ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ПРОЕКТНО-ИЗЫСКАТЕЛЬСКИЙ
И НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ МОРСКОГО
ТРАНСПОРТА

С О Ю З М О Р Н И И П Р О Е К Т

Ленинградский филиал

Л Е Н М О Р Н И И П Р О Е К Т

ВРЕМЕННОЕ ТЕХНИЧЕСКОЕ РУКОВОДСТВО ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ БОЛЬВЕРКОВ С ПЕРЕДНЕЙ ГРУНТОВОЙ ПРИГРУЗКОЙ

РД 31.31.11-74

~~РМС I-73~~

~~Союзморниипроект~~

УТВЕРЖДЕНЫ СОЮЗМОРНИИПРОЕКТОМ
"23" февраля 1973 года.

Л е н и н г р а д
1 9 7 4 г.

gost.e-ecolog.ru

УТВЕРЖДАЮ
Главный инженер
Союзморниипроекта
_____ Ю.А.ИЛЬНИЦКИЙ
"3" 04 1987 г.

И З В Е Щ Е Н И Е № 1

об изменении РД 31.31.11-74 (РММ I-73)
СМНИИП
"Временное техническое руководство по проектированию больверков с передней грунтовой пригрузкой"

В связи с несоответствием РД требованиям действующих в настоящее время норм и правил, аннулировать с 01.06.87 РД 31.31.11-74 " Временное техническое руководство по проектированию больверков с передней грунтовой пригрузкой".

Главный инженер Ленморниипроекта В.А.ФИРСОВ

Начальник сектора стандартизации, метрологии и патентоведения В.Г.ЛЕМЕНТЬЕВ

Зав.НИО гидротехнических сооружений С.А.МАРТЬЯНЕНКО

Ответственный исполнитель, вед.инженер Г.Н.ГРИШАЧЕВА

Настоящее Временное техническое руководство по проектированию больверков с передней грунтовой пригрузкой разработано Ленморниипроектом (рук.темы, к.т.н. КУРОЧКИН С.Н.) на основании специальных исследований, опытного проектирования и строительства.

Все замечания по содержанию и составу Руководства просьба направлять по адресу: Ленинград, I98035, Межевой канал, 5а, Ленморниипроект.

О Г Л А В Л Е Н И Е

стр.

ВРЕМЕННОЕ ТЕХНИЧЕСКОЕ РУКОВОДСТВО ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ БОЛЬВЕРКОВ С ПЕРЕДНЕЙ ГРУНТОВОЙ ПРИГРУЗКОЙ

I. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ 4

2. УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ 6

2.I. Общие указания 6

2.2. Расчетная схема больверка и определение нагрузок на его элементы 9

2.3. Расчет больверка с передней грунтовой пригрузкой . 23

3. УКАЗАНИЯ ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ 45

П р и л о ж е н и я

I. Определение расчетных плоскостей основной и лицевой стенок. 50

2. Вычисление ординат эпюры горизонтальной составляющей давления грунта от равномерно распределенной нагрузки интенсивностью q 52

3. Приближенный метод определения зоны распространения влияния пригрузки интенсивностью $q_{пр}$ по глубине стенки 54

4. Дополнительный расчет больверка с передней грунтовой пригрузкой на судовые нагрузки, воздействующие на сооружение в сторону территории 56

5. Определение интенсивности давления под опорной горизонтальной плитой с тыловым выступом 69

6. Проверка устойчивости опорной горизонтальной плиты по схеме плоского сдвига вместе с каменной постелью по подошве постели . . . . . 73.

7. Определение приведенной эпюры отпора перед стенкой при заданной глубине погружения t_p. 77

8. Пример расчета 78

PD31.31.11-74

Союзморнии-проект	Временное техническое руководство по проектированию больверков с передней грунтовой пригрузкой	~~РМС I-73 Союзморнии - проект~~

I. Общие положения

I.I. Настоящее Руководство распространяется на проектирование больверков с однорядной анкеровкой, у которых для повышения несущей способности основной стенки применяется передняя грунтовая пригрузка призмы выпора, ограниченная элементами лицевой стенки, установленными на горизонтальные опорные плиты /рис.I/.

I.2. Больверки с передней грунтовой пригрузкой рекомендуется применять для глубоководных причалов, располагаемых на грунтах, допускающих погружение свай /свай-оболочек/ и имеющих модуль общей деформации $E_o \geqslant 100$ кг.с/см^2 для районов с сейсмичностью не более 6 баллов.

I.3. Рекомендации настоящего Руководства распространяются на больверки с любой жесткостью элементов основной и лицевой стенок и при любом соотношении приведенных жесткостей стенок при условии, что основная и лицевая стенки не объединены общей надстройкой или разгрузочной платформой и связаны только анкерами лицевой стенки /рис. I/.

Внесено Ленморниипроектом	Утверждено Союзморниипроектом 23 февраля 1973г.	Срок введения I января 1974 г.

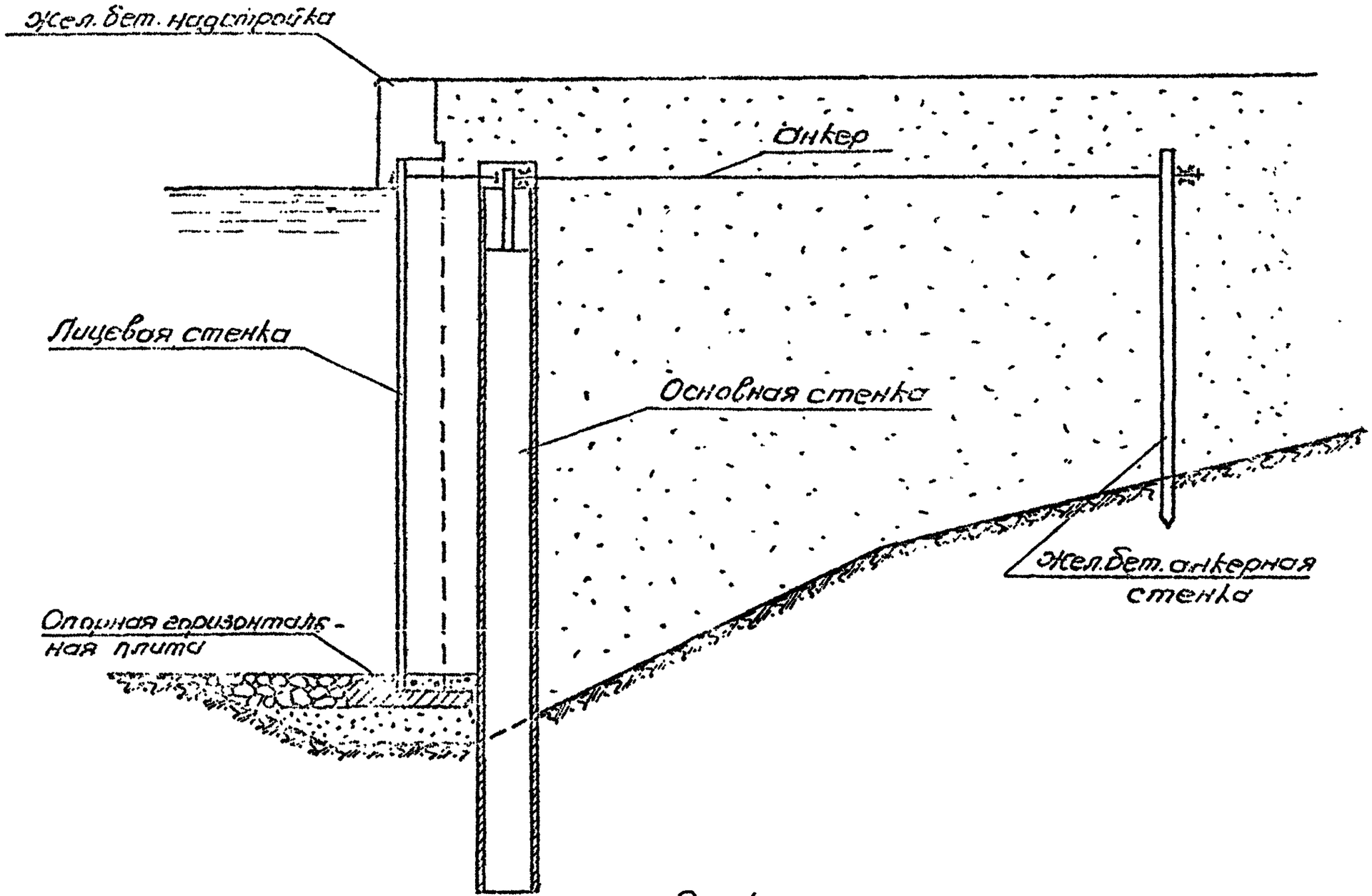

Жел. бет. надстройка
Анкер
Лицевая стенка
Основная стенка
Жел.бет. анкерная стенка
Опорная горизонтальная плита

Рис. 1

1.4. При проектировании больверков с передней грунтовой пригрузкой следует руководствоваться общими рекомендациями "Указаний по проектированию морских причальных сооружений" /ВСН 3-67 ММФ/ и рекомендациями настоящего Руководства.

2. Указания по расчету

2.1. Общие указания

2.1.1. Расчет больверков производится по методу предельных состояний по рекомендациям "Руководства по расчетам морских причальных сооружений в соответствии с требованиями главы СНиП II.51-74", разработанного на основании Протокола технического совещания при главном инженере Союзморниипроекта от 12.УП-73 г.

До утверждения указанных Рекомендаций допускается расчет больверков по настоящим Указаниям производить по методу разрушающих усилий с применением соответствующих коэффициентов запаса на воздействие нормативных нагрузок основного и особого сочетаний /табл.1/.

2.1.2. Каждое основное сочетание включает следующие постоянные и временные длительно действующие нагрузки:

а/ собственный вес грунта и элементов конструкции;

б/ активное давление от собственного веса грунта с учетом всех постоянных и временных нагрузок, расположенных на его поверхности.

Дополнительно одну из следующих кратковременных нагрузок:

а/ волновую нагрузку при откате волны;

б/ фильтрационное давление, вызванное образованием подпора за счет колебания уровня воды перед стенкой, или увеличенный вес грунта, насыщенного водой в зоне колебания;

Таблица I

Вид разрушения	Коэффициент запаса при сочетании нагрузок	
	Основном	Особом
Потеря общей устойчивости при скольжении всего сооружения по круглоцилиндрической поверхности	по ВСН 9-69 ММФ	
То же при скольжении по фиксированным /ломаным/ поверхностям скольжения	По специальным указаниям	
Потеря устойчивости опорной горизонтальной плиты по схеме плоского сдвига по контакту подошвы плиты и каменной постели	I,20	I,10
То же вместе с постелью по плоскости подошвы постели	I,20	I,10
Потеря устойчивости анкерных плит	2,00	I,80
То же анкерных стенок	I,50	I,35
Достижение материалом анкера предела текучести	I,50	I,35
Прочность и трещиностойкость бетонных и железобетонных элементов x/	по ВСН 3-67 ММФ	

x/ Коэффициент запаса по трещиностойкости следует принимать по типовым проектам бульверков равным I,20.

в/ швартовную нагрузку на обычную тумбу;

г/ ветровой навал пришвартованного судна на сооружение.

ПРИМЕЧАНИЕ. Фильтрационное давление длительного действия /например, подпор грунтовых вод/ следует снимать применением специальных конструктивных мероприятий.

2.1.3. Особое сочетание включает постоянные нагрузки, временные длительные нагрузки, все кратковременные нагрузки, действие которых возможно одновременно, а также одну из особых нагрузок:

а/ фильтрационное давление при резком понижении уровня воды перед стенкой, не предусмотренное нормальными условиями эксплуатации, или неисправностью дренажных устройств;

б/ швартовную нагрузку на штормовую тумбу;

в/ удар судна при подходе к сооружению.

ПРИМЕЧАНИЕ. При конструкциях перекрытия стенок, затрудняющих выход грунтовых вод в акваторию, резкие понижения уровня воды /1,0 м/час и более/ могут не учитываться в расчете, если их величина не превышает 0,5 м, при общем снижении уровня в акватории не более 1,0 м.

2.1.4. Кроме расчетов на основные и особые сочетания нагрузок, следует произвести проверку прочности и трещиностойкости элементов конструкции на монтажные нагрузки /транспортировка, установка, погружение и т.д./.

2.1.5. При расчете больверков с передней грунтовой пригрузкой и их элементов принимаются наиболее неблагоприятные /для данного элемента или всего сооружения в целом/ из реально возможных сочетания и положения нагрузок, причем нагрузка на территории может быть сплошной, прерывной или действующей на ограниченном участке.

2.2. Расчетная схема бульверка и определение нагрузок на его элементы

2.2.1. Расчетная схема бульверка с передней грунтовой пригрузкой приведена на рис.2.

2.2.2. Для определения активного и пассивного давления грунта по настоящим Указаниям следует принимать нормативные значения характеристик грунтов / γ'', φ'', C'' /.

В расчетах, связанных с определением деформаций грунта и его реактивного давления, следует принимать нормативное значение модуля общей деформации грунта / E_o'' /.

2.2.3. Объемный вес грунта выше уровня воды γ_1 определяется для состояния естественной влажности.

Объемный вес грунта под водой принимается с учетом полного взвешивания

$$\gamma_2 = \gamma_c - \varepsilon_o (\gamma_o - 1) - 1 , \qquad /1/$$

где γ_o - удельный вес твердых частиц грунта,

ε_o - объем пустот в грунте.

ПРИМЕЧАНИЕ. При наличии обоснованных данных допускается вводить частичное взвешивание для глинистых грунтов ограниченной влажности при отсутствии в них фильтрующих прослоек и линз.

