25

Таблица 8

Значения коэффициентов K', характеризующих изменение коэффициента постели грунта по глубине

Вид грунта	K' МПа/м^2	K' тс/м^4
Мягкопластичные глины, суглинки и супеси, а также пылеватые пески	от 2 до 4	от 200 до 400
Тугопластичные глины, суглинки и супеси, а также пески мелкие и средней крупности	от 4 до 6	от 400 до 600
Твердые глины, суглинки и супеси, крупные пески	от 6 до 10	от 600 до 1000
Крупнообломочные грунты, пески гравелистые, особо твердые глины (аллевриты) и т.п.	от 10 до 20	от 1000 до 2000

Примечание. Для плотных песков ($e \leq 0,6$) значения K' могут быть повышены до 30%.

Приложение 8

ОПРЕДЕЛЕНИЕ БОКОВОГО ДАВЛЕНИЯ ГРУНТА

I. В настоящем приложении приведены указания по определению бокового давления грунта, находящегося в состоянии предельного равновесия (активное и пассивное давление) и, для частных случаев, допредельного напряженного состояния (давление в состоянии покоя и давление на внутренние стены ячеистых конструкций).

Активное давление грунта определяется согласно указаниям пп. 3-10, пассивное - пп. 11-13, давление в состоянии покоя -пп.14, 15, давление на внутренние стены ячеистых конструкций - пп. 16,17.

Примечание. Определение бокового давления грунта с учетом деформации сооружения, влияния экранирующих и разгружающих устройств следует производить в соответствии с указаниями по расчёту отдельных видов причальных набережных.

2. Боковое давление грунта принимается действующим на расчетную поверхность.

За расчетную поверхность принимается поверхность сооружения на контакте с грунтом или условная поверхность, проходящая полностью или частично внутри грунта. Рекомендации по определению положения расчетной поверхности приводятся в указаниях по отдельным видам расчетов.

Боковое давление грунта в состоянии предельного равновесия

Определение активного давления грунта

3. При плоской поверхности грунта и слоях грунта, параллельных поверхности, горизонтальная $\sigma_{a\Gamma}$, вертикальная $\sigma_{a\delta}$ и нормальная σ_{an} составляющие интенсивности активного давления грунта на глубине y определяются:

а) при горизонтальной поверхности грунта и вертикальной

расчетной поверхности по формулам (I) и (2) на рис. I ;

б) при горизонтальной поверхности грунта и наклонной расчетной поверхности по формулам (7), (8) и (8,а) на рис. 2;

в) при наклонной поверхности грунта и вертикальной расчетной поверхности по формулам (I3) и (I4) на рис. 3;

г) при наклонной поверхности грунта и наклонной расчетной поверхности по формулам (2I), (22) и (22,а) на рис. 4.

В формулах (I) - (28):

$\gamma_i; \Delta y_i$ - соответственно удельный вес (с учетом взвешивающего действия воды) и высота i-ого слоя грунта у расчетной поверхности в пределах y ;

n - число слоев грунта у расчетной поверхности в пределах y ;

σ_q - вертикальное давление от нагрузки q на глубине y;

q - вертикальная равномерно распределенная нагрузка на I м2 или на I м2 горизонтальной проекции откоса при $\beta \neq 0$;

φ, c - соответственно угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта у расчетной поверхности на глубине y ;

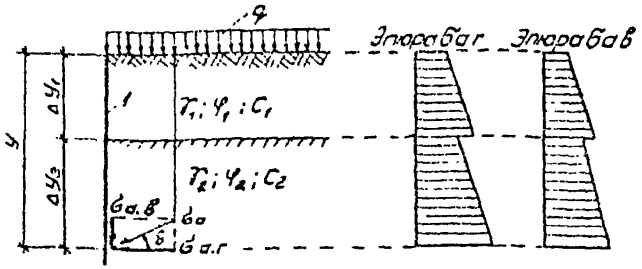
δ - угол трения грунта на контакте с расчетной поверхностью на глубине y , принимаемый не более 30^0; значения δ по расчетной поверхности, проходящей по тыловой грани сооружения, допускается принимать равным $2/3\,\varphi$, по расчетной поверхности, проходящей в грунте, - φ ;

ε - угол наклона расчетной поверхности к вертикали на глубине y , принимаемый со знаком минус при наклоне на грунт (рис.2 и 4);

β - угол наклона поверхности грунта к горизонтали, принимаемый со знаком плюс при отклонении поверхности вверх;

$\lambda_{a,r}$ - коэффициент горизонтальной составляющей активного давления грунта, определяемый исходя из предположения об образования прямолинейных поверхностей скольжения;

$x_1; x_2$ - расстояния от расчетной поверхности соответственно до начала и конца нагрузки q ;

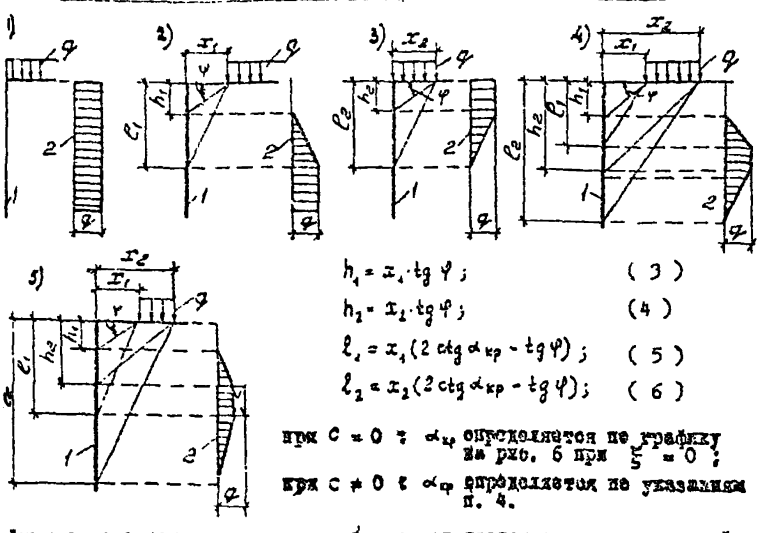


$$\sigma_{a.r} = \left(\sum_{i}^{n} \gamma_i \Delta y_i + \sigma_q\right)\lambda_{a.r} + \frac{c}{tg\varphi}\left(\lambda_{a.r} - 1\right); \quad (1)$$

$$\sigma_{a.в} = \sigma_{a.r}\, tg\,\delta; \quad (2)$$

$\lambda_{a.r}$ определяется по табл. I при $\varepsilon = 0$

Схемы к определению эпюры σ_q при однородном грунте



$$h_1 = x_1 \cdot tg\,\varphi; \quad (3)$$

$$h_2 = x_2 \cdot tg\,\varphi; \quad (4)$$

$$\ell_1 = x_1\left(2\,ctg\,\alpha_{кр} - tg\,\varphi\right); \quad (5)$$

$$\ell_2 = x_2\left(2\,ctg\,\alpha_{кр} - tg\,\varphi\right); \quad (6)$$

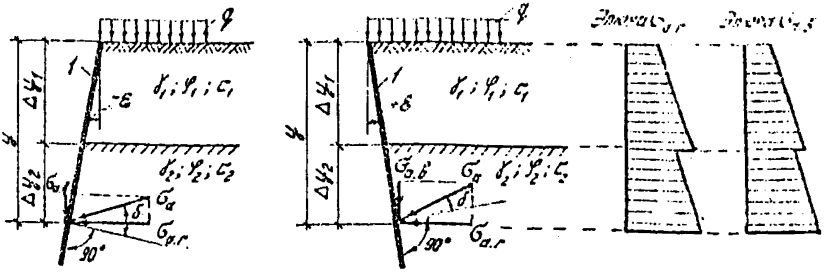
при $c = 0$ и $\alpha_{кр}$ определяется по графику на рис. 6 при $\frac{h}{\ell} = 0$;

при $c \neq 0$ и $\alpha_{кр}$ определяется по указаниям п. 4.

При неоднородном грунте эпюра σ_q определяется с учетом указаний п. 5.

Рис. I. К определению активного давления грунта при горизонтальной поверхности грунта и вертикальной расчетной поверхности

I- расчетная поверхность; 2 - эпюра σ_q

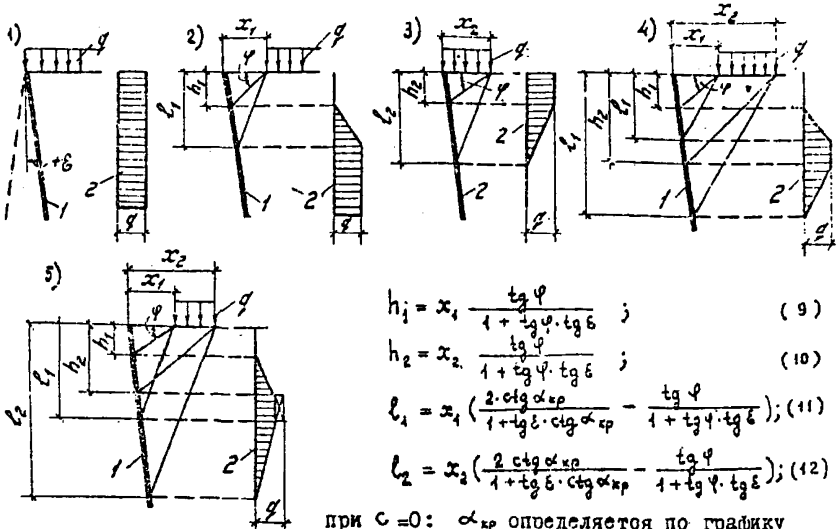


$$\sigma_{a.r} = \left(\sum_i^n \gamma_i \Delta y_i + \sigma_q\right) \lambda_{a.r} + \frac{c}{tg\varphi}\left(\lambda_{a.r} - 1\right); \quad (7)$$

$$\sigma_{a.\beta} = \sigma_{a.r} \cdot tg(\varepsilon + \delta); \quad (8) \qquad \sigma_{a.n} = \sigma_{a.r} \frac{\cos\varepsilon \cos\delta}{\cos(\delta + \varepsilon)}; \quad (8,a)$$

$\lambda_{a.r}$ определяется по табл. I при соответствующем δ

Схемы к определению эпюры σ_q при однородном грунте



$$h_1 = x_1 \frac{tg\varphi}{1 + tg\varphi \cdot tg\delta}; \quad (9)$$

$$h_2 = x_2 \frac{tg\varphi}{1 + tg\varphi \cdot tg\delta}; \quad (10)$$

$$l_1 = x_1 \left(\frac{2 \cdot ctg\alpha_{kp}}{1 + tg\varepsilon \cdot ctg\alpha_{kp}} - \frac{tg\varphi}{1 + tg\varphi \cdot tg\delta}\right); \quad (11)$$

$$l_2 = x_2 \left(\frac{2\, ctg\alpha_{kp}}{1 + tg\delta \cdot ctg\alpha_{kp}} - \frac{tg\varphi}{1 + tg\varphi \cdot tg\varepsilon}\right); \quad (12)$$

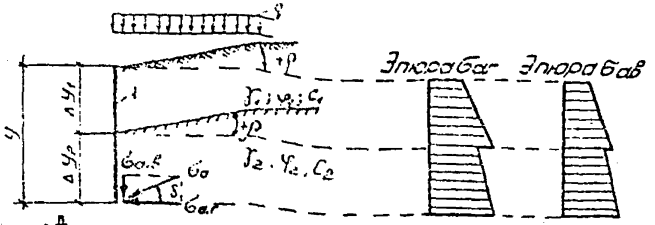
при $c = 0$: α_{kp} определяется по графику на рис. 6 при $\xi = 0$;

при $c \neq 0$: α_{kp} определяется по указаниям п. 4.

При неоднородном грунте эпюра σ_q определяется с учетом указаний п. 5

Рис.2. К определению активного давления грунта при горизонтальной поверхности грунта и наклонной расчетной поверхности.

I- расчетная поверхность; 2 - эпюра σ_q



$$\sigma_{a.r} = \left(\sum_1^n \gamma_i \Delta y_i + \sigma_q\right)\lambda_{a.r} + \frac{c}{tg\varphi}\left(\lambda_{a.r.c} - 1\right); \quad (13)$$

$$\sigma_{a.\beta} = \sigma_{n.r} \cdot tg\,\delta; \quad (14)$$

при $\rho \le \varphi$:

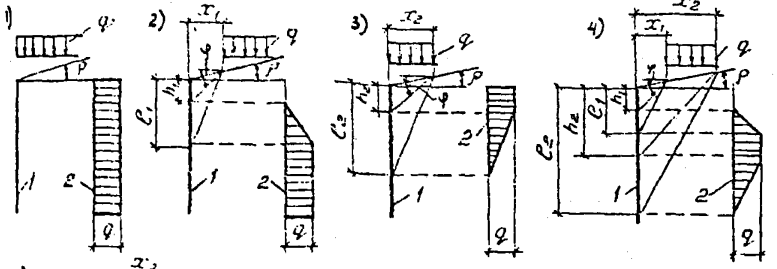
$$\lambda_{a.r} = \left[\frac{\cos\varphi}{1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\rho)}{\cos\delta\cdot\cos\rho}}}\right]^2; \quad (15)$$

при $\rho = \varphi$:

$$\lambda_{a.r.c} = \left[\frac{\cos(\varphi+\rho)}{1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin\varphi}{\cos(\delta-\rho)\cos\rho}}}\right]^2 \cdot K_3, \quad (16)$$

где $K_3 = \frac{\cos\delta}{\cos\rho\cos(\delta-\rho)}$

Схемы к определению эпюры σ_q при однородном грунте



$$h_1 = x_1(tg\varphi - tg\rho); \quad (17)$$

$$h_2 = x_2(tg\varphi - tg\rho); \quad (18)$$

$$\ell_1 = x_1(2\,ctg\,\alpha_{\kappa p} - tg\varphi - tg\rho); \quad (19)$$

$$\ell_2 = x_2(2\,ctg\,\alpha_{\kappa p} - tg\varphi - tg\rho); \quad (20)$$

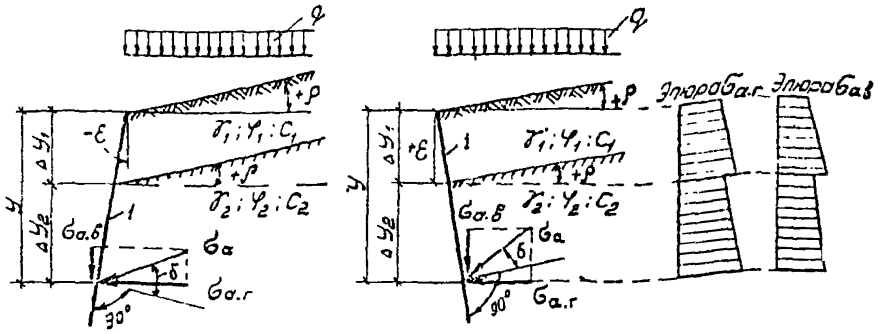
при $c = 0$: $\alpha_{\kappa p}$ определяется по графику на рис.6 при $\xi = 0$;

при $c \neq 0$: $\alpha_{\kappa p}$ определяется по указаниям п.4.

При неоднородном грунте эпюра σ_q определяется с учетом указаний п.5.

Рис.3. К определению активного давления грунта при наклонной поверхности грунта и вертикальной расчетной поверхности

1 - расчетная поверхность; 2 - эпюра σ_q



$$\sigma_{a.r} = \left(\sum_{i}^{n} \gamma_i \Delta y_i + K_1 \sigma_q\right) \lambda_{a.r} + \frac{c}{tg\varphi}\left(\lambda_{a.r.c} - 1\right); \quad (21)$$

$$\sigma_{a.б} = \sigma_{a.r} \cdot tg(\varepsilon + \delta); (22) \quad \sigma_{a.н} = \sigma_{a.r} \frac{\cos\varepsilon \cos\delta}{\cos(\varepsilon + \delta)}; (22,а)$$

где σ_q определяется по указаниям на рис.5 ;

$$K_1 = \frac{\cos\delta \cdot \cos\rho}{\cos(\varepsilon - \rho)} = \frac{1}{1 + tg\varepsilon tg\rho};$$

при $\rho \le \varphi$ и $|\varepsilon| \le (45° - \varphi/2)$

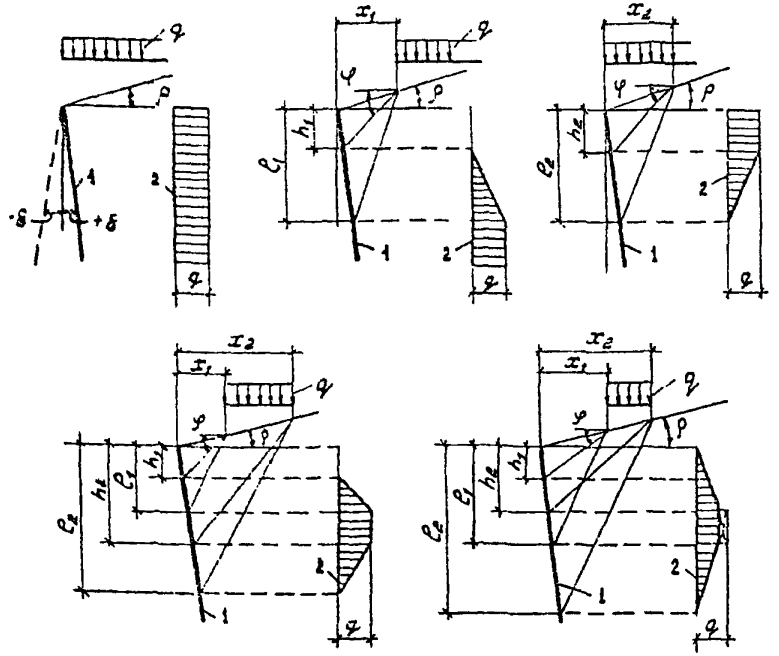
$$\lambda_{a.r} = \left[\frac{\cos(\varphi - \varepsilon)}{\left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\rho)}{\cos(\varepsilon+\delta)\cos(\varepsilon-\rho)}}\right)\cos\varepsilon}\right]^2; \quad (23)$$

$$\lambda_{a.r.c} = \left[\frac{\cos(\varphi - \varepsilon + \rho)}{\left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin\varphi}{\cos(\varepsilon+\delta-\rho)\cos(\varepsilon-\rho)}}\right)\cos\varepsilon}\right]^2 \cdot K_\lambda, \text{ где } K_\lambda = \frac{\cos\delta\cos(\varepsilon+\delta)}{\cos(\delta-\rho)\cos(\varepsilon+\delta-\rho)} \quad (24)$$

Если в формуле (21) значение $(\lambda_{a.r.c} - 1) > 0$, то следует принимать $(\lambda_{a.r.c} - 1) = 0$

Рис.4. К определению активного давления грунта при наклонной поверхности грунта и наклонной расчетной поверхности

I- расчетная поверхность



$$h_1 = x_1 \frac{tg\varphi - tg\rho}{1 + tg\varphi \cdot tg\varepsilon} \quad ; \qquad (25)$$

$$h_2 = x_2 \frac{tg\varphi - tg\rho}{1 + tg\varphi \cdot tg\varepsilon} \quad ; \qquad (26)$$

$$\ell_1 = x_1 \left(\frac{2\, ctg\, \alpha_{xp}}{1 + tg\varepsilon \cdot ctg\, \alpha_{xp}} - \frac{tg\varphi + tg\rho}{1 + tg\varphi \cdot tg\varepsilon} \right) \qquad (27)$$

$$\ell_2 = x_2 \left(\frac{2\, ctg\, \alpha_{xp}}{1 + tg\varepsilon \cdot ctg\, \alpha_{xp}} - \frac{tg\varphi + tg\rho}{1 + tg\varphi \cdot tg\varepsilon} \right) \qquad (28)$$

при $c = 0$: α_{xp} определяется по графику на рис.6 при $\xi = 0$;
при $c \neq 0$: α_{xp} определяется по указаниям п.4.

При неоднородном грунте эпюра σ_q определяется с учетом указаний п. 5.

Рис.5. К определению эпюры σ_q при наклонной поверхности грунта и наклонной расчетной поверхности

I – расчетная поверхность; 2 – эпюра σ_q

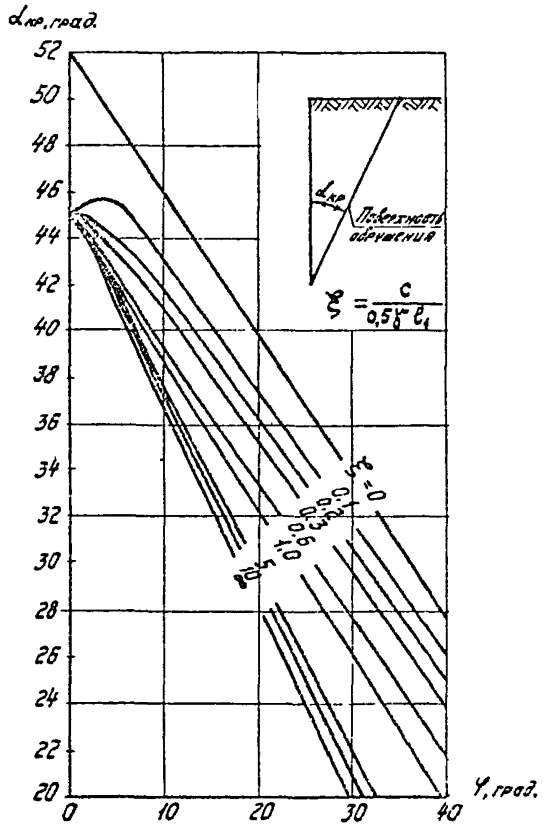


Рис. 6. График для определения угла наклона $\alpha_{кр}$ поверхности обрушения к вертикали

Таблица I

φ, град.	δ	Значения $\lambda_{\alpha,\varepsilon}$ при ε, равном						
		-30^0	-20^0	-10^0	0^0	10^0	20^0	30^0
5	0	0,74	0,78	0,81	0,84	0,86	0,88	0,90
	1/2 φ	0,71	0,75	0,78	0,81	0,83	0,85	0,86
	2/3 φ	0,70	0,74	0,77	0,80	0,82	0,84	0,85
	φ	0,69	0,73	0,76	0,78	0,81	0,82	0,83
10	0	0,64	0,61	0,66	0,70	0,74	0,78	0,82
	1/2 φ	0,61	0,57	0,62	0,66	0,69	0,73	0,75
	2/3 φ	0,59	0,56	0,61	0,65	0,68	0,71	0,73
	φ	0,48	0,54	0,59	0,63	0,66	0,68	0,70
15	0	0,40	0,47	0,53	0,59	0,64	0,69	0,74
	1/2 φ	0,36	0,43	0,49	0,54	0,58	0,62	0,65
	2/3 φ	0,35	0,42	0,48	0,52	0,57	0,60	0,63
	φ	0,34	0,40	0,46	0,50	0,54	0,56	0,58
20	0	0,28	0,36	0,43	0,49	0,55	0,61	0,66
	1/2 φ	0,23	0,33	0,39	0,44	0,49	0,53	0,57
	2/3 φ	0,25	0,32	0,37	0,43	0,47	0,51	0,54
	φ	0,24	0,30	0,35	0,40	0,44	0,47	0,49
25	0	0,20	0,27	0,34	0,41	0,47	0,53	0,60
	1/2 φ	0,18	0,24	0,30	0,36	0,41	0,46	0,50
	2/3 φ	0,16	0,23	0,29	0,35	0,39	0,47	0,46
	φ	0,17	0,22	0,28	0,32	0,36	0,39	0,41
30	0	0,13	0,20	0,27	0,33	0,40	0,47	0,54
	1/2 φ	0,12	0,18	0,24	0,29	0,34	0,39	0,43
	2/3 φ	0,12	0,17	0,23	0,28	0,33	0,37	0,40
	φ	0,11	0,16	0,21	0,26	0,29	0,32	0,33
35	0	0,09	0,14	0,21	0,27	0,34	0,41	0,48
	1/2 φ	0,08	0,13	0,18	0,24	0,29	0,33	0,37
	2/3 φ	0,08	0,13	0,17	0,22	0,27	0,31	0,34
	30^0	0,08	0,12	0,17	0,21	0,25	0,28	0,30
40	0	0,06	0,10	0,16	0,22	0,28	0,35	0,43
	1/2 φ	0,06	0,09	0,14	0,19	0,24	0,28	0,32
	2/3 φ	0,06	0,09	0,13	0,18	0,22	0,26	0,29
	30^0	0,05	0,09	0,13	0,17	0,22	0,25	0,27
45	0	0,03	0,07	0,12	0,17	0,23	0,30	0,38
	1/2 φ	0,03	0,06	0,10	0,15	0,19	0,24	0,28
	2/3 φ	0,03	0,06	0,00	0,14	0,18	0,22	0,24

Примечание. Значения $\lambda_{\alpha,\varepsilon}$ для промежуточных значений φ, δ и ε определяются интерполяцией.

$\alpha_{кр}$ – угол наклона поверхности обрушения к вертикали.

В тех случаях, когда вычисленное значение $\sigma_{a,r}$ меньше нуля, то следует принимать $\sigma_{a,r} = 0$.

Примечания: I. Знак минус перед $\sigma_{a,\delta}$ означает, что вертикальная составляющая интенсивности активного давления грунта направлена вверх.

2. При расчете по первой группе предельных состояний вес грунта $\sum_i \gamma_i \Delta y_i$, как правило, вычисляется при коэффициенте надежности по нагрузке, равном I,1.

4. При определении эпюры σ_q вертикального давления от нагрузки q (см. рис. I, 2, 3 и 5) при $C \neq 0$ значение угла наклона $\alpha_{кр}$ поверхности обрушения к вертикали определяется следующим образом.

Задаются значением $l_1 = 3x_1$ и вычисляют величину $\xi = \frac{c}{0,5\gamma l_1}$ (где c и γ – соответственно удельное сцепление и удельный вес грунта, в котором определяются величины l_1 и l_2).

Затем по графику на рис. 6 в зависимости от ξ и φ находят значение $\alpha_{кр}$ и определяют l_1 по указанной на расчетной схеме формуле. Сравнивают полученное значение l_1 с принятым для определения ξ. Если их значения отличаются, то задаются новым значением l_1 и снова определяют $\alpha_{кр}$ и l_1. Приближения производят до тех пор, пока принятое значение l_1 не будет равно значению, вычисленному по формуле.

Для расчетной схемы 3 (см. рис. I, 2, 3 и 5) значение $\alpha_{кр}$ определяется аналогично, но при этом в первом приближении принимается $l_2 = 3x_2$ и сравниваются величины l_2

Примечание. При значении $\delta \leq 0,5\varphi$ допускается принимать $\alpha_{кр} = (45^0 - \varphi/2)$, где δ – то же значение, что и в формулах (I) – (28).

5. При неоднородном грунте эпюру σ_q вертикального давления грунта от нагрузки q допускается строить следующим образом. Сначала принимаются характеристики первого слоя грунта и строится эпюра σ_q как для однородного грунта в соответствии с указаниями на рис.I,2 и 5. Затем принимаются характеристики следующего слоя грунта и строится эпюра σ_q так же, как для однородного грунта и т.д. В пределах каждого слоя принимается эпюра σ_q, соответствующая его характеристикам (рис.7).

6. Для полуотсыпной набережной (рис. 8) эпюры горизонтальных $\sigma_{a.r}$ и вертикальных $\sigma_{a.\delta}$ составляющих интенсивности активного давления грунта определяются следующим образом.

Строят две эпюры $\sigma_{a.r}$:

эпюра ? строится от точки A (точки пересечения линий, являющихся продолжением откоса и расчетной поверхности) как для откоса неограниченной протяженности;

эпюра 3 строится от точки B (точки пересечения линий, являющихся продолжением горизонтальной поверхности полуотсыпи или бермы и расчетной поверхности) как для горизонтальной поверхности грунта.

Искомая эпюра 4 (заштрихованная на рис. 8) начинается от верха расчетной поверхности (от точки A) и до точки пересечения эпюр 2 и 3 принимается эпюра 3 для расчетных схем на рис.8,б и 8,в или эпюра 2- для расчетной схемы на рис.8,а, ниже - соответственно эпюра 2 или 3.

Значение $\sigma_{a.\delta}$ на глубине y вычисляется по формуле:

$$\sigma_{a.\delta} = \sigma_{a.r} \operatorname{tg}(\varepsilon + \delta), \qquad (29)$$

где ε и δ - те же значения, что и в формуле (8).

7. При сложном очертании поверхности грунта, наличии штабеля навалочного гр за, рассматриваемого как грунт при неплоских и непараллельных границах слоев грунта, ломаных поверхностях обрушения горизонтальных нагрузках и др. горизонтальная $E_{a.r}$ и вертикальная

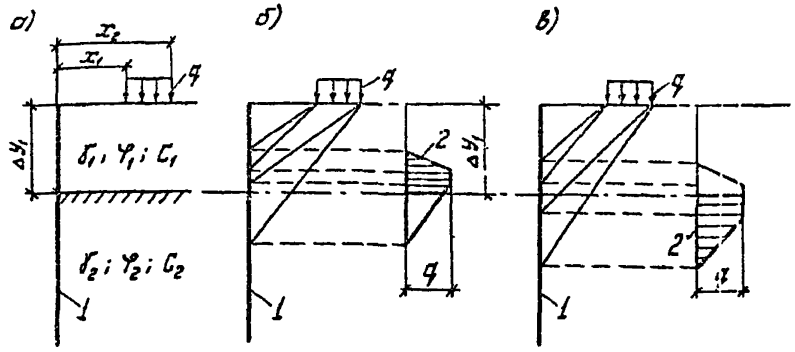


Рис.7. Схемы к определению эпюры σ_q при неоднородном грунте

а- расчетная схема; б- схема для определения эпюры σ_q при характеристиках первого слоя (γ_1; φ_1; c_1) грунта; в- то же при характеристиках второго слоя (γ_2; φ_2; c_2); I- расчетная поверхность; 2- эпюра σ_q вертикального давления от нагрузки q

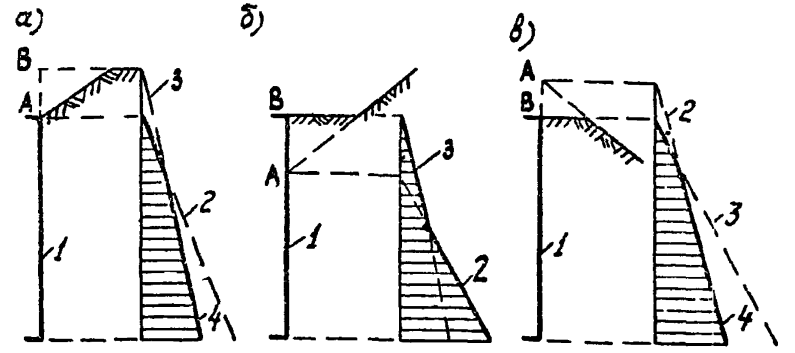


Рис. 8. Схема к определению активного давления грунта при наличии откоса на поверхности грунта

I- расчетная поверхность; 2- эпюра $\sigma_{a,r}$ при неограниченном откосе; 3- эпюра $\sigma_{a,r}$ при горизонтальной поверхности грунта, проходящей через точку B ; 4- эпюра $\sigma_{a,r}$ при заданном очертании поверхности грунта (заштрихована)

$E_{a.б}$ составляющие активного давления грунта определяются вариационным методом следующим образом.

а) От низа расчетной поверхности (или участка расчетной поверхности), на которую определяется активное давление грунта, намечают возможные поверхности обрушения (рис. 9,а).

При больших неравномерных нагрузках на поверхности грунта или наклонных слоях грунта следует, кроме плоских, рассматривать ломаные поверхности обрушения. В случаях, когда поверхность котлована (дна)проходит в глинистых грунтах или имеются наклонные слои глинистого грунта, следует рассматривать также ломаные поверхности, которые полностью или частично пройдут по поверхности котлована или,границе слоев грунта.

При наличии на поверхности грунта штабеля навалочного груза и отсутствии под ним устройств, исключающих передачу горизонтального давления от штабеля на грунт, поверхность обрушения следует проводить и через штабель, рассматривая его как грунт с соответствующими навалочному грузу характеристиками с учетом указаний п. 4(в) приложения 2. В штабеле высотой 20 м и углами наклона откосов к горизонтали, равными 45^{0}, положение наиболее опасной поверхности обрушения следует определять согласно указаниями п. 4(ж) приложения 2.

б) Для каждой возможной поверхности обрушения в соответствии с указаниями пунктов "в" и "г" определяют значение $E_{a.г}$. Необходимо найти наиболее опасную поверхность обрушения, при которой величина $E_{a.г}$ будет иметь наибольшее значение.

Значения $E_{a.г}$ и $E_{a.б}$, вычисленные при наиболее опасной поверхности обрушения, являются искомыми составляющими активного давления грунта.

в) Для определения $E_{a.г}$ и $E_{a.б}$ призму обрушения, ограниченную расчетной поверхностью и поверхностью обрушения, разда-

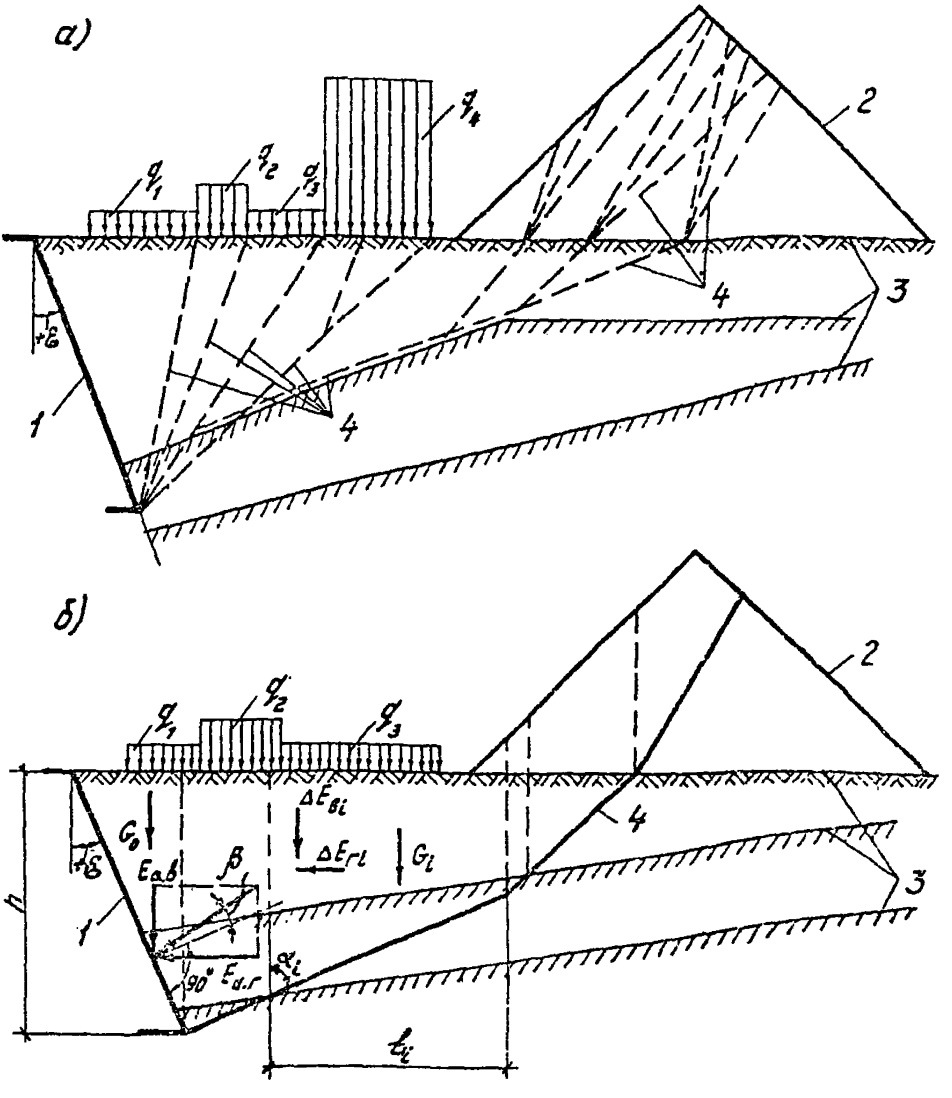


Рис. 9. Схемы к определению активного давления грунта вариационным методом

а– схемы возможных поверхностей обрушения; б– к определению значений ΔE_{fi} и $\Delta E_{\delta i}$; I– расчетная поверхность; 2– штабель навалочного груза; 3– границы слоев грунта (или поверхность котлована); 4– возможная поверхность обрушения

дают вертикальными плоскостями на отдельные элементы таким образом, чтобы в основании каждого элемента был однородный грунт и основание можно было принять плоским (рис. 9,б). При $\delta > 0$ объем грунта между расчетной поверхностью и вертикальной плоскостью, проведенной через низ расчетной поверхности, не рассматривают как отдельный элемент, а влияние его учитывают в соответствии с рекомендациями п. 9.

г) Горизонтальную $E_{a,r}$ и вертикальную $E_{a,b}$ составляющие активного давления грунта определяют с учетом указаний п. 9 по формулам:

$$E_{a,r} = \sum_{1}^{\kappa} \Delta E_{ri} \; ; \qquad (30)$$

$$E_{a,b} = \sum_{1}^{\kappa} \Delta E_{bi} \; ; \qquad (31)$$

$$\Delta E_{ri} = \frac{G_i + W_{ri} tg(\alpha_i + \varphi_i) - c_i b_i [tg(\alpha_i + \varphi_i) + ctg\alpha_i]}{tg(\delta+\beta) + tg(\alpha_i + \varphi_i)} \; ; \qquad (32)$$

$$\Delta E_{bi} = \Delta E_{ri}^{b} tg(\delta+\beta) \; ; \qquad (33)$$

$\Delta E_{ri}; \Delta E_{bi}$ – соответственно горизонтальная и вертикальная составляющие давления грунта от i-ого элемента призмы обрушения;

κ – количество элементов в призме обрушения;

G_i – вес i-ого элемента с учетом вертикальных составляющих нагрузок в пределах ширины элемента;

W_{ri} – сумма горизонтальных составляющих нагрузок в пределах ширины элемента, принимаемых со знаком плюс при направлении в сторону давления;

α_i – угол между вертикалью и поверхностью обрушения в основании элементов, отсчитываемый от вертикали по часовой стрелке, принимаемый не более

$173^0 - (\delta + \beta + \varphi_i)$;

φ_i ; c_i – соответственно угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта в основании i-ого элемента; если основание элемента проходит по поверхности котлована, то следует принимать $\varphi_i = \varphi_{n_i}$ и $c_i = c_{n_i}$;

φ_{n_i} и c_{n_i} – соответственно угол внутреннего трения и удельное сцепление по поверхности котлована, определяемые в соответствии с рекомендациями п. I.34 настоящих Указаний;

b_i – ширина i-ого элемента;

ε – обозначение то же, что и в формуле (8);

β – угол, принимаемый, как правило, равным δ_{cp}, но не более 20^0 для элементов, имеющих $(\alpha_i + \varphi_i) > 90^0$;

δ_{cp} – средневзвешенное значение угла трения грунта на контакте с расчетной поверхностью в пределах ее высоты h, определяемое по формуле

$$\delta_{cp} = \frac{\sum_1^n \delta_j \Delta y_j}{h}; \qquad (34)$$

δ_j – угол трения грунта на контакте с расчетной поверхностью в пределах j-ого слоя грунта, принимаемый не более 30^0; значение δ_j по расчетной поверхности, проходящей по тыловой грани сооружения, допускается принимать равным $2/3\,\varphi_j$, по расчетной поверхности, проходящей в грунте, – φ_j;

φ_j – угол внутреннего трения грунта на контакте с расчетной поверхностью в пределах j-ого слоя грунта;

Δy_j – высота j-ого слоя грунта у расчетной поверхности в пределах ее высоты h;

n – число слоев грунта в пределах высоты h расчетной поверхности.