Объемный вес при переменных уровнях воды /ливные колебания/ для несвязных грунтов рекомендуется принимать:

а/ в пределах верхней и нижней отметок горизонта воды при колебаниях уровня, как для грунта, у которого все

Расчетная схема больверка с передней грунтовой пригрузкой

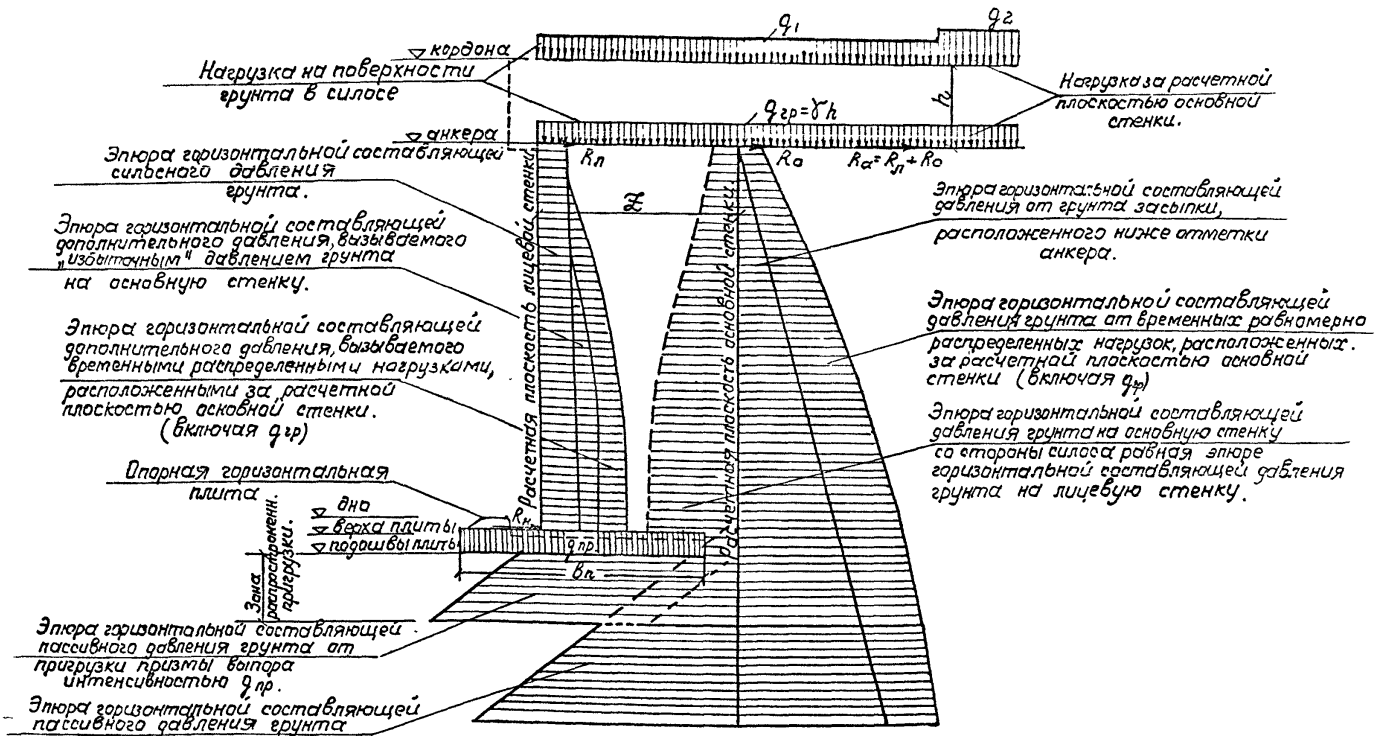


Рис. 2

поры заполнены водой,

$$\gamma_3 = \gamma_c - \varepsilon_o(\gamma_o - 1); \qquad /2/$$

б/ выше верхней отметки горизонта воды γ_1 /грунт естественной влажности/, ниже нижней отметки горизонта воды γ_2 / с учетом взвешивания/.

ПРИМЕЧАНИЕ. Для связных грунтов граница грунта с порами, полностью заполненными водой, принимается по данным гидрогеологических изысканий.

2.2.4. Горизонтальная составляющая активного давления от грунта засыпки для вертикальных стенок определяется по методу теории предельного равновесия грунта с учетом криволинейного характера поверхности скольжения призмы обрушения /по В.В.Соколовскому/.

Для несвязного грунта

$$\sigma_a^{\varphi} = \sigma_y^{\varphi} \cdot \lambda_a \quad , \qquad /3/$$

где σ_y^{φ} - вертикальное давление грунта на глубине y от верха стенки,

λ_a - коэффициент горизонтальной составляющей активного давления грунта /таблица 2/.

Для связного грунта, обладающего сцеплением /грунты естественного сложения/,

$$\sigma_a^{\varphi} = \sigma_y^{\varphi} \cdot \lambda_a - c\lambda_{ac} \quad , \qquad /4/ .$$

где c - удельное сцепление грунта,

λ_{ac} - коэффициент горизонтальной составляющей активного давления грунта от сил сцепления /таблица 2/.

Таблица 2

КОЭФФИЦИЕНТЫ ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ СОСТАВЛЯЮЩЕЙ АКТИВНОГО ДАВЛЕНИЯ ГРУНТА

$\varphi°$	λ_a		λ_{ac}	
	$\delta = 0$	$\delta = \frac{2}{3}\varphi$	$\delta = 0$	$\delta = \frac{2}{3}\varphi$
10	0,70	0,65	1,68	1,53
15	0,59	0,53	1,53	1,35
20	0,49	0,43	1,40	1,20
25	0,41	0,35	1,27	1,07
30	0,33	0,28	1,16	0,95
35	0,27	0,23	-	-
40	0,22	0,18	-	-

ПРИМЕЧАНИЕ. Коэффициенты λ_a и λ_{ac} при промежуточных значениях φ определяются линейной интерполяцией.

ПРИМЕЧАНИЕ. В случае, когда $c\lambda_{ac} > \sigma_y^{\varphi}\lambda_a$ величина σ_a^{φ} на данном участке принимается нулевой.

2.2.5. Коэффициент горизонтальной составляющей активного давления грунта λ_a и коэффициент горизонтальной составляющей активного давления грунта от сил сцепления λ_{ac} при расчете бульверков с передней грунтовой пригрузкой следует принимать с учетом трения. Рекомендуется принимать в расчетах угол трения грунта о стенку $\delta = \frac{2}{3}\varphi$, но не более 30°.

Значения величин λ_a и λ_{ac} приведены в таблице 2.

2.2.6. Горизонтальную составляющую силосного давления грунта между лицевой и основной стенками следует определять по формуле

$$\sigma_a^{сил} = \sigma_y^{сил} \cdot \lambda_a , \qquad /5/$$

где λ_a – коэффициент горизонтальной составляющей активного давления грунта с учетом трения /таблица 2/,

$\sigma_y^{сил}$ – вертикальное давление грунта в силосе.

$$\sigma_y^{сил} = \gamma m h_0 + q_0 (1 - m) , \qquad /6/$$

где γ – объемный вес грунта,

$$m = 1 - e^{-\frac{y}{h_0}} \qquad /7/$$

y – текущая координата по высоте стенки,

q_o - интенсивность нагрузки на поверхности грунта в силосе,

$$h_o = \frac{\mathcal{Z}}{2\lambda_a \varphi} \quad , \qquad /8/$$

здесь $\mathcal{Z}$ - расстояние между расчетными плоскостями лицевой и основной стенок, положение которых определяется по Приложению I,

λ_a - коэффициент горизонтальной составляющей активного давления грунта с учетом трения /таблица 2/,

φ - коэффициент трения грунта о стенку, принимаемый равным $tg\frac{2}{3}\varphi$.

2.2.7. Значение временных нагрузок на поверхности причала следует принимать по "Нормам технологического проектирования морских портов" или данным технологической части проекта.

2.2.8. Горизонтальная составляющая давления грунта от равномерно распределенной нагрузки интенсивностью q, расположенной на поверхности грунта, определяется:

а/ при бесконечной по ширине причала нагрузке, размещаемой непосредственно за расчетной плоскостью стенки,

$$\sigma_a^q = q\lambda_a \quad , \qquad /9/$$

где λ_a - коэффициент горизонтальной составляющей активного давления грунта с учетом трения /таблица 2/;

б/ при полосе нагрузки шириной $B = B_1$, размещаемой непосредственно за расчетной плоскостью стенки, /рис.3/.

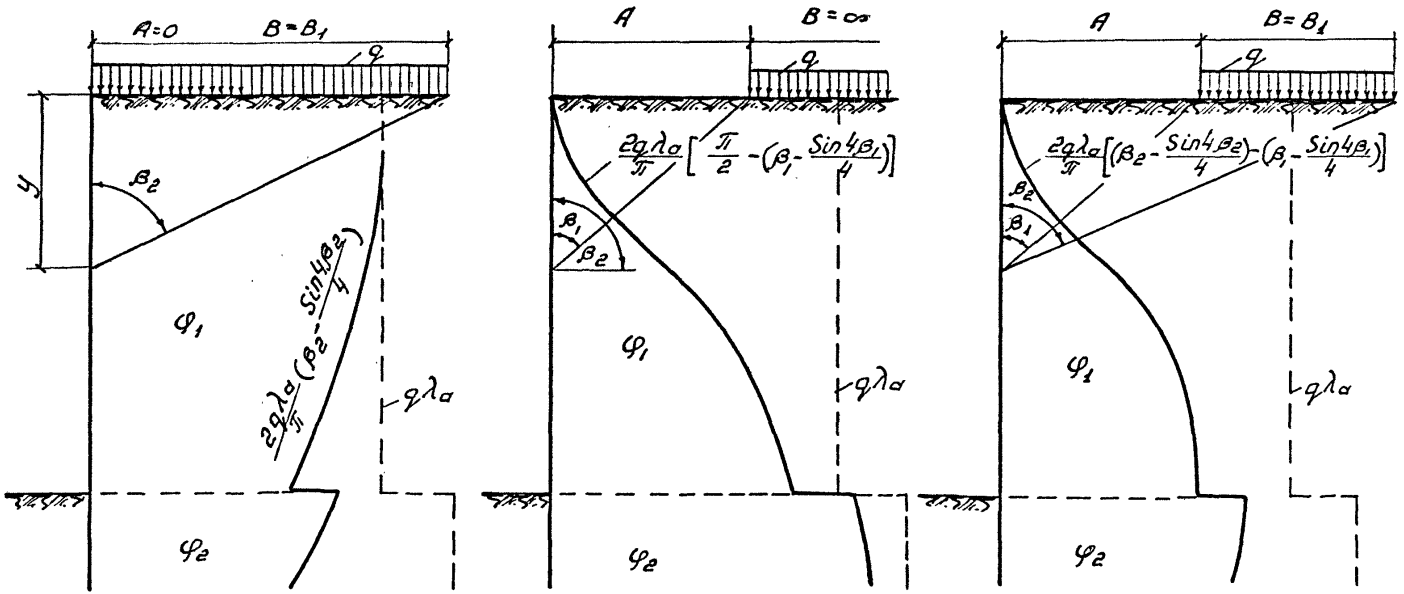

A=0
B=B1
q
y
β2
φ1
2qλa/π (β2 - Sin4β2/4)
qλa
φ2
A
B=∞
q
2qλa/π [π/2 - (β1 - Sin4β1/4)]
β1
β2
φ1
qλa
φ2
A
B=B1
q
2qλa/π [(β2 - Sin4β2/4) - (β1 - Sin4β1/4)]
β2
β1
φ1
qλa
φ2

Рис.3

$$\sigma_a^q = \frac{2q\lambda_a}{\pi}\left(\beta_2 - \frac{\sin 4\beta_2}{4}\right), \qquad /10/$$

где $\beta_2 = arcctg\frac{y}{B}$ /рад/,

y – текущая координата по высоте стенки;

в/ при бесконечной по ширине причала нагрузке $(B=\infty)$, размещаемой на расстоянии "А" от расчетной плоскости стенки /рис.3/

$$\sigma_a^q = \frac{2q\lambda_a}{\pi}\left[\frac{\pi}{2} - \left(\beta_1 - \frac{\sin 4\beta_1}{4}\right)\right], \qquad /11/$$

где $\beta_1 = arcctg\frac{y}{A}$ /рад/,

y – текущая координата по высоте стенки;

г/ при полосе нагрузки шириной $B = B_1$, размещаемой на расстоянии "А" от расчетной плоскости стенки, /рис.3/

$$\sigma_a^q = \frac{2q\lambda_a}{\pi}\left[\left(\beta_2 - \frac{\sin 4\beta_2}{4}\right) - \left(\beta_1 - \frac{\sin 4\beta_1}{4}\right)\right], \qquad /12/$$

где $\beta_1 = arcctg\frac{y}{A}$ /рад/,

$\beta_2 = arcctg\frac{y}{A+B}$ /рад/,

y – текущая координата по высоте стенки.

ПРИМЕЧАНИЕ. Для упрощения расчетов по формулам 10-12 рекомендуется пользоваться указаниями Приложения 2.

2.2.9. При определении крановых нагрузок должно приниматься такое расположение кранов и крановых стрел, возможное по технологической схеме их работы, которое дает наибольшую нагрузку на

стенку. В зависимости от конструкции причала /высота наданкерной части, расстояние кранового рельса от линии кордона, расстояние между лицевой и основной стенками и т.д./ следует рассмотреть положение кранов и крановых стрел, дающее наибольшее значение анкерного усилия или пролетного момента стенок, а также худшие условия устойчивости анкерных устройств.

2.2.10. Длину полосы расчетной крановой нагрузки вдоль причала и величину крановой эквивалентной нагрузки $q^{э}_{кр}$ следует определять по "Нормам технологического проектирования морских портов" и рекомендациям ---ВСН 3-67 ММФ--- . При расположении оси кордонного подкранового пути в зоне от линии кордона до расчетной плоскости основной стенки допускается эпюру распора от крановой нагрузки определять по рекомендациям ---ВСН 3-67 ММФ- без учета силосного эффекта, суммируя ее с нагрузками, воздействующими на лицевую стенку. Давление от тыловой ноги крана рекомендуется принимать равным равномерно распределенной нагрузке от складирования грузов в этой зоне при сплошном простирании нагрузки /без разрывов/.

ПРИМЕЧАНИЕ. Если по условиям эксплуатации не предполагается размещение временных нагрузок в тыловой части причала, в расчет вводится эквивалентная крановая нагрузка, ординаты горизонтальной составляющей давления грунта от которой определяются по п.2.2.8.

2.2.11. Горизонтальная составляющая пассивного давления грунта перед вертикальной стенкой определяется по методу теории предельного равновесия грунта с учетом криволинейного характера поверхности скольжения призмы выпора /по В.В.Соколовскому/. Закон изменения пассивного давления грунта по глубине в пределах каждого

слоя однородного грунта принимается линейным.

Для несвязного грунта

$$\sigma_p^{гр} = \sigma_y^{гр} \cdot \lambda_p \quad , \qquad /13/$$

где $\sigma_y^{гр}$ - вертикальное давление грунта на глубине y ,

y - текущая вертикальная координата, отсчитываемая в пределах зоны распространения влияния пригрузки интенсивностью $q_{пр}$ от отметки подошвы опорной горизонтальной плиты, а ниже от отметки дна,

λ_p - коэффициент горизонтальной составляющей пассивного давления грунта /таблица 3/.

Для связного грунта, обладающего сцеплением,

$$\sigma_p^{гр} = \sigma_y^{гр} \cdot \lambda_p + c \cdot \lambda_{pc} \quad , \qquad /14/$$

где c - удельное сцепление грунта,

λ_{pc} - коэффициент горизонтальной составляющей пассивного давления грунта от сил сцепления /таблица 3/.

ПРИМЕЧАНИЕ. Для поверхностного слоя, где возможно нарушение структуры грунта, принимается С=0; полная величина сцепления принимается на глубине не менее 1,0 м. Изменение сцепления от С=0 до полной его величины принимается линейным.