Примечания: I. Если поверхность обрушения проходит по контакту двух слоев грунта, то по поверхности обрушения принимаются характеристики наихудшего слоя грунта; при невозможности выделения наихудшего слоя необходимо определение ΔE_{r_i} выполнять при характеристиках и того и другого слоев грунта.

2. Определение активного давления грунта вариационным методом требует большого объема вычислений, поэтому его целесообразно проводить на ЭВМ. Примеры определения активного давления грунта вариационным методом приведены в приложении 2.

8. Эпюры интенсивности активного давления грунта $\sigma_{a.r}$, $\sigma_{a.b}$ и $\sigma_{a.n}$ в случае, когда активное давление вычисляется по указаниям п. 7, определяют следующим образом.

Расчетная поверхность разбивается на отдельные участки высотой Δh_j (рис. I0). Как правило, для верхних участков, где нет сложного напластования грунтов и отсутствует влияние штабеля навалочного груза и др., значения $\sigma_{a.r}$, $\sigma_{a.b}$ и $\sigma_{a.n}$ определяются по указаниям п. 3. На участках, где нельзя определить интенсивность активного давления грунта по указаниям п. 3, вычисляют в середине каждого участка горизонтальную $\sigma_{a.r_j}$, вертикальную $\sigma_{a.b_j}$ и нормальную $\sigma_{a.n_j}$ составляющие интенсивности активного давления грунта по формулам:

$$\sigma_{a.r_j} = \frac{E_{a.r_j} - E_{a.r_{j-1}}}{\Delta h_j} \quad ; \qquad (35)$$

$$\sigma_{a.b_j} = \frac{E_{a.b_j} - E_{a.b_{j-1}}}{\Delta h_j} \quad ; \qquad (36)$$

$$\sigma_{a.n_j} = \sigma_{a.r_j} \frac{\cos\varepsilon \cos\beta}{\cos(\varepsilon+\beta)} \; ; \qquad (36,a)$$

где E_a ; $E_{a.b_j}$ – соответственно горизонтальная и вертикальная составляющие активного давления грунта на часть расчетной поверхности высотой h_j, расположенную выше нижней границы рассматриваемого j-ого участка, определяемые по формулам (30) и (31);

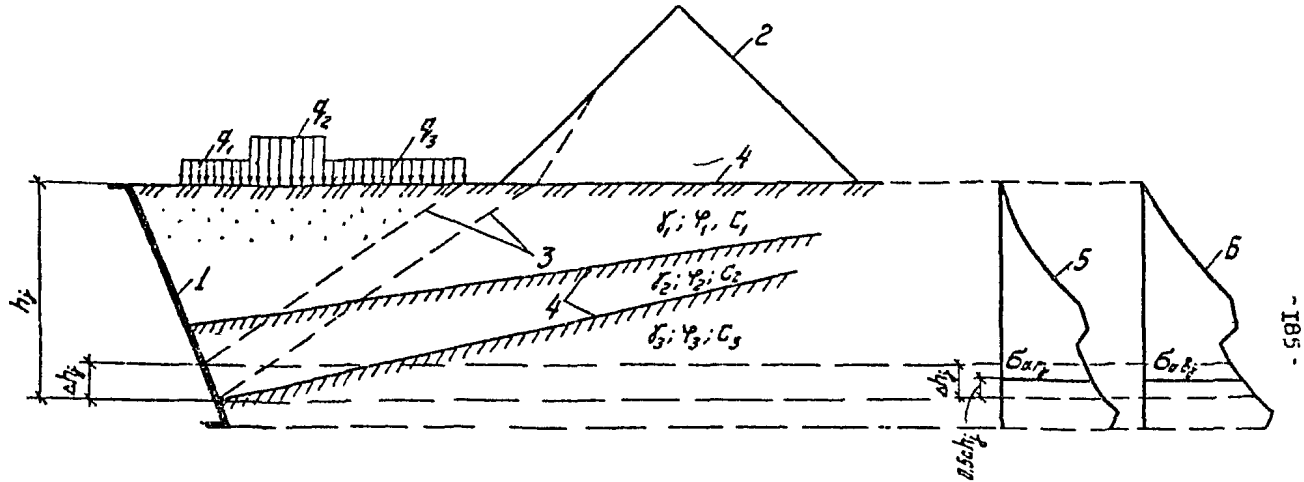


Рис. IO. Схема к определению интенсивности активного давления грунта, вычисленного вариационным методом

I- расчетная поверхность; 2- штабель навалочного груза; 3- наиболее опасная поверхность обрушения; 4- граница слоев грунта; 5- эпюра горизонтальных $\sigma_{a,\gamma}$ составляющих активного давления грунта; 6- то же вертикальных $\sigma_{a,q}$ составляющих

$E_{a\,j-1}$; $E_{a.\ell_{j-1}}$ – соответственно горизонтальная и вертикальная составляющие активного давления грунта на часть расчетной поверхности высотой h_{j-1}, расположенную выше верхней границы рассматриваемого j-ого участка, определяемые по формулам (30) и (3I).

9. При определении активного давления грунта в соответствии с указаниями п. 7 необходимо учитывать следующее:

а) При $\delta > 0$ к весу G_i следует добавлять вес ΔG_i, вычисляемый по формуле

$$\Delta G_i = \frac{G_o}{\sum_i G_i} G_i \quad , \tag{37}$$

где G_o – вес объема грунта между расчетной поверхностью и вертикальной плоскостью, проведенной через низ расчетной поверхности, с учетом нагрузки на поверхности этого объема (см. рис. 9,б).

б) Если расчетная поверхность имеет ломаное очертание, то в формулах (32) и (33) допускается принимать $\delta = \delta_{cp}$, где δ_{cp} – средневзвешенное значение углов наклона к вертикали плоских участков расчетной поверхности, определяемое по формуле .

$$\delta_{cp} = \frac{\sum_1^n \varepsilon_i \Delta h_i}{h} \quad , \tag{38}$$

ε_i – угол наклона к вертикали i-ого плоского участка расчетной поверхности, принимаемый со знаком минус при наклоне на грунт (см. рис. 2);

Δh – высота i-ого плоского участка расчетной поверхности;

h - высота расчетной поверхности;

n - число плоских участков расчетной поверхности.

в) Если значение $E_{a.г}$, вычисленное по формуле (30), меньше нуля, то следует принимать $E_{a.г} = 0$ и $E_{a.в} = 0$.

Примечания: I. При ломаной поверхности обрушения:

в элементах, имеющих $(\alpha_i + \varphi_i) \leq 90^0$, следует учитывать, как правило, временную нагрузку на поверхности элемента и, если расчет ведется по первой группе предельных состояний, то коэффициент надежности по нагрузке для веса грунта принимать равным $n = I,I$, для навалочного груза - $n = I,3$;

в элементах, имеющих $(\alpha_i + \varphi_i) > 90^0$, временная нагрузка на поверхности элемента не учитывается, за исключением нагрузки от штабеля навалочных грузов и, если расчет ведется по первой группе предельных состояний, то коэффициент надежности по нагрузке для веса грунта принимается $n = 0,9$, для навалочного груза - $n = I,0$.

2. Знак минус, полученный при вычислении $E_{a.в}$, означает, что вертикальная составляющая активного давления грунта направлена вверх.

I0. Горизонтальная $\sigma_{a.г_0}$, вертикальная $\sigma_{a.в_0}$ и нормальная $\sigma_{a.н_0}$ составляющие интенсивности активного давления грунта на отдельно стоящую опору на глубине y определяются по формулам:

$$\sigma_{a.г_0} = \sigma_{a.г} \cdot k_a \cdot b \; ; \qquad (39)$$

$$\sigma_{a.в_0} = \sigma_{a.г_0} \cdot tg(\varepsilon + \delta) \; ; \qquad (40)$$

$$\sigma_{a.н_0} = \sigma_{a.г_0} \frac{\cos\varepsilon \cdot \cos\delta}{\cos(\varepsilon + \delta)} \; , \qquad (40,а)$$

где $\sigma_{a.г}$ - горизонтальная составляющая интенсивности активного давления грунта на I м длины; определяемая по указаниям пп. 3, 6 или 7;

k_a - коэффициент, учитывающий пространственную работу грунта и определяемый по формулам:

при $y \le y_{кр}$

$$K_a = 1 + \frac{tg\,\varphi/2}{b \cdot tg\,(45° + \varphi/2)}\, y \; ; \qquad (41)$$

при $y > y_{кр}$

$$K_a = 1 + \frac{(l_0 - b)}{b}\left(1 - 0{,}5\,\frac{y_{кр}}{y}\right) \; ; \qquad (42)$$

где

$$y_{кр} = \frac{(l_0 - b)\,tg\,(45° + \varphi/2)}{2\,tg\,\varphi/2} \; ; \qquad (43)$$

b; l_0 – соответственно ширина (диаметр) отдельно стоящей опоры и расстояние между ними в осях;

δ; δ – те же значения, что и при определении $\sigma_{a.г}$.

Примечание. Для одиночных опор коэффициент K_a следует определять по формуле (41).

Определение пассивного давления грунта

11. При плоской поверхности грунта, равномерно распределенной нагрузке и слоях грунта, параллельных поверхности, горизонтальная $\sigma_{п.г}$, вертикальная $\sigma_{п.в}$ и нормальная $\sigma_{п.н}$ составляющие интенсивности пассивного давления грунта на глубине y определяются:

а) при горизонтальной поверхности грунта и вертикальной расчетной поверхности по формулам (44) и (45) на рис. 11,а;

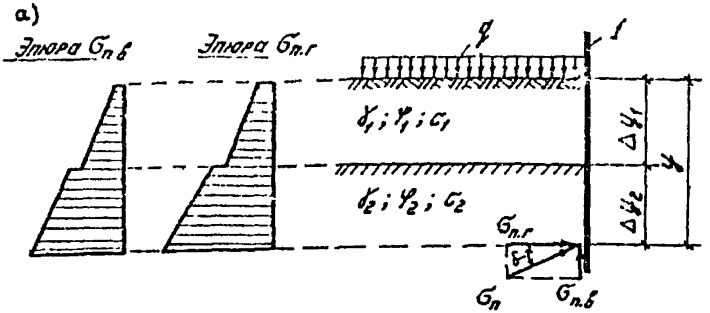
б) при горизонтальной поверхности грунта и наклонной расчетной поверхности по формулам (46) и (47) на рис. 11,б;

в) при наклонной поверхности грунта, когда $|\rho| \le \varphi$ и вертикальной расчетной поверхности по формулам (48) и (49) на рис. 12,а;

г) при наклонной поверхности грунта, когда $|\rho| \le \varphi$, и угле наклона $\delta < 7°$ расчетной поверхности к вертикали по формулам (51) и (52) на рис 12,б.

В формулах (44) – (53):

а)

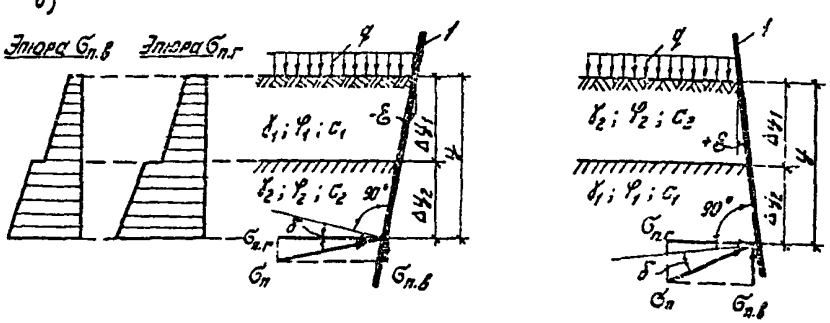


$$\sigma_{п.г} = (\sum_i^n \gamma_i \Delta y_i + q)\lambda_{п.г} + \frac{c}{tg\varphi}(\lambda_{п.г} - 1); \qquad (44)$$

$$\sigma_{п.в} = \sigma_{п.г} \cdot tg\,\delta; \qquad (45)$$

$\lambda_{п.г}$ определяется по табл. 2 при $\delta = 0$.

б)



$$\sigma_{п.г} = (\sum_i^n \gamma_i \cdot \Delta y_i + q)\lambda_{п.г} + \frac{c}{tg\varphi}\left[\lambda_{п.г} - \frac{\cos(\delta+\delta)}{\cos\delta \cdot \cos\delta}\right]; \qquad (46)$$

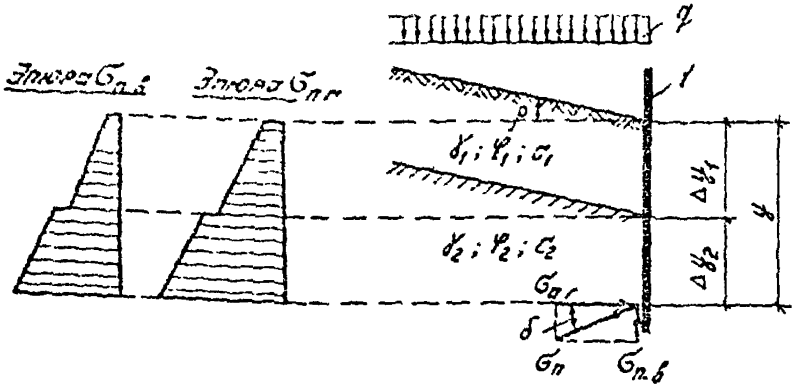
$$\sigma_{п.в} = \sigma_{п.г}\, tg(\delta+\delta); \quad (47) \qquad \sigma_{п.н} = \sigma_{п.г}\frac{\cos\delta\cos\delta}{\cos(\delta+\delta)}; \quad (47,а)$$

$\lambda_{п.г}$ определяется по табл. 2

Рис. II. К определению пассивного давления грунта при горизонтальной поверхности грунта

а – при вертикальной расчетной поверхности; б – при наклонной расчетной поверхности; I – расчетная поверхность

а)

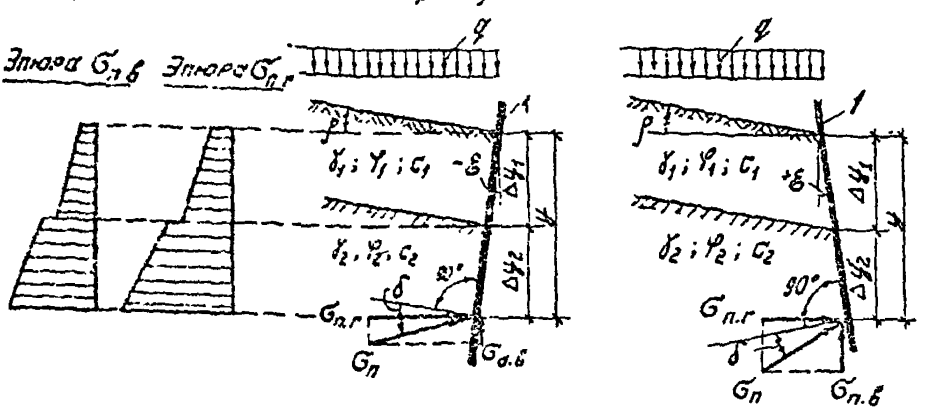


$$\sigma_{n.г} = \left(\sum_1^n \gamma_i \Delta y_i + q\right) \lambda_{n.г} + \frac{c}{tg\varphi}\left(\lambda_{n.г} - 1\right); \qquad (48)$$

$$\sigma_{n.б} = \sigma_{n.г} \cdot tg\,\delta; \qquad (49)$$

$$\lambda_{n.г} = \left[\frac{\cos\varphi}{\left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\beta)\sin(\varphi+\rho)}{\cos\beta \cdot \cos\rho}}\right)}\right]^2; \qquad (50)$$

б)



$$\sigma_{n.г} = \left(\sum_1^n \gamma_i \Delta y_i + q\right) \lambda_{n.г} + \frac{c}{tg\varphi}\left[\lambda_{n.г} - \frac{\cos(\varepsilon+\delta)}{\cos\varepsilon \cdot \cos\delta}\right]; \qquad (51)$$

$$\sigma_{n.б} = \sigma_{n.г} \cdot tg(\varepsilon+\delta); \quad (52) \qquad \sigma_{n.н} = \sigma_{n.г}\frac{\cos\varepsilon\cos\delta}{\cos(\varepsilon+\delta)}; \qquad (52,а)$$

при $\varepsilon < 7°$:

$$\lambda_{n.г} = \left[\frac{\cos(\varphi-\varepsilon)}{\left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi-\varepsilon)\sin(\varphi+\rho)}{\cos(\varepsilon-\beta)\cos(\varepsilon-\rho)}}\right)\cos\varepsilon}\right]^2; \qquad (53)$$

Рис.12. К определению пассивного давления грунта при наклонной поверхности грунта

а- при вертикали и расчетной поверхности; б – при наклонной расчетной поверхности ($\varepsilon < 7°$); 1- расчетная поверхность

Таблица 2

φ, град.	δ	Значения $\lambda_{n.r}$ при ε, равном						
		-30^0	-20^0	-10^0	0^0	10^0	20^0	30^0
5	0	I,09	I,I2	I,I4	I,I8	I,22	I,26	I,30
	I/3 φ	I,I2	I,I5	I,20	I,24	I,29	I,34	I,39
	φ	I,I5	I,I8	I,22	I,27	I,32	I,37	I,42
I0	0	I,20	I,24	I,33	I,42	I,5I	I,62	I,75
	I/3 φ	I,29	I,35	I,43	I,52	I,6I	I,7I	I,84
	φ	I,45	I,5I	I,56	I,63	I,7I	I,79	I,95
I5	0	I,30	I,39	I,55	I,69	I,93	2,07	2,34
	I/3 φ	I,50	I,6I	I,70	I,86	2,II	2,3I	2,56
	φ	I,80	I,90	2,05	2,I2	2,32	2,53	2,84
20	0	I,45	I,60	I,80	2,04	2,32	2,79	3,I7
	I/3 φ	I,72	I,89	2,II	2,35	2,67	3,09	3,57
	φ	2,27	2,40	2,6I	2,86	3,I5	3,49	3,86
25	0	I,58	I,74	2,I2	2,46	3,00	3,68	4,30
	I/3 φ	2,0I	2,25	2,59	3,09	3,56	4,24	5,I3
	φ	2,87	3,I6	3,48	3,94	4,59	5,36	6,83
30	0	I,72	2,02	2,43	3,00	3,70	4,70	6,I0
	I/3 φ	2,33	2,72	3,28	3,94	4,88	6,I5	7,84
	φ	3,72	4,23	4,85	5,67	6,65	7,82	9,0I
35	0	1,9I	2,28	2,89	3,69	4,70	6,46	9,00
	I/3 φ	2,79	3,46	4,26	5,29	7,I7	9,I7	I3,7
	30^0	4,54	5,62	6,7I	7,76	I0,35	I2,7	I5,4
40	0	2,I4	2,66	3,42	4,60	6,24	8,85	I3,0
	I/3 φ	3,37	4,36	5,66	7,54	I0,4	I4,5	2I,6
	30^0	5,48	6,89	8,8I	II,4	I5,I	20,3	26,7
45	0	2,40	3,I9	4,22	5,83	8,I9	I2,0	I8,0
	I/3 φ	4,I2	5,62	7,43	I0,I	I4,2	2I,I	29,9
	30^0	7,00	9,00	II,5	I6,5	20,5	28,0	36,9

Примечание. Значения $\lambda_{n.r}$ при промежуточных значениях φ, δ и ε определяются интерполяцией.

γ_i ; Δy_i – соответственно объемный вес (с учетом взвешивающего действия воды) и высота i-ого слоя грунта у расчетной поверхности в пределах y ;

n – число слоев грунта у расчетной поверхности в пределах y ;

q – вертикальная равномерно распределенная нагрузка на I м2 или на I м2 горизонтальной проекции откоса при $\rho \neq 0$;

ε – угол наклона расчетной поверхности к вертикали на глубине y , принимаемый со знаком минус при наклоне от грунта (рис. II и I2);

φ; c – соответственно угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта у расчетной поверхности на глубине y ;

δ – угол отклонения от нормали к расчетной поверхности пассивного давления грунта, принимаемый, как правило, равным углу трения грунта на контакте с расчетной поверхностью на глубине y , но не более 30^0; угол трения грунта на контакте с расчетной поверхностью принимается, как правило, равным φ ;

$\lambda_{n.r}$ – коэффициент горизонтальной составляющей пассивного давления грунта;

ρ – угол наклона поверхности грунта к горизонтали, принимаемый со знаком плюс при отклонении поверхности вверх;

β – угол, принимаемый $2/3\,\delta$.