2.2.12. Коэффициент горизонтальной составляющей пассивного давления грунта λ_p и коэффициент горизонтальной составляющей пассивного давления грунта от сил сцепления λ_{pc} следует принимать с учетом трения. Рекомендуется принимать в расчетах угол трения грунта

о стенку

для основной стенки $\delta = \varphi$, но не более $30°$,

для анкерных стенок и плит $\delta = \frac{\varphi}{3}$.

Таблица 3

КОЭФФИЦИЕНТЫ ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ СОСТАВЛЯЮЩЕЙ ПАССИВНОГО ДАВЛЕНИЯ ГРУНТА

$\varphi°$	λ_p			λ_{pc}		
	$\delta = 0$	$\delta = \frac{\varphi}{3}$	$\delta = \varphi$	$\delta = 0$	$\delta = \frac{\varphi}{3}$	$\delta = \varphi$
10	1,42	1,51	1,63	1,53	2,04	2,65
15	1,69	1,86	2,12	1,94	2,52	3,39
20	2,04	2,35	2,86	2,30	3,06	4,32
25	2,46	3,10	3,94	2,60	3,84	5,46
30	3,00	3,94	5,67	2,94	4,41	7,10
35	3,69	5,29	7,76	-	-	-
40	4,60	7,57	11,47	-	-	-

ПРИМЕЧАНИЕ. Коэффициенты λ_p и λ_{pc} при промежуточных значениях φ определяются линейной интерполяцией.

Значения величин λ_p и λ_{pc} приведены в таблице 3.

2.2.13. Горизонтальную составляющую пассивного давления грунта от пригрузки призмы выпора интенсивностью $q_{пр}$ следует определять по формуле

$$\sigma_p^q = q_{пр} \cdot 0,9 \lambda_p \quad , \qquad /15/$$

где $q_{пр}$ - интенсивность пригрузки на призме выпора,

λ_p - коэффициент горизонтальной составляющей пассивного давления грунта /таблица 3/.

ПРИМЕЧАНИЯ: 1. Для основной стенки интенсивность пригрузки $q_{пр}$ равна интенсивности давления под опорной горизонтальной плитой $\sigma_{пр}$, определяемой по п.2.3.15, или интенсивности давления $\sigma_{пр_п}$, определяемой по Приложению 5.

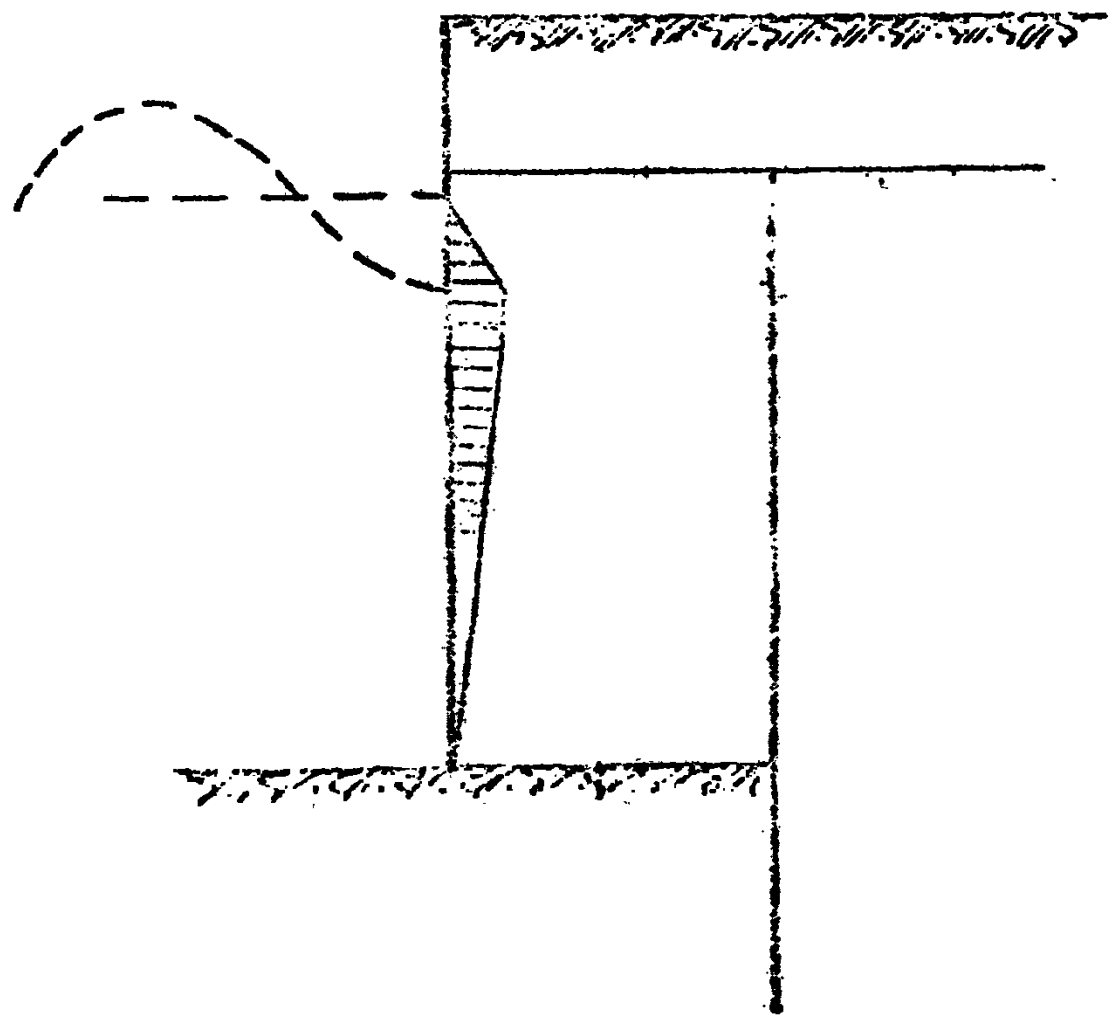
2. Зону распространения влияния пригрузки по глубине стенки, в которой отпор будет определяться с учетом пригрузки интенсивностью $q_{пр}$, рекомендуется устанавливать подбором при волнистой поверхности выпирания методом круга трения. Допускается определять зону распространения влияния пригрузки приближенными методами по Приложению 3.

2.2.14. Нагрузку, вызванную волнением, следует учитывать для случая отката волны при высоте исходной волны более 1,5 м. Учитывая демпфирующее влияние сооружения и засыпки и скорость колебаний, допускается при определении волновой нагрузки вводить половину расчетной высоты волны у сооружения, устанавливаемой на основании оценки условий взаимодействия ее с сооружением /интерферированная, частично интерферированная, не интерферированная/. Эпюру нагрузки, вызванную волнением /рис.4а/, допускается определять по аналогии с фильтрационным давлением /см.п.2.2.15/ и суммировать с эпюрой расчетных давлений на лицевую стенку.

2.2.15. Эпюра фильтрационного давления на лицевую стенку при понижении уровня воды перед сооружением принимается в форме треугольника /рис.4б/ с максимальной ординатой на отметке низкого уровня воды перед сооружением.

$$p_ф = \gamma_в \cdot \Delta h , \qquad /16/$$

а)



б)

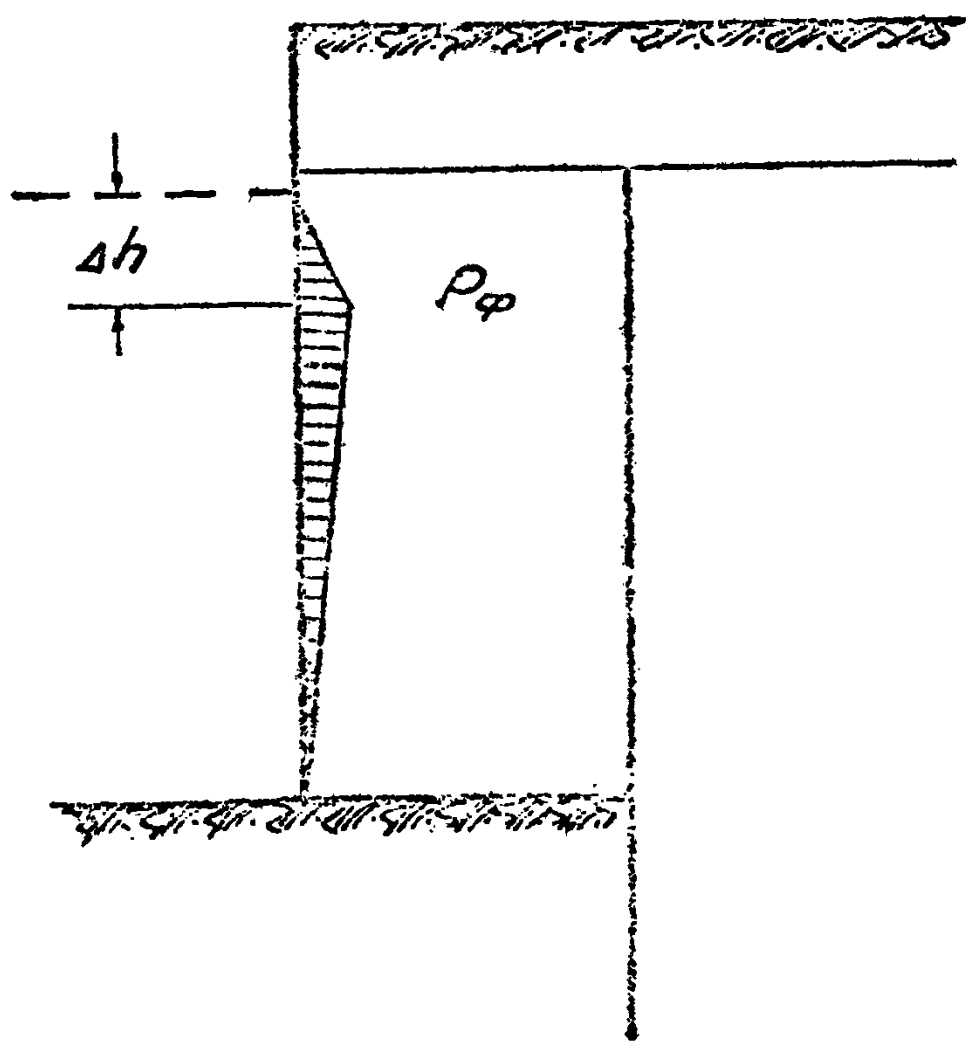


Рис.4.

где $\gamma_в$ – объемный вес воды,

Δh – расчетная разность уровней за и перед сооружением.

Нулевая ордината фильтрационного давления в нижней части принимается на отметке дна.

ПРИМЕЧАНИЯ: 1. фильтрационное давление не учитывается, если стыки между элементами лицевой стенки перекрываются обратным фильтром или в стенке предусмотрены специальные дренажные устройства.

2. При значительном и интенсивном понижении уровня воды /например, ливные колебания/ в акватории, особенно, когда мала проницаемость основания, следует предусматривать специальные мероприятия, исключающие образование подпора в обычных условиях эксплуатации сооружения. В таких случаях в расчет следует вводить объемный вес грунта в зоне колебания уровня в соответствии с п.2.2.3 в пределах всей расчетной ширины сооружения.

2.2.16. Нагрузки от судов /швартовные, навал. и удар судна/ следует принимать в соответствии с действующими Нормативными документами.

2.2.17. В случае применения в качестве элементов основной стенки железобетонных свай оболочек, растягивающие и сжимающие продольные и поперечные усилия, возникающие при погружении оболочек, рекомендуется определять в соответствии с "Техническими указаниями по проектированию и строительству фундаментов и опор мостов из сборных железобетонных оболочек" /ВСН 110-64 Гострансстроя/.

ПРИМЕЧАНИЕ. Для предотвращения разрушения оболочек в результате гидродинамических процессов при вибропогружении следует предусматривать специальные мероприятия /у[illegible] воды из полости оболочки, применение разрушаемых наконечников и т.д./.

2.3. Расчет больверка с передней грунтовой пригрузкой

2.3.1. Расчет больверка с передней грунтовой пригрузкой рекомендуется осуществлять в следующей последовательности:

а/ предварительное назначение основных геометрических размеров сооружения и его элементов, их жесткостей и взаимного расположения, определяющих общую компоновку сооружения и его расчетную схему;

б/ определение расчетных плоскостей основной и лицевой стенок, величины и расположения расчетных вертикальных нагрузок относительно этих плоскостей с учетом требований п.2.1.5;

в/ определение нагрузок на лицевую стенку и ее расчет;

г/ определение размеров и расчет устойчивости опорной горизонтальной плиты;

д/ расчет общей устойчивости сооружения и определение минимально необходимой глубины погружения основной стенки;

е/ определение нагрузок на основную стенку и ее расчет;

ж/ определение усилий для расчета анкеров и анкерных устройств и их расчет.

2.3.2. В процессе компоновки сооружения назначаются глубина у причала, высота наданкерной части, тип и сечение элементов лицевой и основной стенок, расстояние между стенками, ширина опорной горизонтальной плиты, разрядка /в случае необходимости/ элементов основной стенки с учетом излагаемых далее Указаний по конструированию.

ПРИМЕЧАНИЯ: 1. В первом приближении рекомендуется назначать расстояние между лицевой и основной стенками /в свету/ $\left(\frac{1}{3} : \frac{1}{5}\right) H_{ст}$, где $H_{ст}$ - полная высота стенки от отметки кордона до дна. При этом расстояние между элементами основной стенки в свету, если они погружаются вразрядку, не доли-

но превышать расстояния между стенками.

2. Окончательная компоновка сооружения принимается на основании последовательных расчетов сооружения при различных вариантах его компоновки и их технико-экономической оценки.

2.3.3. Положение расчетных плоскостей основной и лицевой стенок рекомендуется определять по Приложению I.

В зависимости от расположения расчетных плоскостей определяются величины A_i и B_i /Рис.5/, характеризующие расположение временных равномерно распределенных нагрузок, размещаемых на территории.

При определении интенсивности временных равномерно распределенных нагрузок вес грунта засыпки выше отметки анкера заменяется распределенной нагрузкой интенсивностью

$$q_{гр} = \Sigma \gamma_i \cdot h_i \quad , \qquad /17/$$

где h_i - высота слоя грунта,

γ_i - объемный вес грунта в данном слое.

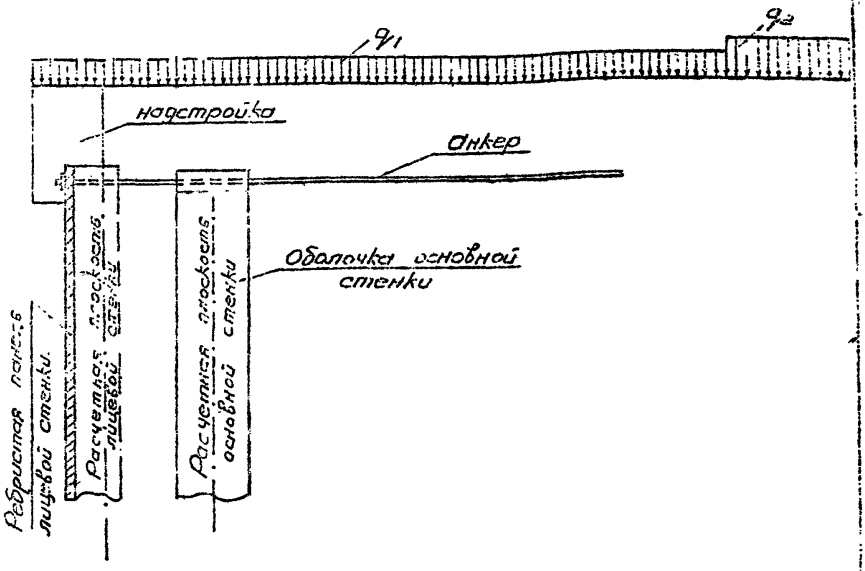
На рис.5 приведена конструктивная схема бульверка с передней грунтовой пригрузкой и расчетная схема вертикальных нагрузок, соответствующая расчету лицевой и основной стенок.

ПРИМЕЧАНИЯ: I. Временная нагрузка интенсивностью q_1 и нагрузка от веса грунта на анкерной части интенсивностью $q_{гр}$ между расчетными плоскостями стенок принимаются в расчете как нагрузка на поверхности грунта в сплошном пространстве /п.2.2.6/ интенсивностью

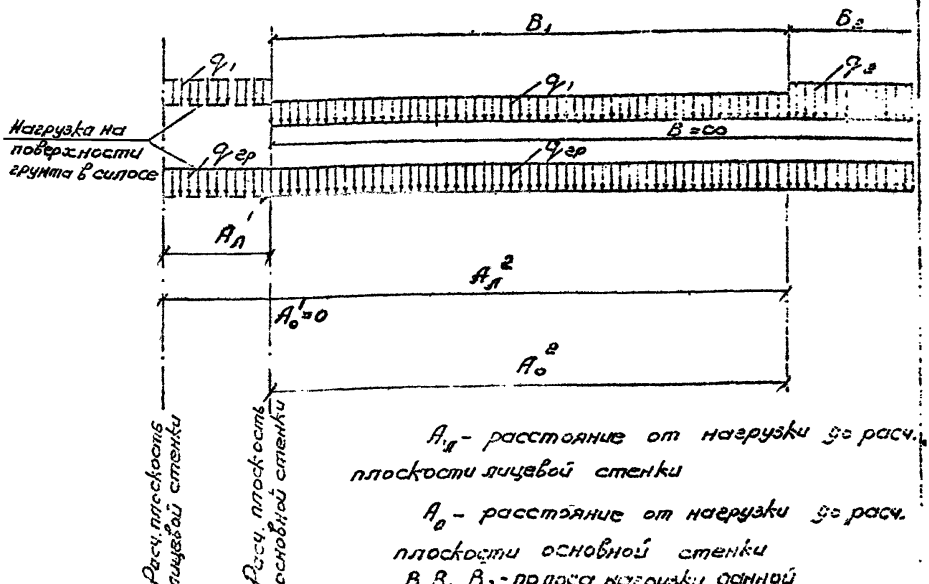
$$q_0 = q_1 + q_{гр}.$$

2. Расчеты сооружения по п.2.3.I должны быть проведены как при наличии временной нагрузки на поверхности грунта сплошного пространства, так и без нее

Конструктивная схема



Расчетная схема вертикальных нагрузок



$A_л$ - расстояние от нагрузки до расч. плоскости лицевой стенки

A_0 - расстояние от нагрузки до расч. плоскости основной стенки

B_1, B_2 - полоса нагрузки данной интенсивности по ширине причала.

Рис. 5

с целью определения наиболее опасного напряженного состояния элементов конструкции.

3. Ширина нагрузки интенсивностью $q_{уд}$ за расчетной плоскостью основной стенки принимается, как правило, равной бесконечности / $B = \infty$ /.

2.3.4. При определении нагрузок и их сочетаний для расчета больверка с передней грунтовой пригрузкой необходимо учитывать следующее:

а/ нагрузки от ветрового навала и удара судна в основную расчетную схему сооружения не вводятся, а используются при расчете местной прочности надстройки, ее связи с лицевой стенкой, отбойных устройств и их креплений;

б/ в случаях, когда удельная величина нагрузки от навала или удара судна превышает величину анкерной реакции лицевой стенки сооружения, полученную основным расчетом по п.п.2.3.5-2.3.10, обязательно производятся дополнительные расчеты лицевой и основной стенок, а также устойчивости опорной горизонтальной плиты с учетом нагрузок от судов.

Условием дополнительного расчета является

$$P_c \geqslant R_я \qquad \text{или}$$

$$P_y \geqslant R_я \ ,$$

где $R_я$ – анкерная реакция, приходящаяся на I пог.м.лицевой стенки и определяемая расчетом по п.п.2.3.5 - 2.3.10,

P_c – ветровой навал судна /т/пог.м/,

P_y – часть силы удара судна, передаваемая I пог.м. сооружения и определяемая с учетом распределяющего влияния надстройки, жесткости элементов стенок и упругих свойств засыпки по Приложению 4.

2.3.5. Лицевая стенка рассчитывается графоаналитическим методом по схеме консольной однопролетной балки на нагрузки, воздействующие на наданкерную и пролетную части стенки.

ПРИМЕЧАНИЕ. За верхнюю опору консольной однопролетной балки принимается точка крепления анкера, нижнюю - середина высоты опорного выступа горизонтальной опорной плиты.

2.3.6. На наданкерную часть лицевой стенки воздействует давление грунта засыпки, расположенного выше отметки анкера, и давление грунта от временных нагрузок /нагрузки от складируемых грузов, крановая нагрузка/.

Ординаты эпюры горизонтальной составляющей активного давления от грунта засыпки определяются по п.2.2.4, от временных равномерно распределенных нагрузок по п.2.2.8, от крановой нагрузки по п.п.2.2.9 - 2.2.10 /при этом часть эпюры крановой нагрузки может воздействовать и на пролетную часть/.

ПРИМЕЧАНИЕ. Швартовная нагрузка учитывается в расчете специальной или дополнительной анкеровки тумбового массива.

2.3.7. Давление на пролетную часть лицевой стенки определяется по формуле

$$q_{л} = \sigma_{a}^{шл} + \Delta q_{л} + \sigma_{a}^{кр}, \qquad /18/$$

где $\sigma_{a}^{шл}$ - ординаты эпюры горизонтальной составляющей силосного давления грунта, определяемые по п.2.2.6,

$\Delta q_{л}$ - ординаты эпюры горизонтальной составляющей дополнительного давления грунта на лицевую стенку, определяемые по п.2.3.8,

$\sigma_{a}^{кр}$ - кратковременные нагрузки основного или особого сочетания по п.2.1.2 или п.2.1.3 за исключением нагрузок от навала или удара судна.

2.3.8. Ординаты эпюры горизонтальной составляющей дополнительного давления грунта на лицевую стенку следует определять с учетом взаимодействия лицевой и основной стенок и работы грунта засыпки между ними

$$\Delta a_л = K_л \sigma_a^{изб.} + K_л \sigma_{a_л}^{q} , \qquad /19/$$

где

$$K_л = \frac{[EJ]_л}{[EJ]_л + [EJ]_o} , \qquad /20/$$

здесь $[EJ]_л$ и $[EJ]_o$ – жесткость пог.м лицевой и основной стенок /для разреженной основной стенки – жесткость, приведенная к сплошной стенке/,

$\sigma_a^{изб}$ – ординаты эпюры горизонтальной составляющей "избыточного" давления грунта на основную стенку, определяемые по п.2.3.9,

$\sigma_{a_л}^{q}$ – ординаты эпюры горизонтальной составляющей давления грунта на лицевую стенку от временных равномерно распределенных нагрузок, расположенных за расчетной плоскостью основной стенки /включая $q_{гр}$ по п.2.3.3/, определяемые в зависимости от величин λ_{p_i} и B_i /рис.5/ по формулам II и I2 п.2.2.8.

ПРИМЕЧАНИЕ. Для стенок из железобетонных элементов в расчете жесткостей следует учитывать снижение начального модуля упругости бетона за счет развития пластических деформаций и образования трещин введением коэффициента β. Для трещиностойких элементов β =I,0, для элементов, рассчитываемых с допущением трещин, β = 0,7.

2.3.9. Ординаты эпюры горизонтальной составляющей "избыточного" давления грунта на основную стенку определяются по формуле

$$\sigma_a^{изб} = \sigma_{a_0}^{гр} - \sigma_a^{сып}, \qquad /21/$$

где $\sigma_{a_0}^{гр}$ - ординаты эпюры горизонтальной составляющей давления от грунта засыпки, расположенного ниже отметки анкера, на основную стенку, определяемые по п.2.2.4,

$\sigma_a^{сып}$ - ординаты эпюры горизонтальной составляющей сплошного давления грунта, определяемые по п.2.2.6.

ПРИМЕЧАНИЕ: В верхней части стенки, где $\sigma_{a_0}^{гр} < \sigma_a^{сып}$, следует ординату $\sigma_a^{изб}$ принимать нулевой.

2.3.10. При расчете лицевой стенки по схеме консольной однопролетной балки должны быть определены:

$M_л$ - изгибающий момент в лицевой стенке,
$R_л$ - анкерная реакция лицевой стенки,
$R_н$ - нижняя горизонтальная реакция лицевой стенки.

Знаками $M_л$, $R_л$, $R_н$ обозначены в настоящих Указаниях величины усилий, получаемые расчетом лицевой стенки при нагрузках на 1 пог.м.стенки.

Значения изгибающего момента, усилия в анкере, принимаемые в расчетах прочности и трещиностойкости элементов лицевой стенки, прочности анкера и его креплений, обозначаются в настоящих Указаниях знаками $M_л^р$, $R_л^р$.

2.3.11. В случаях, предусмотренных п.2.3.4-б, следует производить дополнительный расчет лицевой стенки на навал или удар судна по рекомендациям Приложения 4.

В результате этого расчета должны быть определены дополнительные усилия в лицевой стенке $\Delta M_л^с$ и $\Delta R_н^с$, вызванные на-

валом или ударом судна.

2.3.12. Расчетные значения усилий, воздействующих на элемент и анкер лицевой стенки, следует определять по формулам:

$$M_л^р = \left(\frac{M_л}{K_c} + \Delta M_л^с\right)\left(D_л + \Delta_л\right) , \qquad /22/$$

$$R_л^р = 1,5 \cdot R_л \cdot \ell_л , \qquad /23/$$

где $M_л$, $R_л$ – усилия, возникающие в лицевой стенке и определяемые расчетом по п.п.2.3.5 – 2.3.10,

$\Delta M_л^с$ – дополнительный момент в лицевой стенке от навала или удара судна, определяемый по п.2.3.11 и Приложению 4,

$D_л$, $\Delta_л$ – протяженность элемента лицевой стенки по фронту причала и проектный зазор между элементами лицевой стенки,

K_c – коэффициент, учитывающий снижение давления грунта на лицевую стенку за счет ее деформации,

$\ell_л$ – шаг анкеров лицевой стенки.

Значение коэффициента K_c принимается в зависимости от отношения приведенной высоты сечения δ к пролету стенки ℓ по таблице 4.

$$\delta = \sqrt[3]{\frac{12 J_л n}{D_л + \Delta_л}} , \qquad /24/$$

где $J_л$ - момент инерции элемента лицевой стенки,

n - отношение модуля упругости материала элемента к модулю бетона при марке М-300.

Значения величин $D_л$, $\Delta_л$ определены выше.

Таблица 4

Материал засыпки	Значение K_c при $\frac{\delta}{\ell}$		
	$\frac{\delta}{\ell} \leqslant 0{,}04$	$0{,}04 < \frac{\delta}{\ell} \leqslant 0{,}1$	$\frac{\delta}{\ell} \geqslant 0{,}1$
Песок	1,35	1,20	1,00
Камень	1,50	1,35	1,00

ПРИМЕЧАНИЕ. Так как максимальные значения $M_л$ и $\Delta M_л^c$ не совпадают по высоте стенки, определять $M_л^p$ следует суммированием эпюр $M_л$ и $\Delta M_л^c$, устанавливая максимум по суммарной эпюре.

2.3.13. При расчете опорной горизонтальной плиты определяются ее ширина и сечение, интенсивность давления под плитой $\sigma_{пр}$, устойчивость плиты.

2.3.14. Ширину опорной горизонтальной плиты рекомендуется определять подбором из условия получения равномерной эпюры давления под плитой при воздействии на подошву плиты вертикальных нагрузок и момента от нижней горизонтальной реакции $R_н$, приложенной на середине высоты опорного выступа /рис.6/.

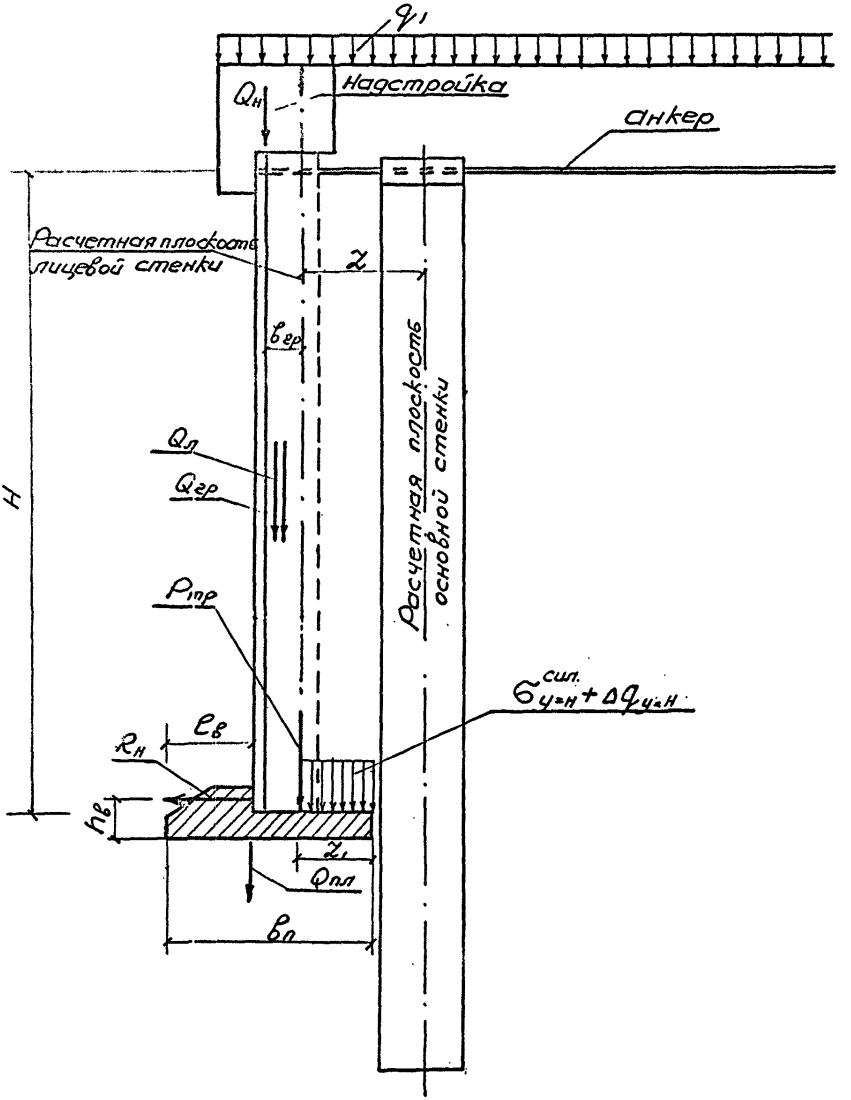

q1
Надстройка
Qн
анкер
Расчетная плоскость лицевой стенки
z
bгр
Расчетная плоскость основной стенки
Qл
Qгр
H
Pпр
σсил. у-н + Δqу-н
eв
Rн
hв
z1
Qпл
bп