Если вычисленное значение $\sigma_{a\delta}$ имеет знак минус, то это означает, что вертикальная составляющая интенсивности пассивного давления грунт направлена вниз (см. рис. II,б).

Примечание. При расчете по первой группе предельных состояний вес грунта ($\sum_{i}^{m} \gamma_i \Delta y_i$) вычисляется, как правило, при коэффициенте надежности по нагрузке, равном 0,9.

12. При сложном очертании поверхности грунта, при неплоских и не параллельных границах слоёв грунта, ломаных поверхностях выпора и пр. горизонтальную $E_{п.г}$ и вертикальную $E_{п.в}$ составляющие пассивного давления грунта допускается определять вариационным методом , аналогичным указанному в п. 7 . При этом находится наиболее опасная поверхность выпора, соответствующая минимальной величине $E_{п.г}$, а значения $E_{п.г}$ и $E_{п.в}$, вычисленные при наиболее опасной поверхности выпора, являются искомыми составляющими пассивного давления грунта.

Величины $E_{п.г}$ и $E_{п.в}$ при любой поверхности выпора вычисляются по формулам:

$$E_{п.г} = -\sum_{1}^{m} \Delta E_{гi} ; \qquad (54)$$

$$E_{пв} = -\sum_{1}^{m} \Delta E_{вi} , \qquad (55)$$

где $\Delta E_{гi}$; $\Delta E_{вi}$ – соответственно горизонтальная и вертикальная составляющие пассивного давления грунта от i - ого элемента призмы выпора, определяемые по формулам (32) и (33) при том же значении ε , что и в формуле (46), и при $\beta_i = 2/3\,\delta_{ср}$, но не более 20^0 для элементов, имеющих $(\alpha_i + \varphi_i) > 90^0$;

$\delta_{ср}$ – средневзвешенное значение угла отклонения от нормали к расчетной поверхности пассивного давления грунта, принимаемое, как правило, равным средневзвешенному значению уг-

ла трения на контакте с расчетной поверхностью, вычисляемому по формуле (34); значение угла трения δ_j на контакте с расчетной поверхностью допускается принимать, как правило, равным φ_j;

m - количество элементов в призме выпора.

При вычислении пассивного давления грунта необходимо соблюдать указания п. 9 (а, б) и учитывать следующее:

а) при $\varepsilon < 0$ объем грунта между расчетной поверхностью и вертикальной плоскостью, проведенной через низ расчетной поверхности, не рассматривается как отдельный элемент, но его вес с учетом нагрузки на поверхности распределяется между всеми элементами призмы выпора пропорционально их весу. Добавка ΔG_i к весу i - ого элемента вычисляется по формуле (37);

б) знак минус, полученный при вычислении $E_{п.б}$ по формуле (33), означает, что вертикальная составляющая пассивного давления грунта направлена вниз (рис. II,б и I2,б).

I3. Горизонтальная $\sigma_{п.г_0}$, вертикальная $\sigma_{п.б_0}$ и нормальная $\sigma_{п.н_0}$ составляющие интенсивности пассивного давления грунта на отдельно стоящую опору на глубине y определяются по формулам:

$$\sigma_{п.г_0} = \sigma_{п.г} \cdot k_п \cdot b \cdot ; \qquad (56)$$

$$\sigma_{п.б_0} = \sigma_{п.г_0} \cdot tg(\varepsilon + \delta) ; \qquad (57)$$

$$\sigma_{п.н_0} = \sigma_{п.г_0} \frac{\cos\varepsilon \cos\delta}{\cos(\varepsilon + \delta)} , \qquad (57,а)$$

где $\sigma_{п.г}$ - горизонтальная составляющая интенсивности пассивного давления грунта на I м длины, определяемая по указаниям пп.II или I2;

$k_п$ - коэффициент, учитывающий пространственную работу грунта и определяемый по формулам:

при $y \leq y_{кр}$

$$K_n = 1 + \frac{tg\,\varphi/2}{b\,tg(45^\circ - \varphi/2)}\,y\,; \qquad (58)$$

при $y > y_{кр}$

$$K_n = 1 + \frac{(l_0 - b)}{b}\left(1 - 0{,}5\,\frac{y_{кр}}{y}\right), \qquad (59)$$

где

$$y_{кр} = \frac{(l_0 - b)\,tg(45^\circ - \varphi/2)}{2\,tg\,\varphi/2}\,; \qquad (60)$$

b и l_0 – соответственно ширина (диаметр) отдельно стоящей опоры и расстояние между ними в осях;

δ и δ – те же значения, что и при определении $\sigma_{п.г}$.

Примечание. Для одиночных опор коэффициент K_n следует определять по формуле (58).

Боковое давление грунта в допредельном напряженном состоянии

Определение давления грунта в состоянии покоя

14. При горизонтальной поверхности грунта, равномерно распределенной нагрузке q и горизонтальных слоях грунта горизонтальная $\sigma_{о.г}$ и вертикальная $\sigma_{о.в}$ составляющие интенсивности давления грунта в состоянии покоя на вертикальную расчетную поверхность на глубине y определяются по формулам:

$$\sigma_{о.г} = \left(\sum_i \gamma_i \Delta y_i + q\right)\lambda_{о.г}\,; \qquad (61)$$

$$\sigma_{o.\delta} = \sigma_{o.r} \cdot tg\,\delta \quad , \qquad (62)$$

где γ_i; Δy_i; n – те же значения, что и в формулах (I) – (28);

$\lambda_{o.r}$ – коэффициент горизонтальной составляющей давления грунта в состоянии покоя, определяемый:

а) при $\delta = 0$ по графику на рис. I3 в зависимости от значения μ или по формуле:

$$\lambda_{o.r} = \frac{\mu}{1-\mu} \; ; \qquad (63)$$

б) при $\delta \neq 0$ – по графику на рис. I3 в зависимости от значения $\varphi_{усл}$, вычисляемого по формуле

$$\varphi_{усл} = arc\,sin\,(1-2\mu) \; ; \qquad (64)$$

μ – коэффициент поперечного расширения грунта, принимаемый по табл.5 приложения 6.

I5. В сложных случаях давление грунта в состоянии покоя определяется как активное давление в соответствии с указаниями п. 7, принимая при этом удельное сцепление равным нулю, а угол внутреннего трения грунта равным условному значению $\varphi_{усл}$, вычисляемому по формуле (64).

Определение давления грунта внутри ячеистых конструкций

I6. При равномерно распределенной нагрузке q на уровне верха ячейки горизонтальная $\sigma_{a.r}$ и вертикальная $\sigma_{a.\delta}$ составляющие интенсивности давления грунта на вертикальную поверхность внутри ячейки на глубине y определяются по формулам (рис.I4):

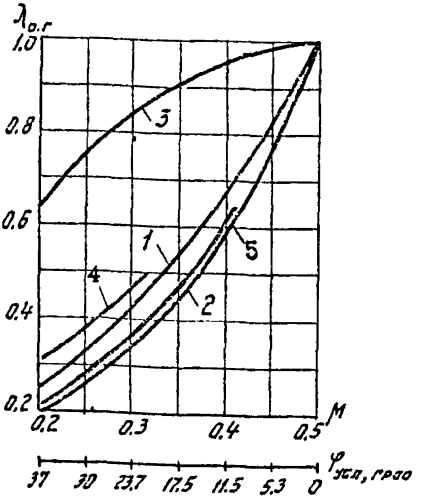


Рис. 13. График для определения $\lambda_{о.г}$ при горизонтальной поверхности засыпки и вертикальной расчетной поверхности

1- при $\delta=0$; 2- при $\delta=\varphi_{усл}$; 3- при $\delta=-\varphi_{усл}$
4- при $\delta=-1/3\varphi_{усл}$; 5-при $\delta=2/3\varphi_{усл}$.

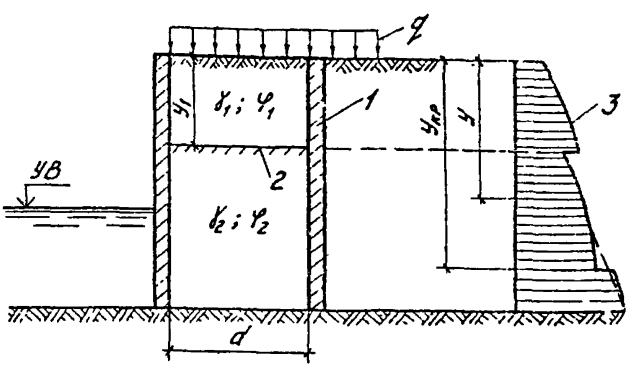


Рис. 14. Схема к определению давления грунта внутри ячеистых конструкций

1- ячейка; 2- граница слоев грунта; 3- эпюра горизонтальных составляющих $\sigma_{а.г}$ давления грунта внутри ячейки

$$\sigma_{a.r} = \sigma_y \lambda_{a.r} \quad ; \qquad (65)$$

$$\sigma_{a.\delta} = \sigma_{a.r} \operatorname{tg}\delta \quad , \qquad (66)$$

где σ_y – вертикальное давление на глубине y, определяемое по формуле

$$\sigma_y = \gamma A - (\gamma A - \sigma_{y_i}) \exp\left(-\frac{y - y_i}{A}\right) ; \qquad (67)$$

$$A = \frac{F}{u \lambda_{a.r} \operatorname{tg}\delta} \quad ; \qquad (68)$$

γ – удельный вес грунта внутри ячейки на глубине y ;

y_i – высота грунта над поверхностью слоя, в пределах которого определяется $\sigma_{a.r}$;

σ_{y_i} – вертикальное давление на поверхности слоя, в пределах которого определяется $\sigma_{a.r}$;
для верхнего (первого) слоя (при $y \leq y_1$)
$\sigma_{y_i} = q$;
для второго слоя (при $y > y_1$, см. рис. I4)
$\sigma_{y_i} = \sigma_{y_2}$,
вычисленному по формуле (67) при $y = y_1$ и $\sigma_{y_i} = q$ (т.е. σ_{y_2} - вертикальное давление на уровне низа верхнего слоя);

F ; u – соответственно площадь и периметр ячейки (для квадратных и круглых ячеек $\frac{F}{u} = d/4$, при отсутствии поперечных перегородок $\frac{F}{u} = \frac{d}{2}$);

d – расстояние между стенами ячейки или диаметр круглой ячейки;

$\lambda_{a.r}$ – коэффициент горизонтальной составляющей, определяемый в соответствии с указаниями пп.3 и 7.17 в зависимости от φ_{xa} или φ ;

$\varphi_{уел}$ – значение, определяемое по формуле (64);

δ – угол трения грунта на контакте со стеной, принимаемый:
при $E_0 \geq 4 E_{зас}$ – со знаком плюс;
при $E_0 < 4 E_{зас}$ – со знаком плюс выше глубины $y_{кр}$ и со знаком минус – ниже глубины $y_{кр}$;

E_0 и $E_{зас}$ – модули деформации соответственно грунта основания и слоя грунта внутри ячейки;

$y_{кр}$ – глубина, на которой осадка грунта внутри ячейки равна осадке ячейки.

Примечания: I. Для параллельных стен (при отсутствии поперечных перегородок) значение $\sigma_{a.r}$ до глубины $y \leq 2d$ следует определять по формуле (I) приложения 8.

2. При постоянном значении δ в пределах слоя грунта на уровне $y = y_{кр}$ происходит скачок в эпюрах $\sigma_{a.r}$ и $\sigma_{a.в}$.

I7. При неравномерной нагрузке на уровне верха ячейки давление грунта на внутренние поверхности ячейки допускается определять:

при $y \geq 2d$ – по указаниям п. I6, принимая на глубине $y = 2d$ величину $q = q_{экв}$;

при $y < 2d$ – по указаниям п. I5.

Значение $q_{экв}$ вычисляется по формуле

$$q_{экв} = \frac{\sigma_{a.r_1}}{\lambda_{a.r}}, \qquad (69)$$

где $\sigma_{a.r_1}$ – горизонтальная составляющая интенсивности давления грунта определяется на глубине $y = 2d$ по указаниям п. I5;

$\lambda_{a.r}$ – коэффициент бокового давления, принятый при определении $\sigma_{a.r_1}$.

Приложение 9

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ФИЛЬТРАЦИОННОГО ДАВЛЕНИЯ ВОДЫ

I. В расчетах причальных набережных, расположенных на нескальных грунтах основания, воздействие фильтрационного давления воды, возникающего вследствии колебания уровня воды в акватории, допускается заменять горизонтальной нагрузкой и вертикальными объемными силами.

Фильтрационное давление воды в расчетах прочности не учитывается при суточном спаде уровня воды в акватории до I м и сезонном-до 2 м.

Примечание. К суточным колебаниям уровня воды относятся:
суточные колебания уровня воды в нижних бьефах гидроузлов;
колебания уровня воды на свободных реках во время прохождения весеннего или летне-осеннего дождевого паводка.
К сезонным колебаниям уровня воды относятся: колебания уровня воды в водохранилищах при их сработке.

2. Для определения нагрузок от фильтрационного давления воды необходимо вычислить значение напора воды H у набережной в соответствии с указаниями п. 3.

Горизонтальная нагрузка от фильтрационного давления воды, действующая вдоль подземного контура набережной, принимается в виде эпюры интенсивности и прикладывается непосредственно к сооружению или элементу сооружения. Построения и значения интенсивности эпюр при расчете прочности набережных шпунтовых и уголкового профиля приведены на рис.I, при расчете прочности набережных из оболочек большого диаметра-на рис.2. В расчетах устойчивости эпюры горизонтальных нагрузок от фильтрационного давления воды допускается определять согласно указаниям на рис.I, при этом площадь эпюр следует увеличивать на 30% при суточных колебаниях уровня воды, и на 10% - при сезонных.

На рис. I и 2 :

γ_w - расчетный удельный вес воды;

J - градиент напора, определяемый по приведенным на рис.I

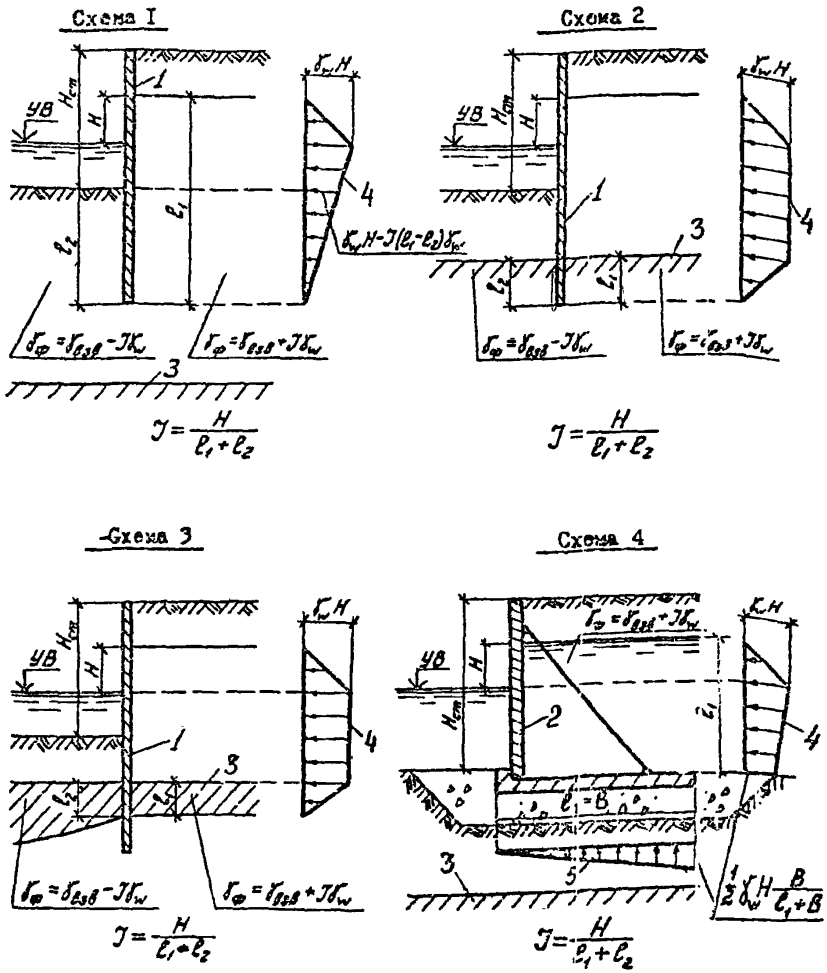


Рис. I. Схемы I-4 нагрузок от фильтрационного давления воды

I- шунт (оболочка); 2- набережная уголкового профиля; 3- водоупор; 4- эпюра горизонтальных нагрузок от фильтрационного давления воды; 5- эпюра вертикальных нагрузок от фильтрационного давления воды

Схема 5

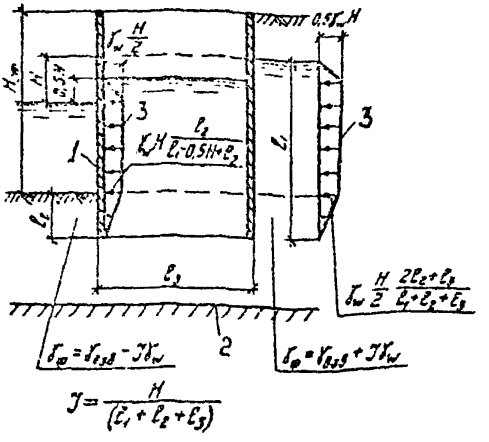


Схема 6

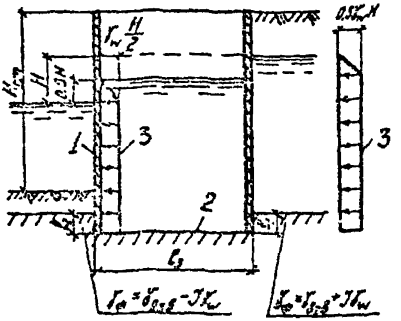


Рис. 2. Схемы 5 и 6 нагрузок от фильтрационного давления воды для расчета прочности набережных из оболочек большого диаметра

I- оболочка большого диаметра; 2- водоупор; 3- эпюра горизонтальных нагрузок от фильтрационного давления воды

и 2 формулам в зависимости от расчетной схемы;

ℓ_1, ℓ_2, ℓ_3 - длина фильтрационного контура соответственно за сооружением и перед ним, определяется по рис. I и 2 в зависимости от расчетной схемы;

B - ширина подошвы набережной.

Вертикальные объемные силы от фильтрационного давления воды в расчетах прочности и устойчивости набережной учитываются в удельном весе грунта ниже уровня грунтовых вод только в пределах высот ℓ_1 и ℓ_2 (см. рис. I и рис. 2) следующим образом (на остальных участках удельный вес грунта под водой принимается равным $\gamma^{н}_{взв}$):

а) за сооружением в пределах высоты ℓ_1 (I)

$$\gamma_{ср} = \gamma_{взв} + J\gamma_w ;$$

б) перед сооружением в пределах высоты ℓ_2 (2)

$$\gamma_{ср} = \gamma_{взв} - J\gamma_w ,$$

где $\gamma_{ср}$ - расчетный удельный вес грунта в пределах указанной высоты;

$\gamma_{взв}$ - расчетный удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды, расположенного в пределах указанной высоты.

В набережных уголкового профиля следует также учитывать действие фильтрационного давления воды и со стороны подошвы фундаментной плиты, которое принимается в виде эпюры вертикальных нагрузок и определяется согласно указаниям на рис. I. (схема 4).

При определении горизонтальных нагрузок и вертикальных объемных сил от фильтрационного давления воды необходимо учитывать следующее:

а) За водоупор следует принимать грунты, коэффициент фильтрации которых в 10 раз меньше, чем грунта обратной засыпки.

б) Если водоупор расположен от подошвы сооружения или от низа шунта глубже чем на $\ell = 2H_{cm}$, то в расчетных схемах заглубление водоупора (расчетного водоупора) следует принимать равным ℓ (H_{cm} - высота набережной от отметки проектного дна до верха набережной).

в) Прослойки из глинистого грунта толщиной менее 20 см или прослойки из супесчаного грунта толщиной менее 40 см не следует рассматривать как водоупор.

г) Нормативные значения $\gamma_{\phi}^{н}$ определяются по формулам (I) и (2) при нормативных величинах $\gamma_{взв}^{н}$ и $\gamma_{\omega}^{н}$.

д) В случаях сложного геологического строения основания фильтрационное давление воды должно определяться методом ЭГДА.

3. Для определения напора воды H у стены необходимо сначала построить осредненный график хода уровней воды в акватории. Для этого из графиков суточный и сезонный колебаний уровней воды выбирается график, соответствующий максимальному расчетному уровню. За начало осредненного графика хода уровней воды в акватории (начало расчетного периода $t = 0$) принимается момент времени, которому предшествовало продолжительное стояние уровня воды в акватории на одной отметке, за конец графика (конец расчетного периода) принимается момент времени ($t = t_п$), при котором произошел спад максимального уровня воды в акватории (рис.3).

Для затопляемых набережных максимальный расчетный уровень воды в акватории принимается на отметке верха территории набережной, а за начало осредненного графика хода уровней воды в акватории принимается момент времени, соответствующий этой отметке.

Отсчет уровней в осредненном графике ведется от водоупора (расчетного водоупора).

Расчетный период $t_п$ осредненного графика хода уровней воды в акватории следует разделить на n интервалов таким образом, чтобы в пределах каждого интервала Δt_i изменение хода уровня можно было принять линейным.

Величина напора H у стены определяется соответственно по формулам (см. ис.3):

при отсутствии дренажей

$$H = H_1 \; ; \qquad (3)$$

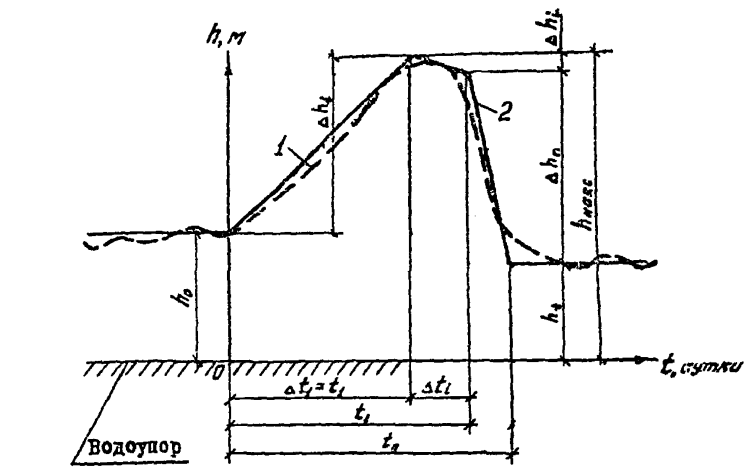


Рис.3. Построение осредненного графика хода уровней воды в акватории

I- сезонный или суточный график хода уровня воды в акватории ; 2- осредненный график хода уровней воды в акватории

при наличии дренажей

$$H = 0.5\,(H_1 + H_2), \qquad (4)$$

$$H_1 = h_o - h_t + S, \qquad (5)$$

$$S = \sum_{1}^{n} (v_i - v_{i-1})\,(t_n - t_{i-1})\,\theta_i, \qquad (6)$$

H_1 - напор, определяемый без учета работы дренажей;

H_2 - напор, вычисляемый по формуле (3) с учетом работы дренажей;

h_o, h_t - глубины воды в акватории, отсчитываемые от водоупора соответственно в начале и конце расчетного периода и определяемые по осредненному графику хода уровней воды в акватории;

v_{i-1} - скорости изменения уровня воды в акватории соответственно за интервалы времени Δt_i и Δt_{i-1}; при $i = 1$ принимается $v_{i-1} = 0$, в остальных случаях значения v_i и v_{i-1} вычисляются соответственно по формулам:

$$v_i = \frac{\Delta h_i}{\Delta t_i}; \qquad (7)$$

$$v_{i-1} = \frac{\Delta h_{i-1}}{\Delta t_{i-1}}, \qquad (8)$$

Δh_i; Δh_{i-1} - величина подъема или спада уровня воды соответственно в интервале времени Δt_i и Δt_{i-1}, определяемая по осредненному графику ходе уровней воды в акватории; при спаде уровня воды значение Δh_i (Δh_{i-1}) принимается со знаком минус;

t_n - расчетный период;

t_{n-1} - время хода уровня воды от начала расчетного периода до конца интервала Δt_{i-1}; при $i = 1$ принимается $t_{i-1} = 0$;

n - число интервалов времени Δt_i;

θ_i - параметр, определяемый по графику на рис.4 в зави-

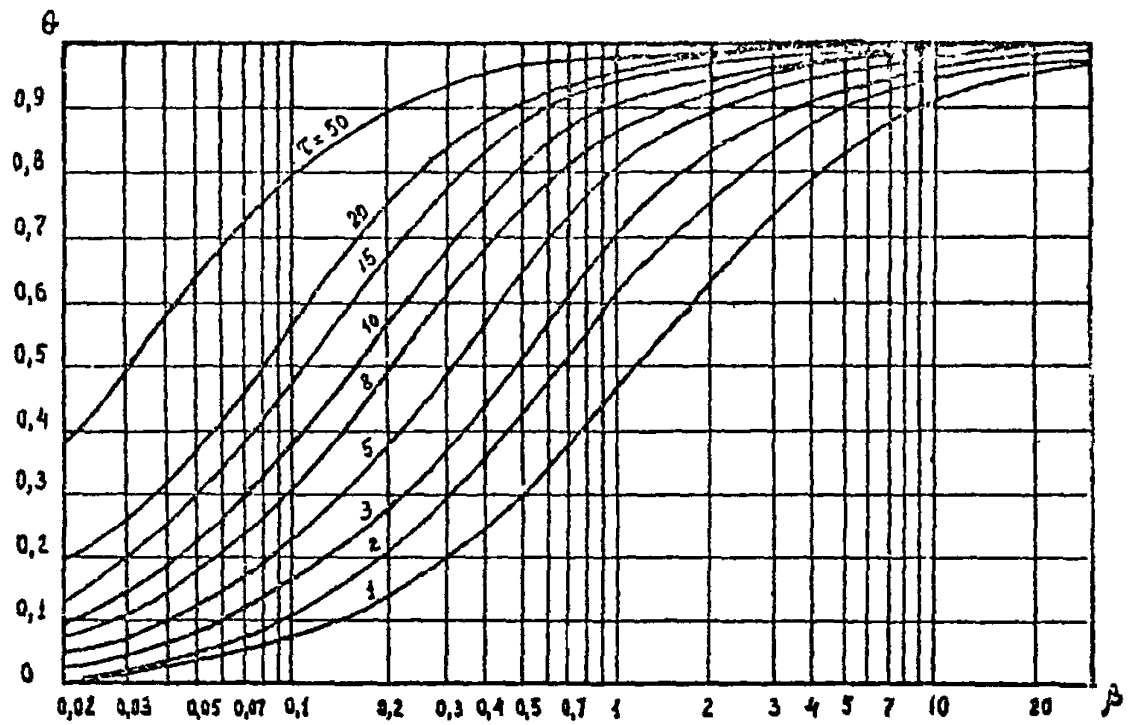


Рис. 4. Графики значений параметра θ

симости от коэффициентов β_i и τ_i ;

β_i - коэффициент, вычисляемый по формуле

$$\beta_i = \frac{L_i}{h_{ср}\,\varphi} \quad , \tag{9}$$

L_i - расчетная протяженность потока грунтовых вод, определяемая по формуле (10), но принимаемая не более $L_ф$

$$L_i = \sqrt{a\,(t_n - t_{n-1})} \; ; \tag{10}$$

$L_ф$ - фактическое значение протяженности потока грунтовых вод от нижней до верхней его границы, определяемое по рис.5 с учетом указаний п.1 примечания;

a - коэффициент уровнепроводности, равный

$$a = \frac{K_ф\, h_{ср}}{\nu} \; ; \tag{11}$$

$K_ф$ - коэффициент фильтрации грунта в пределах высоты $h_{ср}$ принимаемый по табл.6 приложения 6; при неоднородных грунтах допускается принимать средневзвешенное значение коэффициента фильтрации, вычисляемое по формуле (3) настоящих Указаний;

ν - коэффициент водоотдачи грунта засыпки, принимаемый по табл.7 приложения 6;

$h_{ср}$ - средняя глубина потока грунтовых вод за расчетный период, отсчитываемая от водоупора и вычисляемая по формуле

$$h_{ср} = \frac{h_{макс} + h_t}{2} \; ; \tag{12}$$

$h_{макс}$ - максимальная глубина воды в акватории, отсчитываемая от водоупора (см.рис.3);

h_t - то же значение, что и в формуле (5);

φ - коэффициент гидравлического сопротивления набережной, определяемый по формуле

$$\varphi = \frac{1}{\sum \frac{1}{\varphi_i}} \tag{13}$$

Схема 1

(верхняя граница находится в бесконечности)

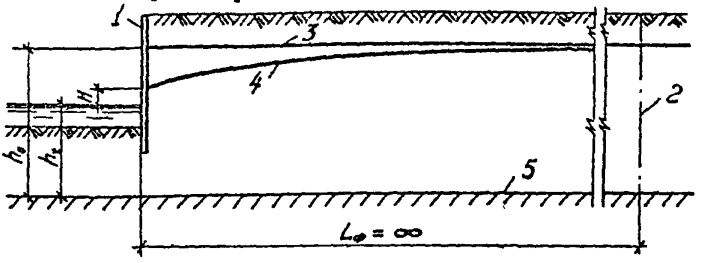


Схема 2

(на верхней границе уровень грунтовых вод постоянный)

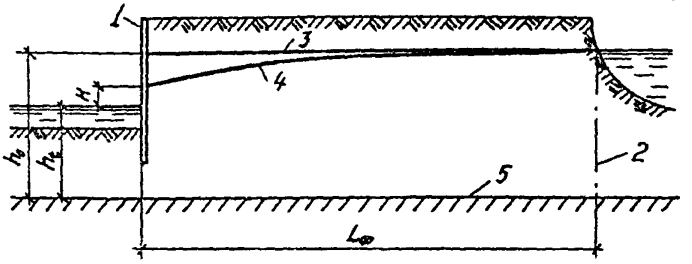


Схема 3

(верхняя граница полностью или частично непроницаема)

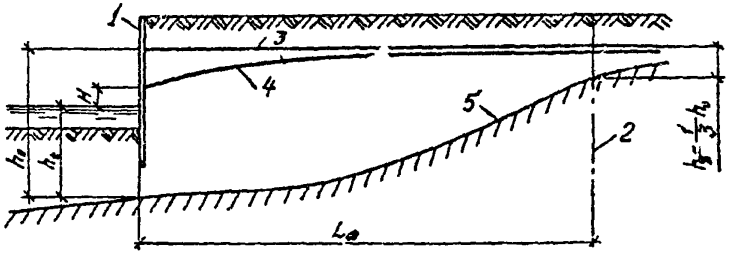


Рис. 5. Схемы к определению верхней границы потока грунтовых вод

I – нижняя граница потока грунтовых вод (водоупорная); 2 – верхняя граница грунтовых вод; 3 – уровень грунтовых вод в начале расчетного периода (t=0); 4 – уровень грунтовых вод в конце расчетного периода; 5 – водоупор

φ_i - коэффициент гидравлического сопротивления набережной при фильтрации под сооружением или в дренах, или в обход сооружения, определяемый по табл.I.

τ_i - коэффициент, принимаемый для схем I и 2 (рис.5), равным единице; для схем 3 τ_i вычисляется по формуле

$$\tau_i = \frac{\sigma(t_n - t_{n-1})}{L_i^2} \qquad (I4)$$

Примечания: I. При наклонном водоупоре верхнюю границу потока грунтовых вод следует принимать в сечении, где глубина потока грунтовых вод равна $h_g = \frac{1}{3} h_0$ (см. схему 3 на рис.5).

При расположении набережной на молу, верхнюю границу потока грунтовых вод следует принимать по схеме 3 на рис.5, проводя ее в середине мола.

При выборе верхней границы грунтового потока по рис.5 следует учитывать, что по схеме 2 величина напора получается больше, а по схеме 3 меньше, по сравнению со схемой I.

2. Дренаж целесообразно устраивать только в случае, если напор воды у набережной превышает 3 м.

Пример расчета

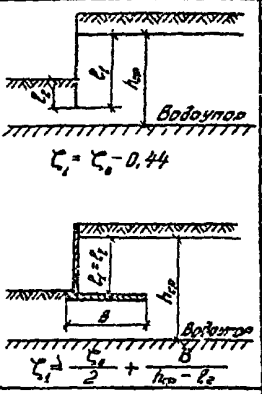
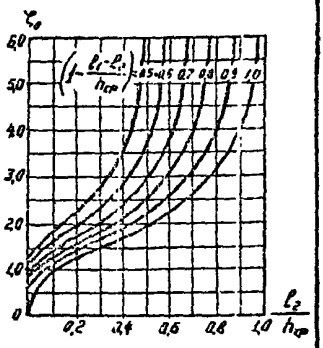
Определение напора воды у шпунтовой стены

Исходные данные (рис.6)

Высота набережной	- $H_{ст}$ = I2 м,
Протяженность набережной	- L = 200 м.
Лицевой элемент	- металлический шпунт.
Заглубление шпунта от отметки проектного дна	- $t_{шп}$ = 5 м.
Грунт обратной засыпки	- песок средней крупности.
Грунты основания:	
до отметки -(7.00)	- пески средней крупности;
ниже отметки -(7.00)	- глины (горизонтальное напластование).
График хода уровней воды в акватории, соответствующий максимальному расчетному уровню воды	- приведен на рис. I0, а.

Таблица I

Значения коэффициентов сопротивления ζ_j

Коэффиц. ζ_j	Направления фильтрации	Формулы для определения ζ_j	Примечания
ζ_1	под сооружение		
ζ_2	в трубчатый дренаж	$\zeta_2 = 1.46 \ell_g \frac{1.1 h_{cp}}{P_g}$	P_g – смоченный периметр дренажа
ζ_3	в вертикальные швы между элементами	$\zeta_3 = \zeta_1 - 0.73 \frac{S_g}{h_g} \ell_g \frac{S_g}{\pi d_g} - 1.46 \ell_g \left(\ln \frac{\pi h_{cp}}{2 h_{cp}}\right)$	S_g – расстояние между дренами; h_g – длина рабочей части дрены, принимаемая с учетом ее возможного промерзания; d_g – диаметр дренажа в плане. При стыках в виде металлических замков следует принимать значение $\zeta = \infty$
ζ_4	в вертикальный дренаж		
ζ_5	в обход сооружения	$\zeta_5 = \frac{L}{2 h_{cp}}$	L – длина набережной. Для схемы 3 (рис.5) ζ_5 не учитывается в случае врезки откр.лков в водоупор
ζ_6	в горизонтальный пластовый дренаж (постель)	$\zeta_6 = \frac{h_{cp}}{B} + 0.44$	B – ширина дренажа

Примечания: I. h_{cp} – величина, определяемая по формуле (12).
2. При понижении уровня воды в акватории менее чем за 20 суток значения $\zeta_1 \div \zeta_5$ следует увеличивать на 0,44 , а ζ_6 уменьшать на 0,44

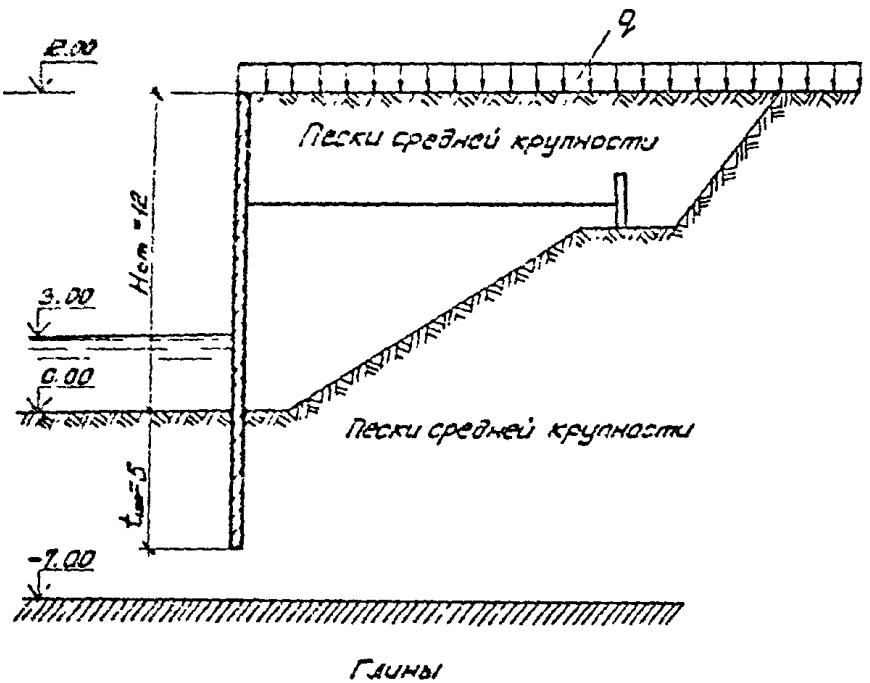


Рис. 6. Схема исходных данных к примеру расчета напора воды у стены

I. Определение напора воды у стены при отсутствии дренажа

В соответствии с указаниями п.3 сначала строим осредненный график хода уровней воды в акватории. Для этого из сезонного графика хода уровней воды в акватории, соответствующего максимальному расчетному уровню (рис.7,а), выделяем расчетный период t_n =75сут. (отчет уровня воды на графике дан от отметки проектного дна).

Для этого расчетного периода строим осредненный график хода уровней воды в акватории, в котором уровни воды отсчитываются от водоупора (рис. 7,б). Водоупором являются глинистые грунты основания, которые располагаются на глубине 2 м от низа шпунта. В соответствии с указаниями п.3 в осредненном графике хода уровней отсчет уровней ведем от водоупора, так как он располагается не глубже

$l = 2H_{ст} = 20м$ от низа шпунта.

На осредненном графике хода уровней воды в акватории расчетный период t_n = 75 сут. разбиваем на три интервала Δt_1 =50сут., Δt_2 = 20 сут., Δt_3 = 5 сут., в которых принимаем изменение уровня воды линейным.

Значение напора $H=H_i$ вычисляем по формуле (5). Величины, входящие в эту формулу, определяем следующим образом.

По осредненному графику хода уровней воды (рис.7,б) получаем:

h_0 = 10 м; h_t = 11 м.

Для определения S :

I. Вычисляем значения v_i и v_{i-1} соответственно по формулам (7) и (8), принимая по осредненному графику хода уровней воды

Δh_1 = 8 м; Δh_2 = 0; Δh_3 =-7 м.