Рис.6

В расчет вводятся момент $M = R_н \cdot h_в$ и следующие вертикальные нагрузки:

а/ вертикальное давление грунта между стенками $\sigma^{сил}_{y=H}$, определяемое как вертикальное давление грунта в силосе по п.2.2.6 и учитываемое в полосе от тылового обреза опорной горизонтальной плиты до расчетной плоскости лицевой стенки / z_1 /;

б/ дополнительное вертикальное давление грунта, вызванное воздействием нагрузок, находящихся за основной стенкой, и учитываемое в полосе от тылового обреза опорной горизонтальной плиты до расчетной плоскости лицевой стенки / z_1 /,

$$\Delta q_{y=H} = \frac{\Delta q_л}{\lambda_a}, \qquad /25/$$

где $\Delta q_л$ - ордината эпюры горизонтальной составляющей дополнительного давления грунта на лицевую стенку на уровне верха плиты / $y = H$ /, определяемая по п.2.3.8,

λ_a - коэффициент горизонтальной составляющей активного давления грунта с учетом трения /таблица 2/;

в/ вес пог.м элементов лицевой стенки $Q_л$;

г/ вес пог.м надстройки от линии кордона до расчетной плоскости лицевой стенки с учетом временных нагрузок, действующих в этой полосе, $Q_н$;

д/ вес грунта в полосе от расчетной плоскости лицевой стенки до самой стенки

$$Q_гр = \Sigma \gamma_i h_i b_гр; \qquad /26/$$

е/ вес пог.м опорной горизонтальной плиты $Q_пл$;

ж/ сумма сил трения грунта о лицевую стенку $P_тр$.

Суммарная величина сил трения грунта о лицевую стенку /на I пог.м/ определяется по формуле

$$P_{тр} = 0{,}5\left(\Sigma \gamma_i h_i - \sigma_{y=H}^{сил}\right) z \quad , \qquad /27/$$

где $\Sigma \gamma_i h_i$ - вес слоев грунта между стенками,

$\sigma_{y=H}^{сил}$ - вертикальное давление грунта в силосе,

z - расстояние между расчетными плоскостями лицевой и основной стенок.

ПРИМЕЧАНИЯ: I. При равномерной эпюре давления под опорной горизонтальной плитой равнодействующая вертикальных нагрузок на подошву плиты должна проходить по середине подошвы плиты, т.е.сумма моментов вертикальных сил с учетом момента от нижней горизонтальной реакции $R_н$ относительно точки приложения равнодействующей / $\frac{b_п}{2}$ / должна быть равно 0.

2. Допускается неравномерность эпюры давления под опорной горизонтальной плитой при отклонении краевых напряжений от среднего значения не более 20% при эксцентриситете равнодействующей вертикальных нагрузок в сторону опорного выступа плиты и не более 40% при эксцентриситете в сторону тыловой части плиты.

3. Вес элементов конструкции, расположенных под водой, следует принимать с учетом взвешивания.

4. В случае, если $\sigma_y^{сил}$ определено с учетом нагрузки интенсивностью q_o на поверхности грунта в силосе $\Sigma \gamma_i h_i$ дополняется слагаемым q_o.

5. Вертикальные нагрузки $Q_д$, $Q_н$ и $Q_{гр}$ принимаются распределенными, действующими в полосе от передней грани лицевой стенки до ее расчетной плоскости, нагрузка $Q_{пр}$ принимается распределенной по ширине подошвы плиты / $b_п$ /.

2.3.15. Интенсивность давления под опорной горизонтальной плитой прямоугольного очертания в плане определяется по формуле

$$\sigma_{пр} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2}, \qquad /28/$$

где $\frac{\sigma_{max}}{min}$ - краевые напряжения под опорной горизонтальной плитой.

$$\frac{\sigma_{max}}{min} = \frac{R}{b_п} \pm \frac{M_в}{W}, \qquad /29/$$

здесь R - равнодействующая вертикальных нагрузок, действующих на I пог.м.подошвы опорной горизонтальной плиты.
/точка приложения равнодействующей вертикальных нагрузок R определяется с учетом момента от нижней горизонтальной реакции $R_н$ по п.2.3.I4/,

$b_п$ - ширина опорной горизонтальной плиты,

$M_в$ - момент от внецентренного приложения равнодействующей вертикальных нагрузок,

$$M_в = R \cdot e, \qquad /30/$$

где e - эксцентриситет равнодействующей вертикальных нагрузок,

$W = \frac{b_п^2}{6}$ - момент сопротивления I пог.м.подошвы опорной горизонтальной плиты.

ПРИМЕЧАНИЕ. Интенсивность давления под опорной горизонтальной плитой сложной конфигурации в плане /например, с тыловым выступом по п.3.9/ определяется по Приложению 5.

2.3.I6. Устойчивость опорной горизонтальной плиты проверяется по схеме плоского сдвига по контакту подошвы плиты и каменной постели и вместе с постелью по подошве постели.

Условие устойчивости по схеме плоского сдвига по контакту подошвы плиты прямоугольного очертания в плане и каменной постели считается выполненным, когда

$$K_{сдв} R_н \leq q_{пр} \cdot b_п \cdot f \quad , \qquad /3I/$$

где $K_{сдв}$ - коэффициент запаса устойчивости плиты по схеме плоского сдвига /таблица I/,

$R_н$ - нижняя горизонтальная реакция, определяемая расчетом по п.п.2.3.5 - 2.3.I0 и 2.3.II,

$q_{пр}$ - интенсивность пригрузки, равная интенсивности давления под плитой опорной горизонтальной плитой $\sigma_{пр}$, определяемой по п.2.3.I5,

$b_п$ - ширина опорной горизонтальной плиты,

f - коэффициент трения подошвы плиты по постели, принимаемый в соответствии с действующими нормативными документами.

Условие устойчивости по схеме плоского сдвига по контакту подошвы плиты с тыловым выступом /рис.5.I Приложение 5/ и каменной постели считается выполненным, когда

$$K_{сдв} R_н \mathcal{L}_п \leq (q_{прп} \cdot F_п + q_{прв} \cdot F_в) f, \qquad /32/$$

где $\mathcal{L}_п$ - протяженность опорной горизонтальной плиты по фронту причала,

$q_{прп}$ - интенсивность пригрузки, равная интенсивности давления под основной частью опорной горизонтальной плиты $\sigma_{прп}$, определяемой по Приложению 5,

$q_{прв}$ - интенсивность пригрузки, равная интенсивности давления под тыловым выступом опорной горизонтальной плиты $\sigma_{прв}$, определяемой по Приложению 5,

$F_п$, $F_в$ – площади подошвы основной части плиты и тылового выступа.

Значения других величин приведены выше.

Устойчивость опорной горизонтальной плиты вместе с каменной постелью проверяется по Приложению 6.

2.3.17. Высота и армирование опорной горизонтальной плиты определяются подбором из расчета прочности по величине нагрузки интенсивностью q на подошву плиты и изгибающего момента $M_п$, воздействующего на сечение, соответствующее внутренней грани опорного выступа

$$M_п = 0{,}5 q \ell_в^2 \quad , \qquad /33/$$

где q – интенсивность нагрузки на подошву плиты, равная интенсивности давления под опорной горизонтальной плитой $\sigma_{гр}$ или $\sigma_{прп}$ /см. п.2.3.15 и Приложение 5/,

$\ell_в$ – расстояние от передней грани плиты до задней грани опорного выступа.

ПРИМЕЧАНИЕ. Сечение плиты должно быть проверено на монтажные нагрузки при подъеме.

2.3.18. Устойчивость сооружения проверяется расчетом на скольжение по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения в соответствии с рекомендациями "Указаний по расчету общей устойчивости портовых причальных сооружений по методу разрушающих усилий" /~~ВСН 9-69~~ ММФ/. Окружность скольжения, соответствующая нормативному коэффициенту запаса устойчивости, должна проходить по подошве основной стенки, чем и определяется ее минимально необходимая глубина погружения / $t_р$ /.

2.3.19. Основная стенка рассчитывается как заанкерованный боль-

верх графоаналитическим методом на активные нагрузки, воздействующие на стенку на участках выше и ниже верха опорной горизонтальной плиты, при отпоре, определяемом с учетом пригрузки интенсивностью $q_{пр}$, в соответствии с п.п.2.2.II - 2.2.I3.

В расчетную схему нагрузок, воздействующих на основную стенку /рис.7/, должна быть введена также нижняя горизонтальная реакция $R_н$ /с учетом, в необходимых случаях, $\Delta R_н^c$ по п.2.3.II/, которая прикладывается на уровне подошвы опорной горизонтальной плиты в направлении действия горизонтальных составляющих активных сил и учитывается уменьшением величины горизонтальной составляющей пассивного давления грунта в зоне действия пригрузки /см.Приложение 7 п.2/.

2.3.20. Активные нагрузки, воздействующие на основную стенку на участке выше верха опорной горизонтальной плиты, следует определять с учетом взаимодействия основной и лицевой стенок и работы грунта засыпки между стенками по формуле

$$a_o^в = б_{a_o}^{гр} + б_{a_o}^{q} - (б_a^{сил} + \Delta a_л), \quad /34/$$

где $б_{a_o}^{гр}$ - ординаты эпюры горизонтальной составляющей от грунта засыпки, расположенного ниже отметки анкера, на основную стенку, определяемые по п.2.2.4;

$б_{a_o}^{q}$ - ординаты эпюры горизонтальной составляющей давления грунта на основную стенку от временных равномерно распределенных нагрузок, расположенных за расчетной плоскостью основной стенки /включая $q_{гр}$ по п.2.3.3/, определяемые в зависимости от величин A_{oi} и B_i /рис.5/ по формулам 9-I2 п.2.2.8;

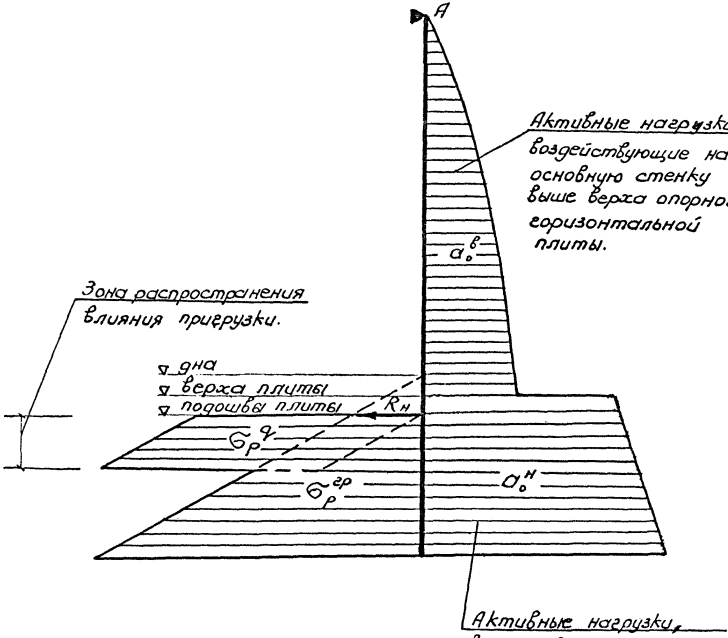

A
Активные нагрузки, воздействующие на основную стенку выше верха опорной горизонтальной плиты.
$a_o^в$
Зона распространения влияния пригрузки.
дна
верха плиты
подошвы плиты
$R_н$
σ_p^q
$\sigma_p^{гр}$
$a_o^н$
Активные нагрузки, воздействующие на основную стенку ниже верха опорной горизонтальной плиты.

Рис. 7

$\sigma_a^{сил}$ и $\Delta q_л$ - ординаты эпюры горизонтальной составляющей силосного давления грунта на пролетную часть лицевой стенки и ординаты эпюры горизонтальной составляющей дополнительного давления грунта на лицевую стенку, определяемые соответственно по п.2.2.6 и п.2.3.8.

ПРИМЕЧАНИЕ. В случае когда $(\sigma_q^{сил} + \Delta q_л) > (\sigma_{a_0}^{гр} + \sigma_{a_0}^{q})$, величина $a_0^{г}$ на данном участке принимается нулевой.

2.3.21. Активные нагрузки, воздействующие на основную стенку на участке ниже верха опорной горизонтальной плиты, следует определять по формуле

$$a_0^{н} = \sigma_{a_0}^{гр} + \sigma_{a_0}^{q} \quad /35/$$

где значения величин $\sigma_{a_0}^{гр}$ и $\sigma_{a_0}^{q}$ приведены в п.2.3.20

2.3.22. Расчетная схема основной стенки /свободное опирание, полузащемление, защемление/ определяется в зависимости от величины отношения $\frac{\delta}{t_р}$,

где δ - высота приведенного железобетонного прямоугольного сечения стенки,

$t_р$ - глубина погружения стенки, определяемая по п.2.3.18.

При $\frac{\delta}{t_р} < 0{,}06$ стенку следует рассчитывать как защемленную или полузащемленную.

При $\frac{\delta}{t_р} \geqslant 0{,}06$ стенку следует рассчитывать как свободно-опертую.

$$\delta = \sqrt[3]{\frac{12 J_0 n}{D_0 + \Delta_0}} \quad /36/$$

где J_o - момент инерции элемента основной стенки,

n - отношение модуля упругости материала элемента к модулю бетона при марке М-300,

D_o - диаметр /ширина/ элемента основной стенки,

Δ_o - проектный зазор между элементами основной стенки или расстояние между элементами в свету при погружении стенки вразрядку.

2.3.23. Как правило, основные стенки больверков с передней грунтовой пригрузкой, возводимые из элементов повышенной жесткости /железобетонные оболочки, стальные трубы и т.д./, рассчитываются по схеме свободного опирания.

Расчет следует вести графоаналитическим методом при заданной глубине погружения t_p, определяемой по п.2.3.18, с приведенной эпюрой отпора /см.Приложение 7/. Значения изгибающего момента и анкерной реакции, получаемые построением веревочного и силового многоугольников при нагрузках на I пог.м. стенки, обозначаются в настоящих Указаниях знаками M_o, R_o.