при i = I:

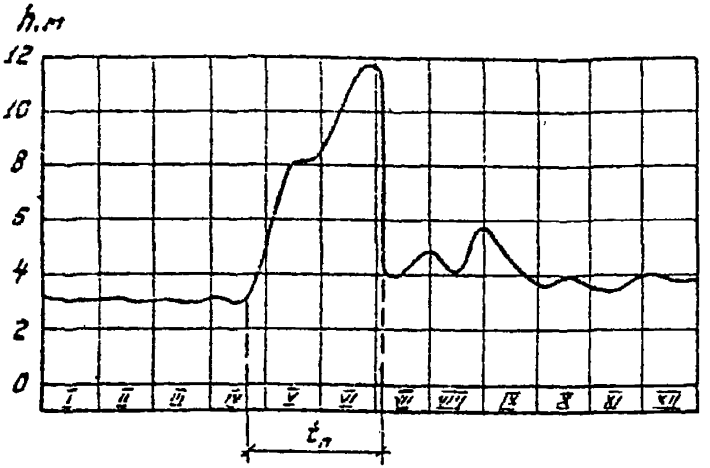
$$v_1 = \frac{\Delta h_1}{\Delta t_1} = \frac{8}{50} = 0{,}16 \text{ м/сут}; \quad v_{i-1}=0 \text{ (см.указания п.5)};$$

при i = 2:

$$v_2 = \frac{\Delta h_2}{\Delta t_2} = 0; \quad v_{i-1} = v_1;$$

при i = 3:

а)



б)

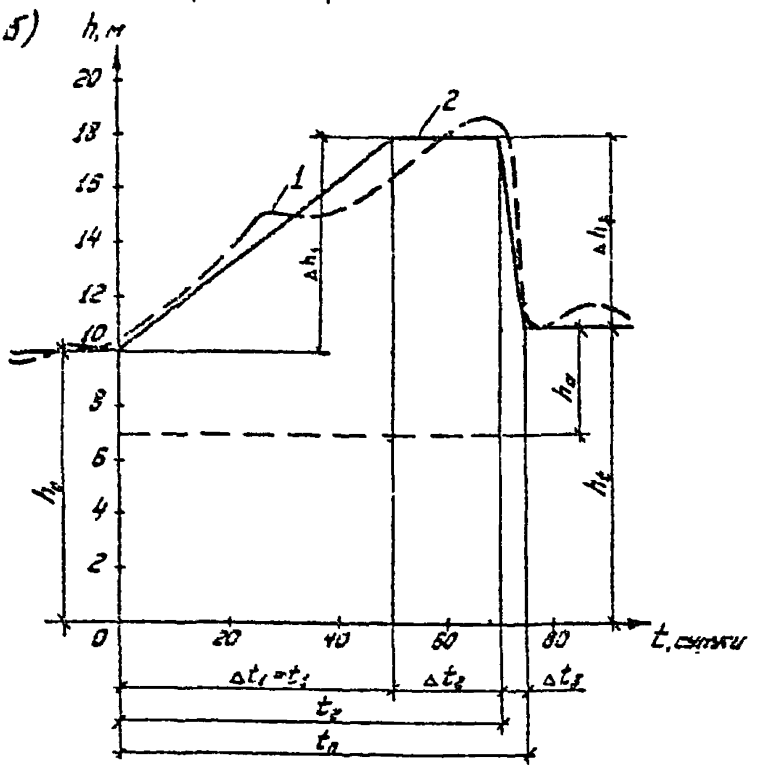


Рис. 7. К примеру расчета напора воды у стены

а– сезонный график хода уровней воды в акватории (в абсолютных отметках); б– осредненный график хода уровней воды в акватории (в относительных отметках, за ноль графика принят водоупор)

$$V_3 = -\frac{\Delta h_3}{\Delta t_3} = -\frac{7}{5} = -\ 1{,}4 \text{ м/сут}; \quad V_{i-1} = V_2 .$$

2. Вычисляем значения $(t_n - t_{i-1})$, принимая значения по осредненному графику хода уровней воды:

при $i = 1$:

$$t_{i-1} = 0 \quad \text{(см. указания п.3)};$$

$$(t_n - t_{n-1}) = t_n = 75 \text{ сут.};$$

при $i = 2$:

$$t_{i-1} = t_1 = 50 \text{ сут.};$$

$$(t_n - t_{i-1}) = 75 - 50 = 25 \text{ сут.};$$

при $i = 3$:

$$t_{i-1} = t_2 = 70 \text{ сут.};$$

$$(t_n - t_{i-1}) = 75 - 70 = 5 \text{ сут.}$$

3. Определяем значения β_i по формуле (9), для чего сначала вычисляем величины входящие в эту формулу:

а) величину $h_{ср}$ вычисляем по формуле (I2), принимая по осредненному графику хода уровней воды (рис. 7, б) $h_{макс} = 10$ м и $h_t = 11$ м,

$$h_{ср} = \frac{h_{макс} + h_t}{2} = \frac{18 + 11}{2} = 14{,}5 \text{ м};$$

б) коэффициент уровнепроводности вычисляем по формуле (II), принимая по табл. 6 и табл.7 приложения 6

$$K_ф = 5 \text{ м/сут} \quad \text{и} \quad \nu = 0{,}2$$

$$a = \frac{K_ф \cdot h_{ср}}{\nu} = \frac{5 \cdot 14{,}5}{0{,}2} = 362{,}5 \text{ м2/сут.};$$

в) значение L_i вычисляем по формуле (I0), принимая при этом ранее вычисленные значения $(t_n - t_{i-1})$,

$$L_i = \sqrt{a\,(t_n - t_{i-1})}\ ;$$

при $i = 1$:

$$L_1 = \sqrt{362{,}5 \cdot 75} = 164{,}9 \text{ м};$$

при $i = 2$:

$$L_2 = \sqrt{362{,}5 \cdot 25} = 95{,}2 \text{ м},$$

при $i = 3$:

$$L_3 = \sqrt{362{,}5 \cdot 5} = 42{,}6 \text{ м}.$$

Полученные значения L_1, L_2, L_3 сравниваем с величиной L_φ, которую при данных геологических условиях определяем по схеме I на рис. 5, где $L_\varphi = \infty$. Значения L_i не превышают величины L_φ, поэтому при определении β_i принимаем фактические значения L_i;

г) коэффициент гидравлического сопротивления набережной ζ вычисляем по формуле (I3), где ζ_j определяем по табл. I:

При фильтрации под сооружение

$\zeta_1 = \zeta_0 - 0{,}44 = 3{,}0 - 0{,}44 = 2{,}56$, где

ζ_0 определили по графику табл.I при

$$\frac{\ell_2}{h_{cp}} = \frac{5}{14{,}5} = 0{,}34 \quad \text{и} \quad \left(1 - \frac{\ell_1 - \ell_2}{h_{cp}}\right) = \left(1 - \frac{12-5}{14{,}5}\right) = 0{,}52,$$

но в соответствии с примечанием 2 к табл. I значение ζ_1 увеличиваем на 0,44, так как понижение уровня воды в акватории происходит за 5 суток, т.е. принимаем $\zeta_1 = 2{,}56 + 0{,}44 = 3{,}0$.

При фильтрации в обход сооружения

$$\zeta_5 = \frac{L}{2h_{cp}} = \frac{200}{2 \cdot 14{,}5} = 6{,}9,$$ но в соответствии с примечанием 2 к табл.I значение ζ_5 также увеличиваем на 0,44, т.е. принимаем $\zeta_5 = 6{,}9 + 0{,}44 = 7{,}34$.

Остальные значения ζ_j не вычисляем, так как эти направления

фильтрации в данной конструкции набережной отсутствуют.

Тогда:

$$\zeta = \frac{I}{\frac{I}{\zeta_1} + \frac{I}{\zeta_5}} = \frac{I}{\frac{I}{3,0} + \frac{I}{7,34}} = 2,I3.$$

После этого вычисляем значения

$$\beta_i = \frac{L_i}{h_{cp}\,\zeta};$$

при $i = I$:

$$\beta_1 = \frac{I64,9}{I4,5 \cdot 2,I3} = 5,34;$$

при $i = 2$:

$$\beta_2 = \frac{95,2}{I4,5 \cdot 2,I3} = 3,08;$$

при $i = 3$:

$$\beta_3 = \frac{42,6}{I4,5 \cdot 2,I3} = I,38.$$

4. В соответствии с указаниями п. 3 значения τ_i для схемы I принимаем:

$$\tau_1 = \tau_2 = \tau_3 = I.$$

5. По найденным значениям β_i и τ_i определяем величины θ по графику на рис. 4

при $\tau_1 = I$ и $\beta_1 = 5,34$: $\theta_1 = 0,84$;

при $\tau_2 = I$ и $\beta_2 = 3,08$: $\theta_2 = 0,73$;

при $\tau_3 = I$ и $\beta_3 = I,38$; $\theta_3 = 0,52$.

6. Определив все величины, входящие в формулу (6), вычисляем

$$S = \sum_{1}^{n} (\gamma_i - \gamma_{i-1})(t_n - t_{i-1})\theta_i =$$

$= (0,16-0) \cdot 75 \cdot 0,84 + (0 - 0,16) \cdot 25 \cdot 0,73 + (-1,4+0) \cdot$

$\cdot 5 \cdot 0,53 = 3,45$ м.

Определив все величины, входящие в формулу (5), вычисляем значение напора H воды у стены

$$H = H_1 = h_0 - h_t + S = 10 - 11 + 3,45 = 2,45 \text{ м}.$$

II. Определение напора воды у стены при наличии вертикального дренажа

В расчете принимаем:

расстояние между дренами – 1,5 м; диаметр дрены $d_g = 0,7$ м; длина рабочей части дрены $h_g = 5$ м.

В этом расчетном случае напор определяем по формуле (4), где $H_1 = 2,45$ м (то же значение, что и в I расчетном случае), а значение H_2 вычисляем по формуле (5), аналогично H_1. Разница заключается только в том, что при определении коэффициента гидравлического сопротивления набережной ζ следует учитывать еще коэффициент сопротивления ζ_4 вертикального дренажа.

Коэффициент ζ_4 определяем по формуле, приведенной в табл.I, где в соответствии с примечанием к табл.I принимаем $S_g = 3$ м:

$$\zeta_4 = 0,73 \frac{S_g}{h_g} \ell_g \frac{S_g}{\pi d_g} - 1,46 \ell_g \left(\sin \frac{\pi h_g}{2 h_{cp}}\right) =$$

$$= 0,73 \frac{3}{5} \ell_g \frac{3}{3,14 \cdot 0,7} - 1,46 \ell_g \left(\sin \frac{3,14 \cdot 5}{2 \cdot 14,5}\right) =$$

$= 0,48.$

В соответствии с примечанием к табл.I принимаем

$$\zeta_4 = 0,48 + 0,44 = 0,92.$$

Тогда:

$$\zeta = \frac{1}{\frac{1}{\zeta_1} + \frac{1}{\zeta_6} + \frac{1}{\zeta_4}} = \frac{1}{\frac{1}{3} + \frac{1}{2,34} + \frac{1}{0,92}} = 0,64.$$

Вычисляем значения коэффициентов β_i по формуле (9), принимая значения входящих в формулу величин (кроме ζ) из предыдущего расчета

$$\beta_1 = \frac{164,9}{14,5 \cdot 0,64} = 17,77; \quad \beta_2 = \frac{95,2}{14,5 \cdot 0,64} = 10,26;$$

$$\beta_3 = \frac{42,6}{14,5 \cdot 0,64} = 4,59.$$

Определяем значения параметра θ_i по графику рис.4 при $\tau_1 = \tau_2 = \tau_3 = 1$ (см. предыдущий расчет):

$$\theta_1 = 0,95; \quad \theta_2 = 0,91; \quad \theta_3 = 0,81.$$

Вычисляем величину S по формуле (6), где $(v_i - v_{i-1})$ и $(t_n - t_{i-1})$ - те же значения, что и в предыдущем расчете,

$$S = (0,16 - 0) \cdot (75-0) \cdot 0,95 + (0-0,16) \cdot (75-50) \cdot 0,91 +$$
$$+ (-1,4 - 0) \cdot (75-70) \cdot 0,81 = 2,1 \text{ м}.$$

Определяем величину напора воды у стены H_2 по формуле (5), где h_0 и h_t - те же значения, что и в предыдущем расчета,

$$H_2 = 10 - 11 + 2,1 = 1,1 \text{ м}.$$

Затем по формуле (4) вычисляем величину напора H :

$$H = 0,5 \, (H_1 + H_2) = 0,5 \, (2,45 + 1,1) = 1,78 \text{ м}.$$

Приложение 10

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗКИ ОТ НАВАЛА СУДНА ПРИ ПОДХОДЕ К СООРУЖЕНИЮ

1. Нормативное значение поперечной горизонтальной нагрузки $H_x^н$ от навала судна при подходе к набережной со сплошной лицевой поверхностью определяется по графику на рис.1 в зависимости от водоизмещения судна D_c, если нормальная составляющая скорости подхода судна не превышает величин, указанных в табл. 22 СНиП 2.06.04-82 [12] или в зависимости от кинетической энергии навала судна $E_к$, определяемой по формуле (106) СНиП 2.06.04-82 [12].

Если применяются отбойные устройства, отличные от указанных на рис.1, то значение $H_x^н$ следует вычислять в соответствии с требованиями СНиП 2.06.04-82 [12], принимая величину податливости борта судна C_c = 0,00002 м/кН (0,0002 м/тс), а величину податливости сооружения $C_п$ = 0,00004 м/кН (0,0004 м/тс).

2. Нормативное значение продольной нагрузки $H_y^н$ от навала судна при подходе к сооружению вычисляется по формуле

$$H_y^н = f H_x^н , \qquad (1)$$

где f – коэффициент трения, значение которого допускается принимать равным 0,5.

3. Расчетные значения поперечной H_x и продольной H_y горизонтальных нагрузок от навала судна при подходе к набережной определяются в соответствии с п. 1.52 настоящих Указаний.

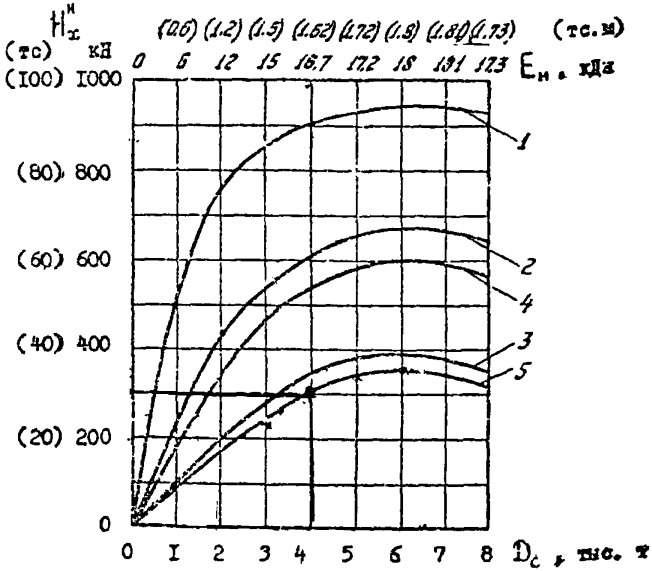


Рис. 1. Графики нормативных значений поперечной горизонтальной нагрузки $H^н_x$ от навала судна при подходе к набережной.

1- без отбойных устройств; 2- при отбойных устройствах на амортизаторах из одинарных автопокрышек; 3- то же, из сдвоенных автопокрышек; 4- при отбойных устройствах на амортизаторах из резиновых труб диаметром 0,3м; 5- то же, из резиновых труб диаметром 0,4м

Приложение II

ОПРЕДЕЛЕНИЕ СИЛЫ СОПРОТИВЛЕНИЯ СВАЙНОГО РЯДА

I. В расчете общей устойчивости сила сопротивления $Q_{св.р}$ свайного ряда или элементов сооружения при пересечении их поверхностью скольжения определяется в следующей последовательности (при значениях нагрузок и характеристик грунтов, которые принимаются в данном методе расчета).

а) Строится суммарная эпюра нормальных составляющих интенсивностей пассивного и активного давления грунта к оси сваи на участке, расположенном ниже поверхности скольжения (рис. I или рис.2).

Суммарная нормальная составляющая $\sigma_н$ интенсивностей к оси сваи пассивного и активного давления грунта на глубине y от условной расчетной поверхности грунта определяется по формуле

$$\sigma_н = (K_п \sigma_{п.н} - K_а \sigma_{а.н}) \frac{\delta_{сб}}{l_{сб}} , \qquad (I)$$

где

$$\sigma_{п.н} = \frac{\sigma_{п.г} \cdot \cos\delta \cdot \cos\varepsilon}{\cos(\varepsilon + \delta)} ; \qquad (2)$$

$$\sigma_{а.н} = \frac{\sigma_{а.г} \cdot \cos\delta \cdot \cos\varepsilon}{\cos(\varepsilon + \delta)} ; \qquad (3)$$

$\sigma_{п.н}$; $\sigma_{а.н}$ – нормальные составляющие интенсивности (к оси сваи) соответственно пассивного и активного давления грунта;

$\sigma_{п.г}$; $\sigma_{а.г}$ – горизонтальные составляющие интенсивности (к оси сваи соответственно пассивного и активного давления грунта, определяемые соответственно по формулам (46) и (7) приложения 8 при:

$\delta = 0$ – в расчете устойчивости методом ломаных поверхностей скольжения;

$\delta = \theta_1 - \varepsilon$, но не менее 0^0 и не более 30^0 – в расчете устойчивости методом круглоцилиндрических по-

поверхностей скольжения;

θ_1 - угол наклона к вертикали прямой, соединяющей центр окружности скольжения с концом сваи;
принимается со знаком минус, если прямая, соединяющая центр окружности скольжения с концом сваи, располагается слева от центра окружности скольжения;

ε - угол наклона оси сваи к вертикали, принимаемый с тем же знаком, что и при определении $\sigma_{п.г}$ или $\sigma_{а.г}$;

$b_{св}$ - ширина или диаметр сваи;

$\ell_{св}$ - шаг свай по длине сооружения;

$K_п, K_а$ - коэффициенты, учитывающие пространственную работу грунта соответственно в призме выпора и в призме обрушения и определяемые по формулам:

при $y \le y_{кр}$

$$K_п = 1 + \frac{tg\,\varphi/2}{b_{св} \cdot tg\,(45° - \varphi/2)}\, y ; \quad (4)$$

$$K_а = 1 + \frac{tg\,\varphi/2}{b_{св} \cdot tg\,(45° + \varphi/2)}\, y ; \quad (5)$$

при $y > y_{кр}$

$$K_п = K_а = 1 + \frac{\ell_{св} - b_{св}}{b_{св}} \left(1 - 0{,}5\,\frac{y_{кр}}{y}\right); \quad (6)$$

где φ - угол внутреннего трения грунта на глубине y;

$y_{кр}$ - расстояние, определяемое по формулам:

для коэффициента $K_п$

$$y_{кр} = \frac{(\ell_{св} - b_{св})\, tg\,(45° - \varphi/2)}{2\, tg\,\varphi/2} ; \quad (7)$$

для коэффициента $K_а$

$$y_{кр} = \frac{(\ell_{св} - b_{св})\, tg\,(45° + \varphi/2)}{2\, tg\,\varphi/2} \quad (8)$$

За условную расчетную поверхность грунта допускается принимать горизонтальную плоскость, проходящую через точку пересечения оси сваи с поверхностью скольжения (рис.1 или рис.2). Грунт, расположенный выше условной расчетной поверхности, следует рассматривать как нагрузку.

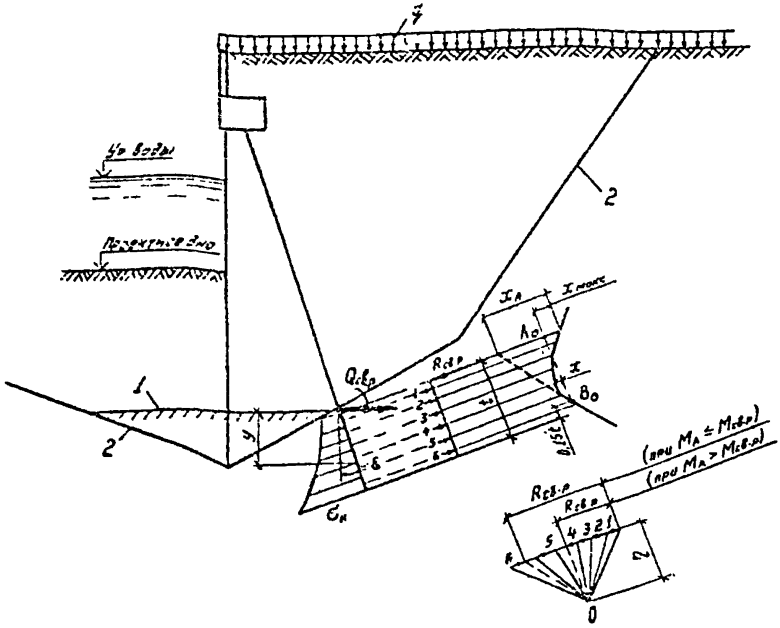


Рис. I. Схема к определению силы сопротивления свайного ряда при расчете устойчивости сооружения методом ломаных поверхностей скольжения

I- условная расчетная поверхность грунта; 2- поверхность скольжения

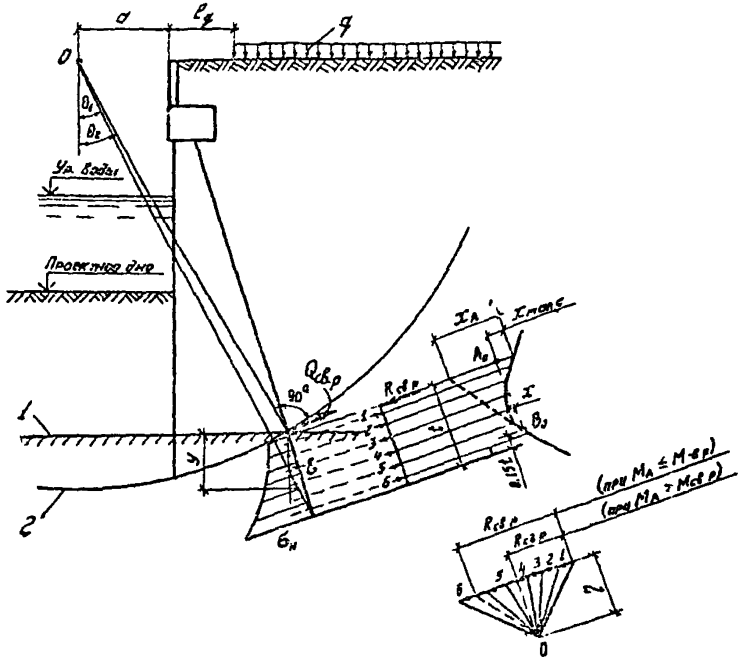


Рис. 2. Схема к определению силы сопротивления свайного ряда при расчете устойчивости сооружения методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения

1– условная расчетная поверхность грунта; 2– круглоцилиндрическая поверхность скольжения

неравномерную нагрузку на условной расчетной поверхности в пределах ширины призмы выпора и ширины призмы обрушения допускается заменять треугольной равномерно распределенной нагрузкой. Для определения ширины призмы выпора и ширины призмы обрушения на условной расчетной поверхности допускается плоскость скольжения призмы выпора принимать идущей от острия сваи под углом ($45^0 + \varphi/2$), а плоскость скольжения призмы обрушения - под углом ($45^0 - \varphi/2$) к оси сваи.

б) Исходя из полученной суммарной эпюры $\sigma_н$, строятся силовой веревочный многоугольники (рис.1 или рис.2).

в) Проводится касательная к огибающей веревочного многоугольника в точке B_o , расположенной на расстоянии 0,15 t выше острия сваи (где t - расстояние от точки пересечения оси сваи с поверхностью скольжения до острия сваи), и определяется изгибающий момент M_A (кН. м/м) на уровне пересечения оси сваи с поверхностью скольжения по формуле

$$M_A = \eta x_A , \qquad (9)$$

где η - полюсное расстояние силового многоугольника, кН/м;

x_A - ордината в веревочном многоугольнике на уровне пересечения оси сваи с поверхностью скольжения, м.

г) Определяется изгибающий момент $M_{св.р}$ (кН · м/м), который может воспринять свайный ряд исходя из прочности свай, по формуле

$$M_{св.р} = \frac{M_{св}}{\ell_{св}} ; \qquad (10)$$

где $M_{св}$ - изгибающий момент, воспринимаемый сваей исходя из ее прочности.

д) По силовому многоугольнику определяется предельная величина реакции $R_{св.р}$ (кН/м) свайного ряда на уровне пересечения оси сваи с поверхностью скольжения следующим образом.

Если $M_A \leq M_{св.р}$, то значение $R_{св.р}$ определяется от начала

линии сил до точки ее пересечения с линией, проведенной из полюса параллельно касательной к огибающей веревочного многоугольника в точке B_0.

Если $M_A > M_{св.р}$, то значение $R_{св.р}$ определяется от начала линии сил до точки пересечения ее с линией, проведенной из полюса параллельно замыкающей веревочного многоугольника, которая идет от точки B_0 до точки A_0 с ординатой $x_{макс}$ на уровне пересечения оси сваи с поверхностью скольжения, где $x_{макс} = \frac{M_{св.р}}{P}$.

При этом может оказаться, что $x_{макс} < x$ (где x – ордината в месте защемления), тогда значение $R_{св.р}$ определяется от начала линии сил до точки пересечения ее с линией, проведенной из полюса параллельно замыкающей веревочного многоугольника, которая идет из точки A_0, из условия равенства $x = x_{макс}$ (рис.1 или рис.2).

е) Определяется сила сопротивления $Q_{св.р}$ (кН/м) свайного ряда по следующим формулам:

в расчете устойчивости методом ломаных поверхностей скольжения

$$Q_{св.р} = R_{св.р} \cdot \cos \varepsilon \; ; \qquad (11)$$

в расчете устойчивости методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения

при $M_A \leq M_{св.р}$

$$Q_{св.р} = R_{св.р} \frac{\cos(\theta_2 - \theta_1)}{\cos \delta} + \frac{M_A}{r} \; ; \qquad (12)$$

при $M_A > M_{св.р}$

$$Q_{св.р} = R_{св.р} \frac{\cos(\theta_2 - \theta_1)}{\cos \delta} + \frac{M_{св.р}}{r} \; , \qquad (13)$$

где δ; θ_1 ; δ – те же значения, что и в формулах (2) и (3);

θ_2 – угол наклона к вертикали прямой, соединяющей центр окружности скольжения с точкой пересечения оси сваи с поверхностью скольжения;

r – радиус окружности скольжения.

ж) Если поверхность скольжения пересекает несколько свайных

рядов, то $Q_{св.р}$ определяется для каждого свайного ряда.

з) Прочность свайного ряда должна быть проверена на действие поперечных сил $Q_{св.р}$.

Пример расчета

Определение силы сопротивления свайного ряда при расчете устойчивости сооружения методом плоских поверхностей скольжения

Исходные данные (рис.3)

Высота набережной с наклонными анкерующими сваями - $H_{ст}$ = 7 м.

Характеристика элементов свайного ряда:

а) ширина сваи прямоугольного сечения - $b_{св}$ = 0,4 м;

б) шаг свай по длине сооружения - $l_{св}$ = 1,5 м;

в) угол наклона оси сваи к вертикали - ε = 17^0

Заглубление конца сваи от проектного дна - $h_{св}$ = 5,9 м.

Изгибающий момент по прочности сваи (при расчетных сопротивлениях бетона и арматуры для первой группы предельных состояний) - $M_{св}$ = 315 кН.м (31,5 тс·м).

Характеристики песчаного грунта засыпки:

го трения
ления воды) - $\varphi_{Iзас}$ = 28^0;

уровня

- $\gamma_{Iзас}$ = 19,8кН/м^3(1,98 тс/м^3);

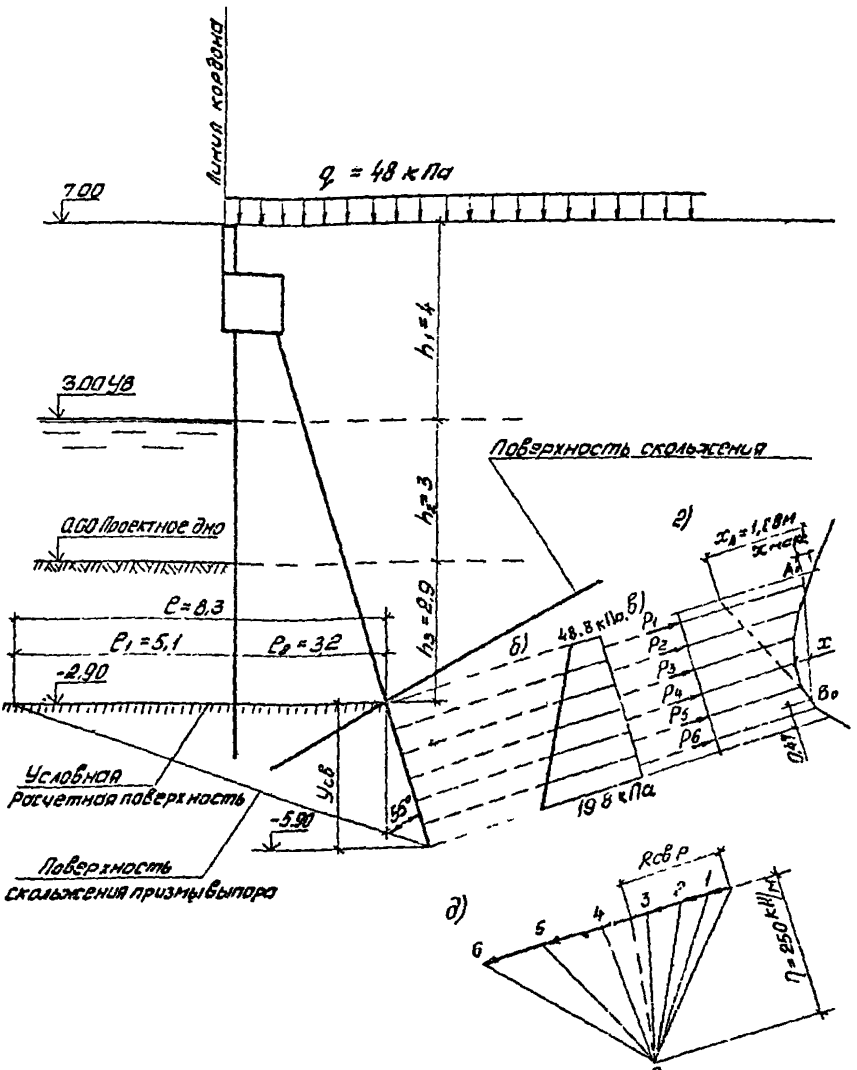


Рис. 3. К примеру определения силы сопротивления свайного ряда при расчете устойчивости сооружения методом ломаных поверхностей скольжения

а- расчетная схема; б- эпюра G_H; в- система сил; г- веревочный многоугольник; д- силовой многоугольник

при коэффициенте надежности по нагрузке $n = 0,9$ - $\gamma_{I\,зас} = 16,2$кН/м^3(1,62тс/м^3)

в) удельный вес ниже уровня воды:

при коэффициенте надежности по нагрузке $n = 1,1$ - $\gamma'_{I\,зас} = 11$кН/м^3(1,1 тс/м^3);

при коэффициенте надежности по нагрузке $n = 0,9$ - $\gamma'_{I\,зас} = 9$ кН/м^3(0,9 тс/м^3);

Характеристика грунта основания ниже уровня воды:

а) угол внутреннего трения - $\varphi_{I\,осн} = 20^0$;

б) удельное сцепление - $C_{I\,осн} = 0,015$ МПа = 15 кПа (1,5тс/м^2);

в) удельный вес с учетом взвешивающего действия воды:

при коэффициенте надежности по нагрузке $n = 1,1$ - $\gamma_{I\,осн} = 11$кН/м^3(1,1тс/м^3);

при коэффициенте надежности по нагрузке $n = 0,9$ - $\gamma_{I\,осн} = 9$кН/м^3(0,9 тс/м^3);

Временная равномерно распределенная нагрузка на поверхности засыпки (при коэффициенте надежности по нагрузке $n = 1,2$) - $q = 48$ кПа (4,8 тс/м^2);

Фильтрационное давление, квартонная и волновая нагрузки - отсутствуют.

Минимальный уровень воды перед сооружением - на отметке 3,00 м.

Класс сооружения - III

Расчеты выполняются на I м длины сооружения на основное сочетание нагрузок.

Расчет устойчивости методом ломаных поверхностей скольжения производится при расчетных нагрузках и характеристиках грунта, вычисленных с коэффициентами надежности по нагрузке и грунту не равными единице. Поэтому сила сопротивления свайного ряда определяется при тех же расчетных нагрузках и характеристиках грунта.

Рассматриваем расчетный случай, когда поверхность скольжения пересекает ось свай на глубине 2,9 м от проектного дна (см.рис.3).

I. Вычисляем по формуле (I) суммарные нормальные составляющие $\sigma_н$ интенсивностей пассивного и активного давления грунта к оси сваи на участке, расположенном ниже поверхности скольжения, по глубине $y_{св}$ = 3 м (см.рис.3). В соответствии с указаниями п.I(а) за условную расчетную поверхность грунта принимаем горизонтальную плоскость, проходящую через точку пересечения оси сваи с поверхностью скольжения.

Для определения $\sigma_н$ необходимо сначала вычислить коэффициенты $K_п$ и $K_а$, а также значения $\sigma_{п.н}$ и $\sigma_{а.н}$.

Для этого вычисляем значения $y_{кр}$ по формуле (7) и (8) при $\varphi = \varphi_{I осн} = 20^0$ и $\varphi/2 = 10^0$:

для $K_п$

$$y_{кр} = \frac{(l_{св} - b_{св})\,tg(45^\circ - \varphi_I/2)}{2\,tg\,\varphi_I/2} = \frac{(1.5-0.4)}{2}\,\frac{(45^0-10^0)}{10^0} = 2{,}18 \text{ м};$$

для $K_а$

$$y_{кр} = \frac{(l_{св} - b_{св})\,tg(45^\circ + \varphi_I/2)}{2\,tg\,\varphi_I/2} = \frac{(1.5-0.4)}{2}\,\frac{(45^0+10^0)}{10^0} = 4{,}45 \text{ м}.$$

Исходя из полученных значений $y_{к.}$ устанавливаем, что коэффициент $K_п$ до глубины y = 2,18 м должен определяться по формуле (4), ниже - по формуле (6); коэффициент $K_а$ по всей глубине $y_{св}$ = 3 м следует вычислять по формуле (5).

Тогда значения коэффициентов $K_п$ и $K_а$ будут:

а) при y = 0м (на уровне условной расчетной поверхности)

$$K_п = 1 + \frac{tg\,\varphi_I/2}{\delta_{св}\cdot tg(45^\circ - \varphi_I/2)}\,y = I + \frac{tg\,I0^\circ}{0,4\cdot tg\,(45^\circ - I0^\circ)}\cdot 0 = I;$$

$$K_а = 1 + \frac{tg\,\varphi_I/2}{\delta_{св}\,tg(45^\circ + \varphi_I/2)}\,y = I + \frac{tg\,I0^\circ}{0,4\cdot tg\,(45^\circ + I0^\circ)}\cdot 0 = I;$$

б) при y = 0,5 м

$$K_п = I + \frac{tg\,I0^\circ}{0,4\cdot tg\,(45^\circ - I0^\circ)}\cdot 0,5 = I + 0,629\cdot 0,5 = I,32;$$

$$K_а = I + \frac{tg\,I0^\circ}{0,4\cdot tg\,(45^\circ + I0^\circ)}\cdot 0,5 = I + 0,309\cdot 0,5 = I,I5;$$

в) при y = I м

$K_п$ = I+ 0,629. I = I,63; $K_а$ = I+ 0,309 .I =I,3I;

г) при y = I,5 м

$K_п$ = I + 0,629 . I,5= I,94; $K_а$= I+ 0,309.I,5=I,46;

д) при y = 2 м

$K_п$= I+ 0,629 . 2 =2,26; $K_а$= I+ 0,309.2=I,62;

е) при y = 2,5 м

$$K_п = I + \frac{(\ell_{св} - \beta_{св})}{\delta_{св}}\left(I - 0,5\,\frac{y_{кр}}{y}\right) = I + \frac{I,5-0,4)}{0,4}\times$$

$$\times\left(I - 0,5\,\frac{2,I8}{2,5}\right) = 2,55;$$

$K_а$ = I + 0,309 . 2,5 = I,77;

ж) при y = 3 м

$$K_п = I + \frac{(I,5-0,4)}{0,4}\left(I - 0,5\,\frac{2,I8}{3}\right) = 2,75;$$

$K_а$ = I + 0,309 . 3 = I,93.

Для определения значений $\sigma_{п.н}$ и $\sigma_{а.н}$ необходимо сначала вычислить величину нагрузки на условной расчетной поверхности в пределах призмы выпора и призмы обрушения. В соответствии с указаниями п.I поверхность скольжения призмы выпора принимаем проходящей под углом $(45^0 + \varphi_I/2) = (45^0 + 20^0/2) = 55^0$ к оси сваи. Откуда ширина призмы выпора на условной расчетной поверхности получается равной $l = y_{св} \cdot tg\,(55^0+17^0) - y_{св} \cdot tg\,17^0 = 3 \cdot tg\,72^0 - 3 \cdot tg\,17^0 = 8{,}3$ м (см. рис.3). Грунт, расположенный выше условной расчетной поверхности призмы выпора, рассматриваем как нагрузку. Тогда в пределах ширины призмы выпора нагрузка будет (см. рис.3):

на участке $l_1 = 5{,}1$ м (при коэффициенте надежности по нагрузке $n = 0{,}9$)

$$q_1 = \gamma_{I\,осн} \cdot h_3 = 9 \cdot 2{,}9 = 26{,}1 \text{ кПа} \quad (2{,}6 \text{ тс/м}^2);$$

на участке $l_2 = 3{,}2$ м (при коэффициенте надежности по нагрузке $n = 0{,}9$ с учетом нагрузки q_0)

$$q_2 = q_0 + \gamma_{I\,зас} h_1 + \gamma'_{I\,зас} h_2 + \gamma_{I\,осн} h_3 =$$
$$= 48 + 16{,}2 \cdot 4 + 9 \cdot 3 + 9 \cdot 2{,}9 = 166 \text{ кПа} \quad (16{,}6 \text{ тс/м}^2).$$

В соответствии с указаниями п.I неравномерную нагрузку на условной расчетной поверхности заменяем средневзвешенной равномерно распределенной нагрузкой, величина которой в пределах ширины призмы выпора будет равна

$$q_{п.ср} = \frac{q_1 l_1 + q_2 l_2}{l_1 + l_2} = \frac{26{,}1 \cdot 5{,}1 + 166 \cdot 3{,}2}{8{,}3} = 80 \text{ кПа } (8 \text{ тс/м}^2).$$

В пределах ширины призмы обрушения нагрузка не меняется и величина ее составляет

$$q_{а.ср} = q_0 + \gamma_{I\,зас} h_1 + \gamma'_{I\,зас} h_2 + \gamma_{I\,осн} h_3 =$$
$$= 48 + 19{,}8 \cdot 4 + 11 \cdot 3 + 11 \cdot 2{,}9 = 192 \text{ кПа } (19{,}2 \text{ тс/м}^2).$$

Определяем значения $\sigma_{п.н}$ и $\sigma_{а.н}$ соответственно по формулам (2) и (3), принимая $\delta = 17^0$ и $\delta = 0$. При этом значения $\sigma_{п.г}$ и $\sigma_{а.г}$ вычисляем соответственно по формулам (4б) и (7) приложения 8, принимая: $\lambda_{п.г} = 2{,}65$ и $\lambda_{а.г} = 0{,}592$, - по табл. 2 и 1 ;

$q = q_{п.ср}$ - при вычислении $\sigma_{п.г}$;

$q = q_{а.ср}$ - при вычислении $\sigma_{а.г}$;

Тогда получаем:

на глубине $y = 0$ м

$$\sigma_{п.г} = (\sum_{i}^{n} \gamma_i \Delta y_i + q)\lambda_{п.г} + \frac{c}{tg\varphi}\left[\lambda_{п.г} - \frac{\cos(\varepsilon+\delta)}{\cos\varepsilon\cdot\cos\delta}\right] =$$

$$= (9.0 + 80)\ 2{,}65 + \frac{15}{tg\ 20^0}\left[2{,}65 - \frac{\cos(17^0+0^0)}{\cos 17^0\ \cos 0^0}\right] = 212+68=$$

$= 280$ кПа (28 тс/м^2);

$$\sigma_{п.н} = \frac{\sigma_{п.г}\cdot\cos\delta\cdot\cos\varepsilon}{\cos(\varepsilon+\delta)} = \frac{280\cdot\cos 0^0\cdot\cos 17^0}{\cos(17^0+0^0)} = 280 \text{ кПа } (28 \text{тс/м}^2);$$

$$\sigma_{а.г} = (\sum_{i}^{n} \gamma_i \cdot \Delta y_i + \sigma_q)\lambda_{а.г} + \frac{c}{tg\varphi}(\lambda_{а.г} - 1) =$$

$$= (11.0+192.1).0{,}592 + \frac{15}{tg\ 20^0}(0{,}592.1-1) = 96{,}8 \text{ кПа } (9{,}68\ \text{тс/м}^2);$$

$$\sigma_{а.н} = \frac{\sigma_{а.г}\cdot\cos\delta\cdot\cos\varepsilon}{\cos(\varepsilon+\delta)} = \frac{96{,}8\cdot\cos 0^0\cdot\cos 17^0}{\cos(17^0+0^0)} = 96{,}8 \text{ кПа } (9{,}68\ \text{тс/м}^2);$$

$$\sigma_н = (\kappa_п\sigma_{п.н} - \kappa_а\sigma_{а.н})\frac{b_{сб}}{\ell_{сб}} = (1.280-1.96{,}8).\frac{0{,}4}{1{,}5} = 48{,}8 \text{ кПа } (4{,}88\ \text{тс/м}^2).$$

Аналогичным образом производятся вычисления на других глубинах y.

y, м	$\sigma_{п.г}$	$\sigma_{п.н}$	$\sigma_{а.г}$	$\sigma_{а.н}$	$\sigma_н$	
	кПа				кПа	тс/м^2
0,5	292	292	100	100	72,1	7,21
1	304	304	103	103	96,2	9,62
1,5	316	316	107	107	122	12,2
2	328	328	110	110	150	15
2,5	340	340	113	113	178	17,8
3,0	352	352	116	116	198	19,8

2. По полученным данным строим суммарную эпюру нормальных составляющих интенсивностей $\sigma_н$ пассивного и активного давления грунта (рис.3,б) и заменяем ее системой сил (рис.3,в), которые будут равны

$$P_1 = \frac{48,8 + 72,1}{2} \cdot \frac{0,5}{\cos 17^0} = 31,6 \text{ кН}(3,16 \text{ тс});$$

P_2 = 44 кН (4,4 тс); P_3 = 57 кН (5,7 тс);

P_4 = 71,1 кН (7,11 тс); P_5 = 85,7 кН (8,57 тс);

P_6 = 98,3 кН (9,8 тс).