Значения изгибающего момента, усилия в анкере /всего сооружения/, принимаемые в расчетах прочности и трещиностойкости элементов основной стенки, прочности анкера и его креплений, обозначаются в настоящих Указаниях знаками M_o^p, R_a.

ПРИМЕЧАНИЯ: I. Приведенная эпюра отпора, меньшая по величине чем предельный отпор, учитывает излишнее заглубление стенки против равновесного положения, необходимое для обеспечения нормативного запаса устойчивости.

2. В случае применения в основной стенке гибких элементов /железобетонный и стальной шунт/ может оказаться целесообразным увеличить глубину погружения основной стенки против минимально допустимой по условию устойчивости

и рассчитать ее по схеме с защемлением. В данном случае глубина погружения стенки определится по критерию $t > \frac{\delta}{0,06}$.

2.3.24. В случаях, предусмотренных п.2.3.4-б, следует производить дополнительный расчет основной стенки на навал или удар судна по рекомендациям Приложения 4.

В результате этого расчета должно быть определено дополнительное усилие в основной стенке ΔM_o^c, вызванное навалом или ударом судна.

2.3.25. Расчетное значение изгибающего момента, действующего на элемент основной стенки, определяется по формуле

$$M_o^p = (M_o + \Delta M_o^c)(D_o + \Delta_o) \quad , \qquad /37/$$

где M_o - изгибающий момент, определяемый расчетом по п.п.2.3.19 - 2.3.23,

ΔM_o^c - дополнительный момент в основной стенке от навала или удара судна, определяемый по п.2.3.24 и Приложению 4,

D_o - диаметр /ширина/ элемента основной стенки,

Δ_o - проектный зазор между элементами основной стенки или расстояние между элементами в свету при погружении стенки вразрядку.

ПРИМЕЧАНИЕ. Так как максимальные значения M_o и ΔM_o^c не совпадают по высоте стенки, определять M_o^p следует суммированием эпюр M_o и ΔM_o^c, устанавливая максимум по суммарной эпюре.

2.3.26. Расчетное значение анкерного усилия всего сооружения определяется по формуле

$$R_a = (1{,}5R_л + 1{,}3R_o)\,\ell_o\,, \qquad /38/$$

где $R_л$ – анкерная реакция лицевой стенки, определяемая расчетом по п.п.2.3.5 – 2.3.10,

R_o – анкерная реакция основной стенки, определяемая расчетом по п.2.3.19 – 2.3.23,

ℓ_o – шаг анкеров основной стенки.

2.3.27. Анкерные опоры больверков с передней грунтовой пригрузкой следует рассчитывать методами, применяемыми для расчета обычных больверков.

В расчет следует вводить;

а/ при определении изгибающих моментов, действующих в анкерных плитах и стенках для расчета их прочности и трещиностойкости, значение суммарной анкерной реакции

$$R_1 = R_л + R_o\,, \text{ где} \qquad /39/$$

$R_л$ и R_o – анкерные реакции лицевой и основной стенок, определяемые расчетом соответственно по п.п.2.3.5 ÷ 2.3.10 и п.п.2.3.19 ÷ 2.3.23;

б/ при определении устойчивости анкерных плит и анкерных стенок значение анкерной реакции

$$R_2 = K_y\,(R_л + R_o)\,, \text{ где} \qquad /40/$$

K_y – коэффициент запаса устойчивости, принимаемый по таблице I;

в/ в расчете анкерных стенок значение λ'_p при определении

обратного отпора по таблице 3 / $\lambda'_p = \lambda_p$ при $\delta=0$/, коэффициент запаса в числителе формулы при определении величины Δt - I,25.

2.3.28. Расстояние между расчетной плоскостью основной стенки и анкерными опорами допускается определять графически из условия пересечения в точке на поверхности территории плоскости обрушения, проведенной от подошвы основной стенки, с плоскостью выпора, проведенной от подошвы анкерной плиты, а для анкерной стенки, - отсчуия выше подошвы на величину $2\Delta t$.

При однородном грунте расстояние от расчетной плоскости основной стенки до анкерной плиты определяется по формуле

$$\ell_n = h_c\, tg\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) + h_n\, tg\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right), \qquad /41/$$

где h_c - расстояние от отметки кордона до отметки подошвы основной стенки,

h_n - расстояние от отметки кордона до отметки подошвы анкерной плиты.

Расстояние до анкерной стенки определяется по формуле

$$\ell_c = h_c\, tg\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) + \left(h_a - 2\Delta t\right) tg\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right), \qquad /42/$$

где h_c - определено выше,

h_a - расстояние от отметки кордона до отметки подошвы анкерной стенки,

Δt - дополнительное заглубление, получаемое расчетом анкерной стенки.

2.3.29. Если по общим компоновочным требованиям /стесненность территории, ограниченная длина анкеров и т.д./ приходится несколько приблизить анкерную опору к основной стенке, так что плоскость выпирания грунта перед опорой пересекает плоскость обрушения грунта, воздействующего на основную стенку, в расчет следует вводить уменьшенное значение отпора по рекомендациям Приложения 4 ВСН 3-67 МТФ .

3. Указания по конструированию

3.I. Больверки с передней грунтовой пригрузкой рекомендуется возводить для глубоководных причалов с нагрузками I-ой категории и выше, поэтому в качестве элементов основной стенки следует применять элементы повышенной жесткости - сваи оболочки диаметром I,2 - I,6 м, эквивалентный им по жесткости тавровый шпунт или коробчатые элементы из стального шпунта и стальные трубы. Допускается также применение железобетонных призматических и шпунтовых свай и металлического шпунта.

ПРИМЕЧАНИЯ: I. В зависимости от требуемой по расчету жесткости основной стойки, связанной с распределением усилий между стенками, элементы основной стенки могут погружаться вразрядку или в виде сплошной стенки.

2. При особом обосновании /удаление от лицевой стенки более 3 м в свету, отсутствие агрессивной среды и т.д./ допускается применять в основной стенке железобетонные элементы, рассчитываемые по раскрытию трещин / $\delta \leq$ 0,3 мм/. В этом случае в расчет их жесткости следует вводить модуль упругости бетона с коэффициентом 0,7.

3.2. В качестве элементов лицевой стенки рекомендуется применять плоские и ребристые железобетонные плиты и пакеты из металлического шпунта.

ПРИМЕЧАНИЯ: I. Железобетонные элементы лицевой стенки следует рассчитывать в соответствии с требованиями действующих Норм.

2. Элементы лицевой стенки должны быть снабжены строповочными устройствами для переноски и установки их в горизонтальном и вертикальном положении.

3.3. В качестве опорных горизонтальных элементов следует применять железобетонные или армированные плиты, рассчитываемые по прочности.

3.4. Оптимальное расстояние между стенками, жесткость их элементов и разрядка элементов основной стенки устанавливаются технико-экономическим сравнением вариантов конструкции. При этом должны учитываться следующие положения:

а/ расстояние между элементами основной стенки /в свету/ не должно превышать расстояния между расчетными плоскостями лицевой и основной стенок;

б/ увеличение жесткости одной из стенок приводит к уменьшению усилий в другой, при этом уменьшение жесткости основной стенки повышает эффект снижения суммарного изгибающего момента в стенках по сравнению с обычным бульверком;

в/ эффект снижения суммар ого изгибающего момента в стенках по сравнению с обычным бульверком повышается с увеличением расстояния между стенками до величины равной, примерно, половине высоты стенки.

3.5. В качестве анкерных опор следует применять анкерные стенки. Допускается применение плит, если система их установки дает возможность производить предварительное натяжение анкеров

/см.п.3.II/.

3.6. Элементы лицевой стенки рекомендуется анкеровать за головы элементов основной стенки.

При погружении элементов основной стенки вразрядку рекомендуется анкеровать каждый элемент основной стенки, при сплошной забивке в зависимости от размеров элементов основной стенки может применяться анкеровка по 2-3 элемента, объединенных железобетонной шапочной балкой.

3.7. Швартовные тумбы следует устанавливать на тумбовых массивах с дополнительной или специальной анкеровкой.

3.8. Марка бетона железобетонных элементов лицевой и основной стенок должна быть не ниже М-400, элементов анкерных опор и опорных горизонтальных плит - не ниже М-250.

Марка по морозостойкости и водонепроницаемости, а также мероприятия по обеспечению долговечности назначаются в соответствии с рекомендациями "Указаний по обеспечению долговечности бетонных и железобетонных конструкций морских гидротехнических сооружений" /ВСН 6-69 ММФ/.

ПРИМЕЧАНИЕ. Требования морозостойкости к элементам анкерных опор не предъявляются. Для элементов основной стенки требования морозостойкости устанавливаются с учетом их размещения относительно лицевой стенки, влияния засыпки и наличия теплоизоляционных устройств на лицевой стенке.

3.9. При конструировании больверков с передней грунтовой пригрузкой особое внимание должно быть уделено обеспечению устойчивости опорной горизонтальной плиты и надежности ее опирания на грунт.

Указанное требование должно обеспечиваться применением в расчете устойчивости соответствующих коэффициентов запаса, установкой плит в траншеях на выравнивающий слой щебня /или каменная постель/ толщиной не менее I,0 м, защитой дна перед сооружением от размыва его винтами, отсыпкой камня в траншее перед опорной горизонтальной плитой, применением ремонтного черпания перед причалом для поддержания проектной глубины методами и средствами, не допускающими перебора грунта ниже проектной отметки.

Для повышения устойчивости опорных горизонтальных плит /а также плит с каменной постелью/ рекомендуется в необходимых случаях применять плиты с тыловыми выступами, размещаемыми между элементами основной стенки, погружаемыми вразрядку.

Могут применяться также решетчатые плиты с элементами треугольного поперечного сечения, позволяющие производить отсыпку щебня сверху через отверстие в плите.

Применение решетчатых плит помимо повышения устойчивости плиты на сдвиг позволяет снизить объем работ по выравниванию постели.

3.IO. При конструировании лицевых стенок из железобетонных плит следует предусматривать специальные устройства для обеспечения грунтонепроницаемости /навеска гидрорерина или других рулонных материалов, установка коробов с засыпкой щебнем и др.уплотняющие устройства/. Должны быть предусмотрены также специальные дренажные устройства для снятия подпора воды за стенкой, образующегося при падении уровня в акватории или выходе грунтовых вод.

3.II. Для обеспечения надежной совместной работы системы двух стенок с анкерными опорами на всех стадиях загружения сооружения и выравнивания усилий в анкерах следует предусматривать обязательное

контролируемое предварительное натяжение анкеров. Натяжение анкеров основной стенки с усилием 3,0 - 5,0 т следует осуществлять до засыпки грунта за стенку, натяжение анкеров лицевой стенки с усилием 0,5 - I,0 т - после засыпки до уровня 20-25% высоты элементов лицевой стенки.

3.I2. Засыпку грунта за сооружение следует вести так, чтобы обеспечить равномерный и одновременный подъем уровня засыпки между стенками и за основной стенкой. Рекомендуется, как правило, опережающее заполнение пространства между стенками.

ПРИЛОЖЕНИЕ I

Определение расчетных плоскостей основной и лицевой стенок

I. Расчетная плоскость основной стенки принимается по нейтральной оси сечения элементов стенки /рис.II/.

2. Расчетная плоскость лицевой стенки из плоских элементов принимается по их тыловой грани, из пакетов металлического шпунта по оси пакетов, для ребристых плит по п.3.

3. Положение расчетной плоскости ребристых плит при установке ребрами в тыловую сторону причала определяется аналогично положению экранирующей плоскости стенки из элементов прямоугольного сечения, погруженных вразрядку /рис.I.I/.

4. Расстояние расчетной плоскости ребристой плиты от плоскости тыловых граней ребер определяется по формуле

$$\Delta Z = \frac{(\ell_p - \mathcal{D}_p)^2}{4\ell_p \operatorname{tg}\varphi},$$

где ℓ_p - расстояние между ребрами плиты в осях,

$\mathcal{D}_p$ - ширина ребра вдоль оси лицевой стенки,

φ - угол внутреннего трения грунта засыпки.

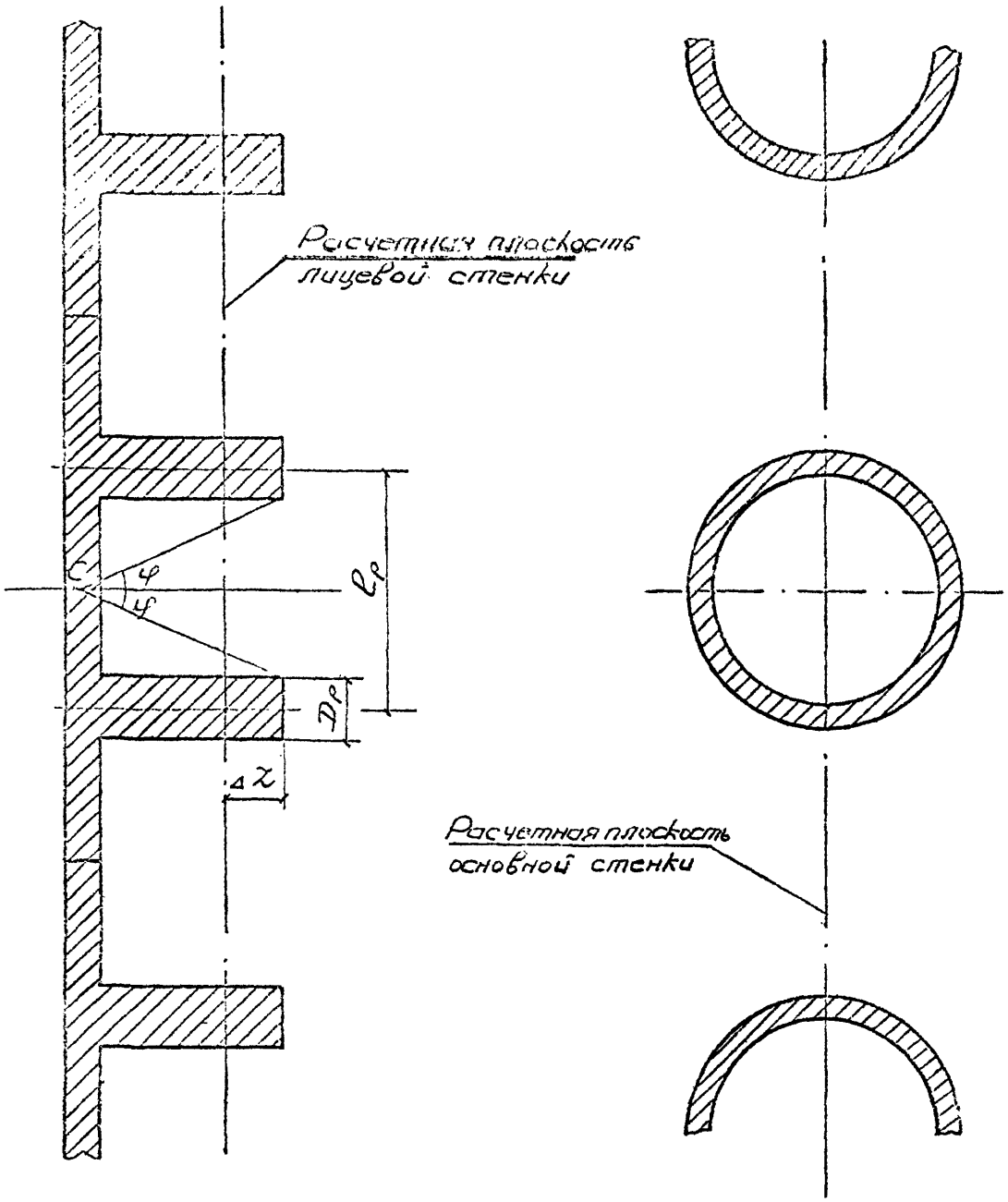

Расчетная плоскость
лицевой стенки
φ
φ
lр
Dр
Δz
Расчетная плоскость
основной стенки

Рис. 1.1

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

Вычисление ординат эпюры горизонтальной составляющей давления грунта от равномерно распределенной нагрузки интенсивностью q

1. В зависимости от расположения и ширины полосы равномерно распределенной нагрузки ординаты эпюры горизонтальной составляющей давления грунта определяются по формулам 9-12 п.2.2.8 Указаний.