3. Строим силовой (рис.3,д) и веревочный (рис.3,г) многоугольники сил, принимая 1 см = 50 кН (5 тс) и полюсное расстояние силового многоугольника η = 250 кН/м (25 тс/м).

4. Проводим касательную к огибающей веревочного многоугольника в точке B_0, расположенной на расстоянии $0,15\,t = 0,47$ м, где

$$t = \frac{y_{св}}{\cos\delta} = \frac{3,0}{\cos 17^0} = 3,14 \text{ м}.$$

Из веревочного многоугольника определяем ординату x_A на уровне пересечения оси сваи с поверхностью скольжения, которая равна x_A = 1,88 м.

5. Определяем изгибающий момент M_A на уровне пересечения оси сваи с поверхностью скольжения по формуле (9)

$$M_A = \eta\, x_A = 250 \cdot 1,88 = 470 \text{ кН.м/м } (47 \text{ тс.м/м}).$$

6. Определяем изгибающий момент $M_{св.р}$ по формуле (10)

$$M_{св.р} = \frac{M_{св}}{l_{св}} = \frac{315}{1,5} = 210 \text{ кН.м/м } (21 \text{ тс.м/м}).$$

7. Сравниваем значения Ма и Мср.р . Получается, что $M_A > M_{св.р}$ Тогда в соответствии с указаниями п.1 (д) определяем ординату $x_{макс}$, равную $x_{макс} = \frac{M_{св.р}}{\eta} = \frac{210}{250} = 0,84$ м.

Проводим замыкающую в веревочном многоугольнике через точку

B_0 и точку A_0 с ординатой $x_{макс}$ на уровне пересечения оси сваи с поверхностью скольжения. При этом оказалось, что $x < x_{макс}$. Тогда в силовом многоугольнике из полюса 0 проводим прямую, параллельную замыкающей B_0A_0, и определяем значение $R_{св.р}$, которое получилось равным $R_{св.р}$ = 195 кН/м (19,5 тс/м).

8. Определяем силу сопротивления $Q_{св.р}$ свайного ряда по формуле (11)

$$Q_{св.р} = R_{св.р}\cos\varepsilon = 195 \cdot 0{,}956 = 186 \text{ кН/м } (18{,}6 \text{ тс/м}).$$

Полученная величина $Q_{св.р}$ учитывается в расчете общей устойчивости только для принятой поверхности скольжения. При другой поверхности скольжения значение $Q_{св.р}$ вычисляется аналогичным образом.

Приложение I2

РАСЧЕТ ТУМБОВОГО МАССИВА

I. Состав расчетов по тумбовому массиву определяется его конструкцией. Принципиальные конструктивные решения тумбовых массивов принимаются в соответствии с требованиями Норм технологического проектирования [3] и правил по технике безопасности [I7] .

2. В тумбовых массивах, показанных на рис.I, рассчитываются следующие элементы и узлы соединения конструкции:

задняя стенка (при многоярусном тумбовом массиве);

анкерная тяга;

анкерная опора;

узлы соединения анкерных тяг с тумбовым массивом и анкерной опорой.

Боковые стенки (при многоярусном тумбовом массиве) допускается не рассчитывать по прочности, а выполнять аналогично задней стенке. Размеры и армирование площадок тумбового массива следует принимать конструктивно в соответствии с действующими типовыми проектами.

3. Задняя стенка тумбового массива рассчитывается по прочности и по раскрытию трещин.

Определение усилий от эксплуатационных нагрузок производится из расчета ее как плиты, защемленной верхним краем в лапочный брус или в выше лежащую площадку тумбового массива, и тремя краями, свободно опертой.

При определении усилий основное сочетание нагрузок должно включать:

активное давление грунта с учетом фактических нагрузок от подъемно-транспортных устройств, определяемое по указаниям приложения 7;

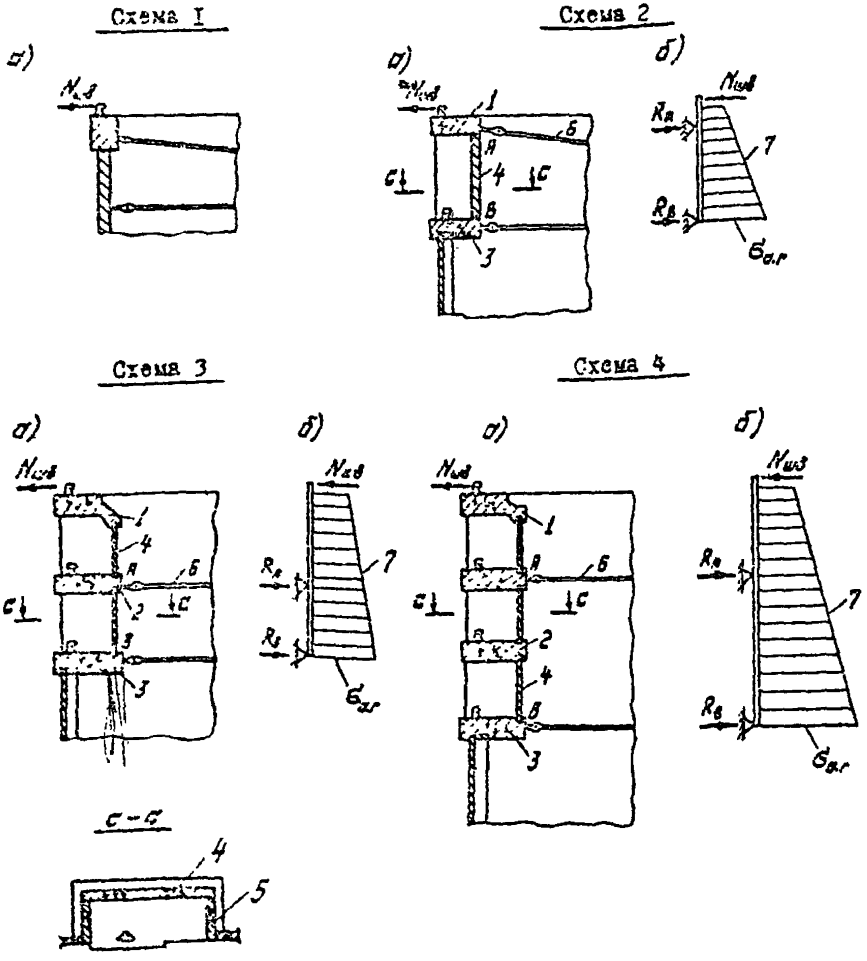


Рис. I. Схемы к расчету тумбовых массивов

а- конструктивная схема тумбового массива; б- расчетная схема к определению значений R_A и R_B; I- верхняя площадка; 2- средняя площадка; 3- нижняя площадка; 4- задняя [illegible]; 5- боковая стенка; 6- верхняя анкерная тяга; 7- горизонтальных составляющих $\sigma_{a.r}$ интенсивности активного грунта

фильтрационное давление воды;

нагрузку от натяжения швартовов.

При отсутствии фильтрационного давления воды уровень воды в акватории следует принимать на наинизшей расчетной отметке, а при наличии фильтрационного давления воды положение уровня воды должно определяться подбором.

Расчет прочности производится согласно указаниям п. I.I6 .

Расчет по раскрытию трещин выполняется в соответствии с указаниями пп.I.23-I.25, при этом усилия допускается определять путем умножения значений усилий, вычисленных для расчета прочности на коэффициент условий работы $m = 0,8$.

4. Анкерные тяги тумбового массива рассчитываются по прочности.

Допускается рассчитывать только верхние анкерные тяги тумбовых массивов, показанных на рис.I, а размеры нижних анкерных тяг и узлов их соединений рекомендуется принимать такими же, как и для лицевых элементов набережной.

Расчет прочности анкерных тяг и узлов их соединения с тумбовым массивом и анкерными опорами производится в соответствии с указаниями приложения 3. При этом максимальная горизонтальная реакция R_a в месте крепления анкерной тяги к тумбовому массиву определяется следующим образом (см.рис.I):

а) для схемы I: $R_a = N_{шб}$ (где $N_{шб}$ - горизонтальная составляющая усилия от натяжения швартовов);

б) для схем 2, 3, 4 значение R_a определяется из расчета тумбового массива как балки на двух опорах в местах крепления анкерных тяг (или в месте опирания нижнего края задней стенки):

для верхних анкерных тяг $R_a = R_A$

где R_A - опорная реакция ,

При определении значений R_A и R_B основное сочетание нагрузок должно включать:

активное давление грунта временных фактических нагрузок на территории набережной, определяемое по приложению 8.

фильтрационное давление воды;

нагрузку от натяжения швартовов.

Уровень воды в акватории следует принимать на отметке, при которой значение R_A будет максимальным.

5. Расчет анкерной опоры должен включать расчет устойчивости, прочности, расчет по деформациям и по раскрытию трещин (для железобетонных анкерных опор).

Допускается рассчитывать только анкерные опоры для верхних анкерных тяг тумбовых массивов, показанных на рис.I, а размеры анкерных опор и их заглубление для нижних тяг рекомендуется принимать такими же, как и для лицевых элементов набережной.

Расчет устойчивости вертикальных анкерных плит производится в соответствии с указаниями пп.2÷5 приложения 3, где горизонтальная реакция R_a в месте крепления анкерной тяги к шпунту определяется из статического расчета тумбового массива согласно указаниям п.4. При этом уровень в акватории допускается принимать на максимальной расчетной отметке, если отсутствует фильтрационное давление воды, при наличии фильтрационного давления воды наихудшее положение уровня воды в акватории определяется подбором.

Расстояние l_a анкерной плиты до задней стенки тумбового массива определяется следующим образом:

а) для схемы I (рис.I) допускается принимать $l_a = 1,7 t_{пл}$ (где $t_{пл}$ – заглубление низа анкерной плиты от поверхности засыпки, определенное из расчета устойчивости анкерной плиты);

б) для верхних анкерных плит в схемах 2 и 4 (рис.I) минимальное значение l_a определяется из условия

$$R_B = E_{a.r} \quad , \qquad (I)$$

где R_B – опорная реакция, определяемая из статического расчета тумбового массива по указаниям п.4,

$E_{a.r}$ – горизонтальная составляющая активного давления грунта в пределах от верха тумбового массива до точки B, определяемая по указаниям п.7 приложения 8 при наиболее опасной поверхности скольжения, проходящей через низ анкерной плиты.

Расчет прочности вертикальных анкерных плит и расчет по деформациям производится согласно указаниям приложения 3, где R_a – то же значение, что и при расчете прочности анкерных тяг (см.п.4).

Расчет по раскрытию трещин железобетонных анкерных плит выполняется в соответствии с указаниями пп. I.23 – I.25, при этом усилия допускается определять путем умножения значений усилий, вычисленных для расчета прочности, на коэффициент условий работы $m = 0,8$.

ПЕРЕЧЕНЬ НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТОВ И ТЕХНИЧЕСКОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Временные рекомендации по проектированию причальных набережных для особо суровых природно-климатических условий РТМ 212.0059-80/Гипроречтранс, М. 1980.

2. СНиП II-7-81. Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования.

3. Временные нормы технологического проектирования портов и пристаней на внутренних водных путях / М., Гипроречтранс, 1976. (Изменения и дополнения, м., 1982)

4. Правила технической эксплуатации портовых сооружений/ МРФ, М., Транспорт, 1974.

5. СНиП II-9-78. Инженерные изыскания для строительства.Основные положения.Нормы проектирования.

6. СНиП 2.02.02-85.Основания гидротехнических сооружений. Нормы проектирования.

7. СНиП 2.06.08-87. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений.

8. СНиП II-23-81. Стальные конструкции.Нормы проектирования .

9. СНиП II-22-81. Каменные и армокаменные конструкции.Нормы проектирования.

10. СНиП II-25-80. Деревянные конструкции.Нормы проектирования.

11. СНиП 2.03.11-85.Защита строительных конструкций откоррозии

12. СНиП 2.06.04-82. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов).

13. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования.

14. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений. М.,Стройиздат, 1983.

15. Типовой проект швартовных тумб на усилие 10,15 и 20 тонн для причальных сооружений. Альбом № 846-А/Гипроречтранс, М., 1961.

16. Типовые конструкции и детали причальных набережных. Серия 5-05-226. Альбом № 872-А "Швартовные тумбы и рымы на усилие 25 тонн"/Гипроречтранс, М.1964.

17. Требования техники безопасности при проектировании портов и пристаней на внутренних водных путях/Гипроречтранс, М.1978.

18. Указания по проектированию судоходных плотин транспортных гидроузлов/Гипроречтранс, М.

19. Типовые конструкции и детали причальных набережных. Серия 3.505-1. Альбом № 952-А " Отбойные устройства с резиновыми амортизаторами"/Гипроречтранс, М., 1970.

20. Типовые конструкции и детали зданий и сооружений. Серия 3.505-10. Альбом № 960-А "Отбойные устройства с амортизаторами/ Гипроречтранс,М., 1971.

21. Типовые конструкции и детали зданий и сооружений. Серия 3.505-12. Альбом № 981-А " Конструкции отбойных устройств для пассажирских причалов", альбом 1 и альбом 2/Гипроречтранс, М., 1975.

22. Руководство по защите строительных металлоконструкций, работающих в агрессивных средах и различных климатических условиях. М., Стройиздат, 1974.

23. Руководство по защите от коррозии металлоконструкций гидросооружений. М.,Транспорт, 1978.

24. Руководство по защите от коррозии лакокрасочными покрытиями строительных бетонных и железобетонных конструкций, работающих в газовлажных средах/ НИИЖБ Госстроя СССР, М.1978.

25. Рекомендации по применению химических добавок в бетоне. М., Стройиздат, 1977.

26. ГОСТ 380-71^{X}. Сталь углеродистая обыкновенного качества. Марки и общие технические требования.

27. ГОСТ 14098-85. Соединения сварные арматуры железобетонных изделий и конструкций.Контактная и ванная сварка.Основные типы и конструктивные элементы.

28. СН 393-78. Инструкция по сварке соединений арматуры и закладных деталей железобетонных конструкций. М.;1979.

29. Инструкция по автоматической шлакошлаковой сварке плавящимся электродом анкерных тяг,ЦНИИС, Л., 1972.

30. Руководящий технический материал.

Антикоррозионная защита металлоконструкций гидросооружений Минречфлота РСФСР. Технические требования. Схемы покрытий. Технологические процессы. РТМ 2.12.090-79.

31. С.Н.Клейнов "Расчет конструкций на упругом основании", Киев, 1967г.

32. СНиП 2.06.01-86. Гидротехнические сооружения.Основные положения проектирования.

33. ВСН 30-83 (Минэнерго СССР).Инструкция по проектированию гидротехнических сооружений в районах распространения вечномерзлых грунтов .М, 1983

34. Руководство по проектированию речных портов. Минречфлот РСФСР. - М.: Транспорт, 1985. - 143 с.

35. Проектирование оснований гидротехнических сооружений (Пособие к СНиП II-16-76). П 13-83/ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева,Л.,1984.

36. СНиП 2.06.07-87. Подпорные стены. Судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения.

С О Д Е Р Ж А Н И Е

РАЗДЕЛ 1 Стр.

ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ 3

2. ВЫБОР КОНСТРУКЦИИ ПРИЧАЛЬНЫХ НАБЕРЕЖНЫХ 5

3. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО РАСЧЕТУ

Основы расчета 9

Расчеты устойчивости II

Расчеты прочности I2

Расчеты по деформациям I3

Расчеты железобетонных элементов по образованию.. или раскрытию трещин I7

4. ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТОВ И МАТЕРИАЛОВ I8

5. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

Состав и сочетания нагрузок 2I

Нормативные нагрузки 22

Расчетные нагрузки 3I

Воздействия 33

6. ОБЩИЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ 34

ПРИЛОЖЕНИЯ:

1. Требования к размещению и глубинам выработок при инженерно-геологической съемке 42

2. Расчет общей устойчивости 45

Расчет устойчивости сооружения по схеме плоского сдвига..... 47

Расчет устойчивости сооружений по схеме глубинного сдвига 57

Примеры расчета 76

3. Расчет и конструирование анкерных устройств II6

Расчет вертикальных анкерных плит II6

Расчет прочности анкерных тяг 125
Расчет прочности узлов крепления и соединений анкерных тяг 127
Конструктивные требования 134
4. Основные характеристики отдельных типов шпунтов 138
5. Определение усилий в элементах набережной от навала судна при подходе к сооружению..... 140
6. Определение усилий от ледовых нагрузок..... 151
7. Таблицы значений характеристик грунтов 162
8. Определение бокового давления грунта 168
Боковое давление грунта в состоянии предельного равновесия 168
Определение активного давления грунта.... 168
Определение пассивного давления грунта... 168
Боковое давление грунта в допредельном напряженном состоянии 195
Определение давления грунта в состоянии покоя 195
Определение давления грунта внутри ячеистых конструкций 196
9. Определение фильтрационного давления воды 200
10. Определение нагрузки от навала судна при подходе к сооружению 220
11. Определение силы сопротивления свайного ряда... 222
12. Расчет тумбового массива..... 237
Перечень нормативных документов и технической литературы..... 242

В 1986-1987 гг отдельными брошюрами выпущены:

Книга 2

Раздел 2. Набережные шпунтовые безанкерные

Раздел 3. Набережные шпунтовые одноанкерные

Раздел 4. Набережные шпунтовые одноанкерные с надстройкой

Раздел 5. Набережные шпунтовые, заанкеренные наклонными сваями

Книга 3

Раздел 6. Набережные уголкового профиля с анкеровкой за фундаментную плиту

Раздел 7. Набережные ячеистые из оболочек большого диаметра и из тонких железобетонных панелей

Книга 4

Дополнение № I. Расчет анкерных тяг в особых случаях

gost.e-ecolog.ru