2. Для упрощения расчетов формулы 10-12 могут быть представлены в виде:

$$\sigma_a^q = q\lambda_a K_2 , \qquad /10'/$$

$$\sigma_a^q = q\lambda_a (1 - K_1) , \qquad /11'/$$

$$\sigma_a^q = q\lambda_a (K_2 - K_1) , \qquad /12'/$$

где $$K_1 = \frac{2}{\pi}\left(\beta_1 - \frac{\sin 4\beta_1}{4}\right) ,$$

$$K_2 = \frac{2}{\pi}\left(\beta_2 - \frac{\sin 4\beta_2}{4}\right) .$$

Значения коэффициентов K принимаются по таблице 2.1 в зависимости от величины $ctg\,\beta$, при этом

$$ctg\,\beta_1 = \frac{y}{A} , \quad ctg\,\beta_2 = \frac{y}{B} \quad или \quad \frac{y}{A+B} ,$$

где A, B и y по п.2.2.8 Указаний.

Таблица 2.I

К О Э Ф Ф И Ц И Е Н Т Ы

для вычисления ординат эпюры горизонтальной составляющей давления грунта от равномерно распределенной нагрузки

$ctg\,\beta$	K	$ctg\,\beta$	K	$ctg\,\beta$	K	$ctg\,\beta$	K
I9,080 и более	0,000	I,804	0,I80	I,049	0,470	0,638	0,760
II,430	0,00I	I,759	0,I90	I,032	0,480	0,625	0,770
7,I20	0,005	I,7I6	0,200	I,0I6	0,490	0,6II	0,780
5,480	0,0I0	I,676	0,2I0	I,000	0,500	0,597	0,790
4,700	0,0I5	I,637	0,220	0,984	0,5I0	0,583	0,800
4,270	0,020	I,600	0,230	0,968	0,520	0,568	0,8I0
3,960	0,025	I,567	0,240	0,953	0,530	0,554	0,820
3,690	0,030	I,534	0,250	0,938	0,540	0,540	0,830
3,490	0,035	I,504	0,260	0,923	0,550	0,526	0,840
3.300	0,040	I,475	0,270	0,909	0,560	0,5I2	0,850
3,I70	0,045	I,447	0,280	0,895	0,570	0,497	0,860
3,050	0,050	I,420	0,290	0,88I	0,580	0,48I	0,870
2,950	0,055	I,394	0,300	0,867	0,590	0,464	0,880
2,850	0,060	I,369	0,3I0	0,853	0,600	0,448	0,890
2,750	0,065	I,344	0,320	0,839	0,6I0	0,43I	0,900
2,670	0,070	I,320	0,330	0,825	0,620	0,4I3	0,9I0
2,600	0,075	I,296	0,340	0,8I2	0,630	0,394	0,920
2,540	0,080	I,273	0,350	0,799	0,640	0,373	0,930
2,480	0,085	I,252	0,360	0,786	0,650	0,35I	0,940
2,420	0,090	I,232	0,370	0,772	0,660	0,328	0,950
2,370	0,095	I,2I2	0,380	0,758	0,670	0,303	0,960
2,320	0,I00	I,I92	0,390	0,744	0,680	0,27I	0,970
2.230	0,II0	I,I72	0,400	0,730	0,690	0,233	0,980
2,I50	0,I20	I,I54	0,4I0	0,7I7	0,700	0,I82	0,990
2,080	0,I30	I,I36	0,420	0,704	0,7I0	0,I40	0,995
2,0I3	0,I40	I,II8	0,430	0,69I	0,720	0,088	0,999
I,959	0,I50	I,I00	0,440	0,678	0,730	0,052 и менее	I,000
I,902	0,I60	I,083	0,450	0,665	0,740		
I,852	0,I70	I,066	0,460	0,65I	0,750		
I,804	0,I80	I,049	0,470	0638	0,760		

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

Приближенный метод определения зоны распространения влияния пригрузки интенсивностью $q_{пр}$ по глубине стенки

I. Для определения зоны распространения влияния пригрузки при ширине опорной горизонтальной плиты $b_п$ производится графическое построение по схеме рис.3.I.

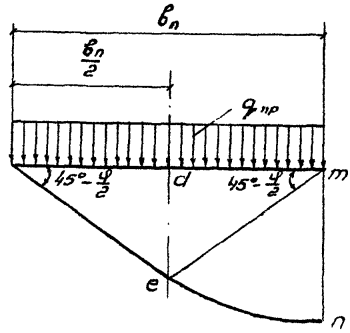


Рис. 3.1.

2. Зона распространения влияния пригрузки по глубине стенки определяется по формуле

$$mn = 0{,}5\, K_\varphi \cdot b_п \cdot tg\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right),$$

где $b_п$ - ширина опорной горизонтальной плиты,

K_φ - коэффициент распространения давления, зависящий от угла внутреннего трения грунта.

φ	20^0	25^0	30^0
K_φ	I,3	I,2	I,I

ПРИМЕЧАНИЕ. При промежуточных значениях углов φ коэффициент K_φ принимается по интерполяции.

ПРИЛОЖЕНИЕ 4

Дополнительный расчет больверка с передней грунтовой пригрузкой на судовые нагрузки, воздействующие на сооружение в сторону территории

I. В соответствии с п.2.3.4 Указаний дополнительный расчет производится при условии

$$P_c \geq R_л \quad \text{или} \quad P_y \geq R_л ,$$

где $R_л$ - анкерная реакция на I пог.м лицевой стенки, определяемая расчетом по п.п.2.3.5 - 2.3.IO Указаний,

P_c - ветровой навал судна на I пог.м. сооружения,

P_y - часть силы удара судна, приходящаяся на I пог.м сооружения, определяемая по п.п.2÷4 настоящего Приложения.

ПРИМЕЧАНИЕ. Условие необходимости дополнительного расчета определяется по наибольшему из величин P_c или P_y .

2. Нагрузка от удара судна P_y , воспринимаемая I пог.м сооружения, определяется по формуле

$$P_y = \frac{C_п}{\gamma} N_y , \qquad /4.I/$$

где $C_п$ - величина деформации причального сооружения в месте удара судна в м/т от действия нагрузки, равной I т, определяемая по п.3,

γ - перемещение верха лицевой стенки в м/т /без учета распределяющего влияния надстройки/ от силы удара, равной I т, определяемое по п.4,

N_y - сила удара судна о сооружение, определяемая с учетом податливости отбойных устройств и сооружения по действующим Нормативным документам.

3. Величина деформации причального сооружения в месте удара судна вычисляется по формуле

$$c_n = \frac{\lambda^3}{2\,[EJ]_н}\,, \qquad /4.2/$$

где

$$\lambda = \sqrt[4]{4[EJ]_н \cdot \gamma \cdot e}\,, \qquad /4.3/$$

$[EJ]_н$ - жесткость сечения надстройки относительно вертикальной оси в тм^2, определяемая, в случае необходимости, с учетом снижающего коэффициента β /см.Примечание к п.2.3.8/,

γ - тоже, что в формуле /4.I/,

e - расчетная длина надстройки, равная I пог.м.

4. Величина γ определяется в зависимости от показателя гибкости лицевой стенки и упругих свойств грунта засыпки /обобщенный показатель α / по формуле

$$\gamma = A + БH_p\,, \qquad /4.4/$$

где A и B – величины, определяемые по графику рис.4.I, в зависимости от показателя α,

H_p – расчетная высота лицевой стенки, равная расстоянию между нижней опорой стенки и точкой приложения силы P_y на уровне середины высоты отбойного устройства.

Обобщенный показатель α вычисляется по формуле

$$\alpha = \frac{E_o H_p^{\,3} \ell}{250 [EJ]_л}, \qquad /4.5/$$

где E_o – модуль деформации грунта засыпки в т/м^2,

H_p – расчетная высота лицевой стенки,

ℓ – расчетная протяженность лицевой стенки, равная I пог.м,

$[EJ]_л$ – жесткость I пог.м лицевой стенки, определяемая, в случае необходимости, с учетом снижающего коэффициента β /см.Примечание к п.2.3.8/.

Величину y, определенную по формуле /4.4/, следует умножить на отношение модуля деформации грунта равного 1000 т/м^2 к фактической величине модуля деформации грунта засыпки E_o, принятого в расчете.

ПРИМЕЧАНИЕ. При наличии на поверхности засыпки подкрановых путей на нескально-балластном основании или механизмов, не требующих подкрановых путей, и при засыпке за стенку грунта с нормальной относительной плотностью / $D_o = 0{,}50 \div 0{,}55$/ величину E_o можно принимать равной 2500 т/м^2. При наличии на засыпке подкрановых путей, уложенных на железобетонных балках и повышенной плотности засыпки / $D_o > 0{,}55$/, значение E_o может быть принято равным 3000 т/м^2.

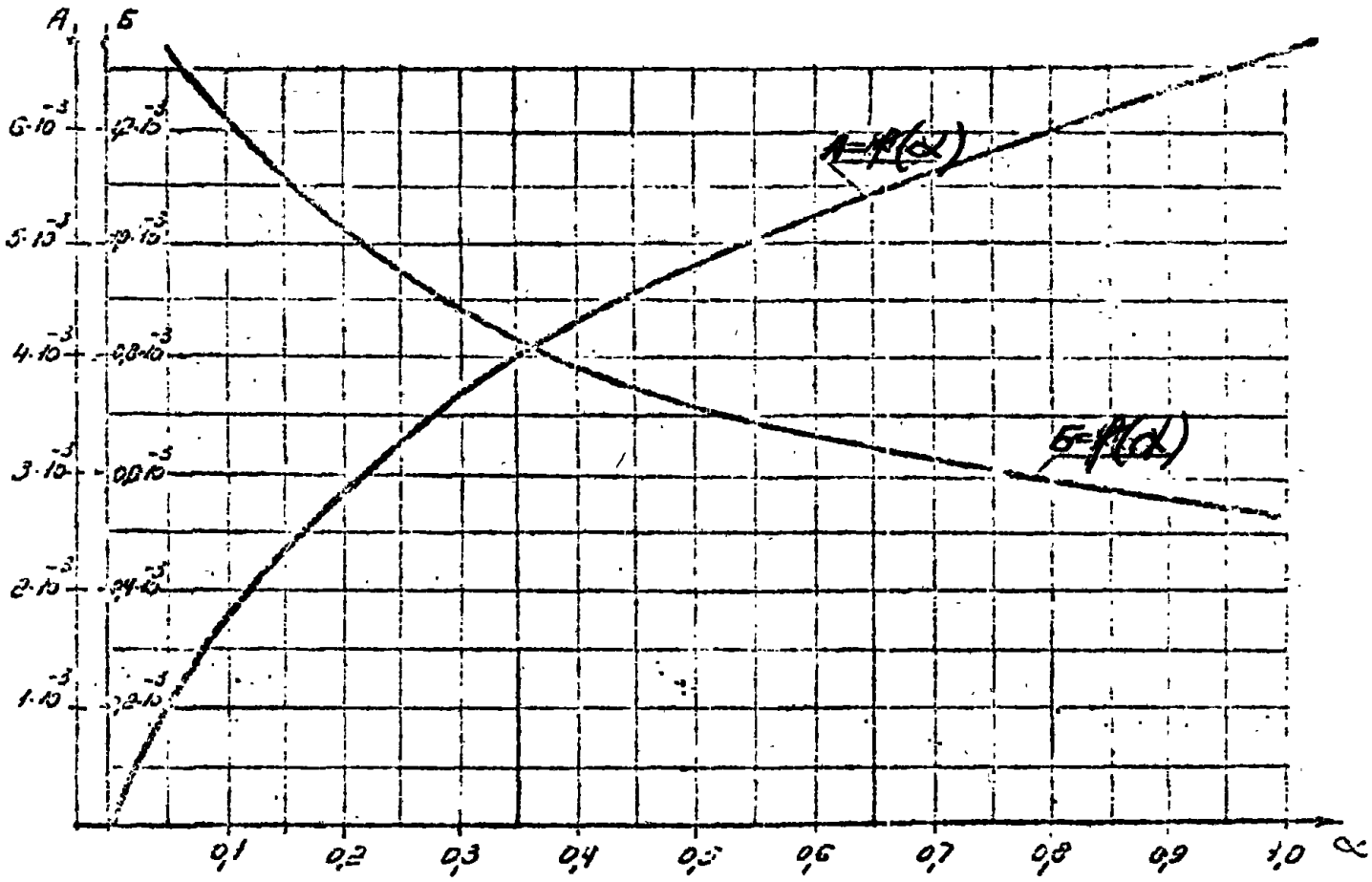

А
Б
6·10⁻³
5·10⁻³
4·10⁻³
3·10⁻³
2·10⁻³
1·10⁻³
0,1
0,2
0,3
0,4
0,5
0,6
0,7
0,8
0,9
1,0
α
А=f(α)
Б=f(α)

Рис. 4.1

5. Дополнительный расчет лицевой и основной стенок на большую из судовых нагрузок /обозначаемую далее знаком P_c /осуществляется с использованием схемы балки на упругой четверти плоскости /рис.4.2/.

В результате этого расчета должны быть определены:

а/ дополнительный момент в лицевой стенке - $\Delta M_л^c$;
б/ дополнительная нижняя горизонтальная реакция лицевой стенки - $\Delta R_н^c$;
в/ дополнительный момент в основной стенке - ΔM_o^c.

6. За расчетную нагрузку принимается

а/ для лицевой стенки

$$P_л = K_л P_c + (1 - K_л) P_c (1 - K_г); \qquad /4.6/$$

б/ для основной стенки

$$P_o = (1 - K_л) P_c K_г, \qquad /4.7/$$

где P_c - наибольшая из судовых нагрузок по п.5,

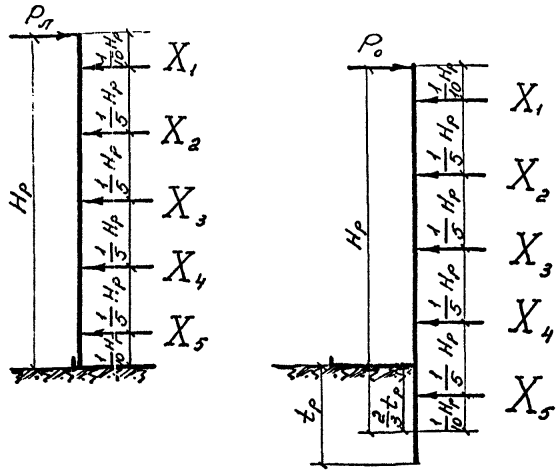
$K_л$ - коэффициент жесткости лицевой стенки

$$K_л = \frac{[EJ]_л}{[EJ]_л + [EJ]_o},$$

здесь $[EJ]_л$ и $[EJ]_o$ жесткость погонного метра лицевой и основной стенок,

$K_г$ - коэффициент рассеивания напряжений в грунте, принимаемый по графику рис.4.3.

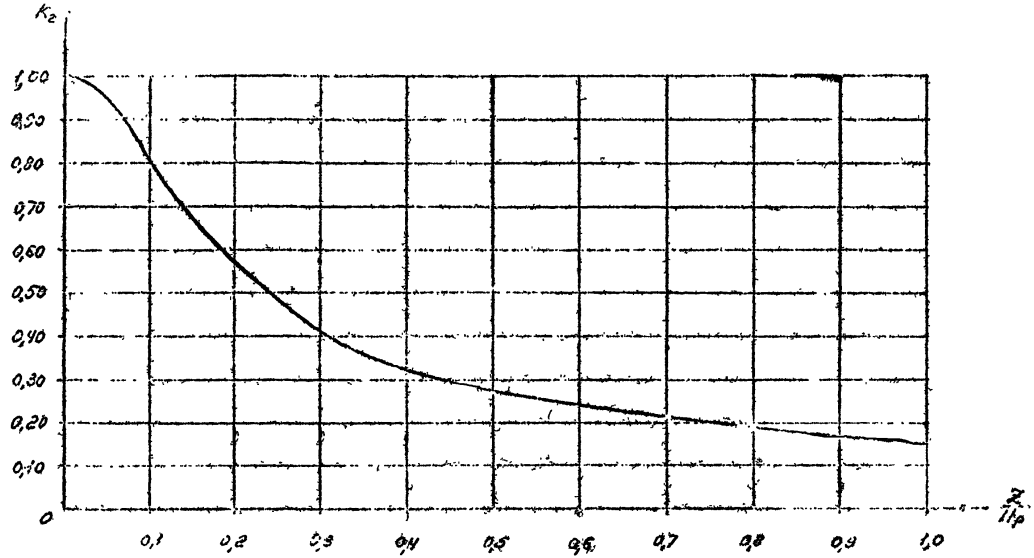
7. Расчет стенок в соответствии с требованиями п.5 проводится в последовательности, указанной ниже.



Примечания: 1. За нижнюю опору лицевой стенки принимается точка на середине высоты опорного выступа горизонтальной опорной плиты, за нижнюю опору основной стенки точка на расстоянии 2/3 расчетной глубины погружения стенки от подошвы горизонтальной опорной плиты.

2. За точку приложения судовой нагрузки $P_л$ для лицевой стенки принимается середина высоты отбойного устройства, за точку приложения нагрузки P_o точка крепления анкера основной стенки.

Рис. 4.2.



Примечание. z - расстояние между расчетными плоскостями стенок,
H_p - расчетная высота лицевой стенки.

Рис. 4.3

7.1. Определяются удельные реактивные силы балки на упругой четверти плоскости x_i от нагрузки в 1,0 т и графикам рис.4.4.а для основной и 4.4.б для лицевой стенки в зависимости от показателя α каждой из стенок.

7.2. Определяются полные реактивные силы X_i путем умножения удельных реактивных сил на величину нагрузки.

Для основной стенки $$X_i = x_i P_o \quad , \qquad /4.8/$$

Для лицевой стенки $$X_i = x_i P_л \qquad /4.9/$$

7.3. Определяется интенсивность полного реактивного давления на каждом участке по высоте стенки $\frac{X_i}{H_p}$ и строится эпюра полного реактивного давления /рис.4.5.а/, которая накладывается на эпюру горизонтальной составляющей активного давления грунта на стенку, принятую в основном расчете по п.п.2.3.19 - 2.3.23 для основной стенки и п.п.2.3.5 - 2.3.10 для лицевой стенки /рис.4.5.б/.

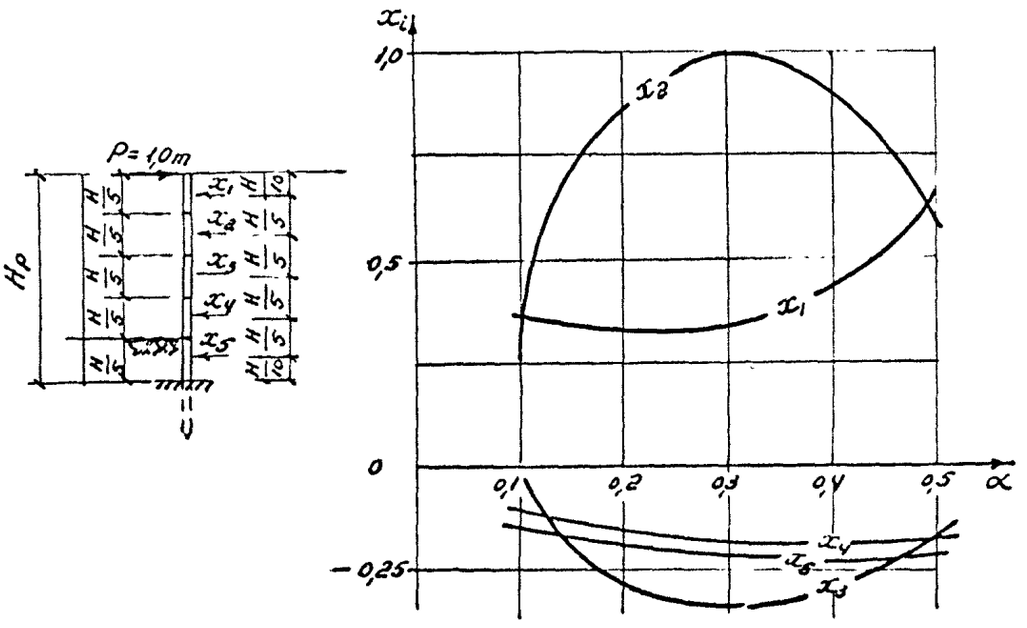
7.4. Строится эпюра превышения интенсивности полного реактивного давления грунта над интенсивностью горизонтальной составляющей активного давления грунта /рис.4.5.в/.

7.5. Строится расчетная схема стенки /рис.4.5.г/ для определения дополнительных усилий, вызванных превышением реактивных сил давления грунта над активными.

а/ эпюра превышения реактивного давления /п.7.4 - рис.4.5.в/ заменяется на характерных участках равнодействующими R_i ;

б/ определяется часть силы P_o /или $P_л$ /, необходимой для реализации эпюры превышения реактивного давления по

а)


P=1,0m
Hр
x1
x2
x3
x4
x5
xi
1,0
0,5
0
-0,25
0,1
0,2
0,3
0,4
0,5
α

б)

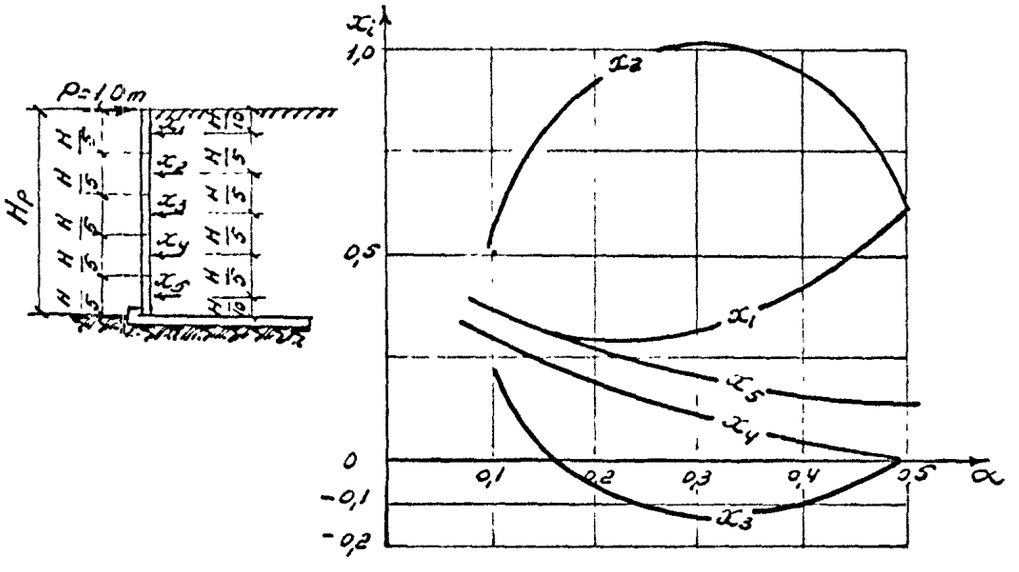

P=1,0m
Hр
x1
x2
x3
x4
x5
xi
1,0
0,5
0
-0,1
-0,2
0,1
0,2
0,3
0,4
0,5
α

Рис. 4.4.

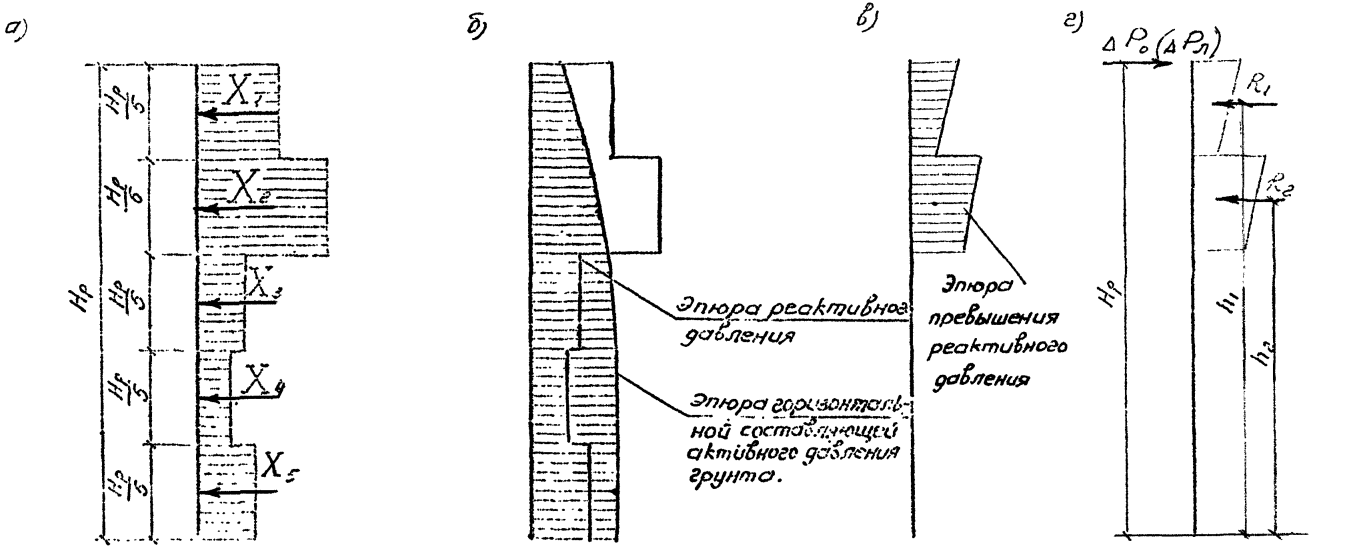

а)
б)
в)
г)
H_p
$\frac{H_p}{5}$
$\frac{H_p}{6}$
$\frac{H_p}{5}$
$\frac{H_p}{5}$
$\frac{H_p}{5}$
X_1
X_2
X_3
X_4
X_5
Эпюра реактивного давления
Эпюра горизонтальной составляющей активного давления грунта.
Эпюра превышения реактивного давления
$\Delta P_o (\Delta P_л)$
R_1
R_2
H_p
h_1
h_2

Рис. 4.5

уравнению моментов относительно нижней опорной точки стенки

$$\Delta P_o = \frac{\Sigma h_i \cdot R_i}{H_p} \quad \text{или}$$

$$\Delta P_л = \frac{\Sigma h_i \cdot R_i}{H_p} \qquad /4.10, 4.11/$$

7.6. По расчетной схеме определяются дополнительные усилия в стенках:

а/ величины ΔM_o^c или $\Delta M_л^c$ из уравнений моментов соответственно сил ΔP_o или $\Delta P_л$ и R_i относительно расчетных сечений;

б/ величина $\Delta R_н^c$ для лицевой стенки

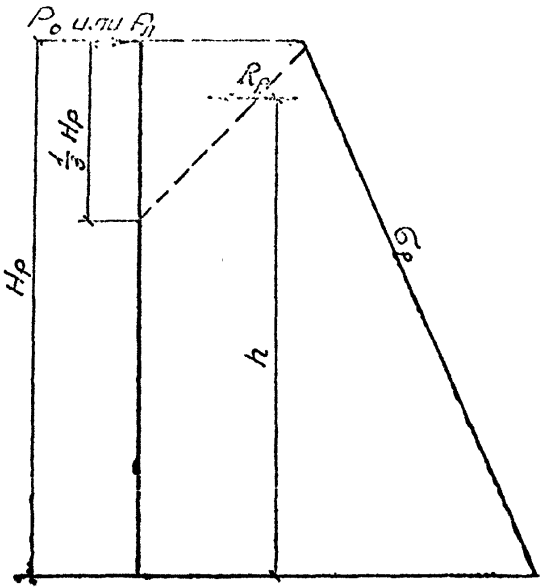
$$\Delta R_н^c = \Sigma R_i - \Delta P_л \quad . \qquad /4.12/$$

ПРИМЕЧАНИЕ. Для построения эпюр ΔM_o^c или $\Delta M_л^c$ и последующего суммирования их с эпюрами M_o и $M_л$, полученными основным расчетом стенок, следует взять 2-3 точки по высоте стенки выше сечения с максимальным значением M_o или $M_л$, точку в месте максимума M_o или $M_л$ и одну точку ниже этого сечения на $\frac{1}{10} H_p$.

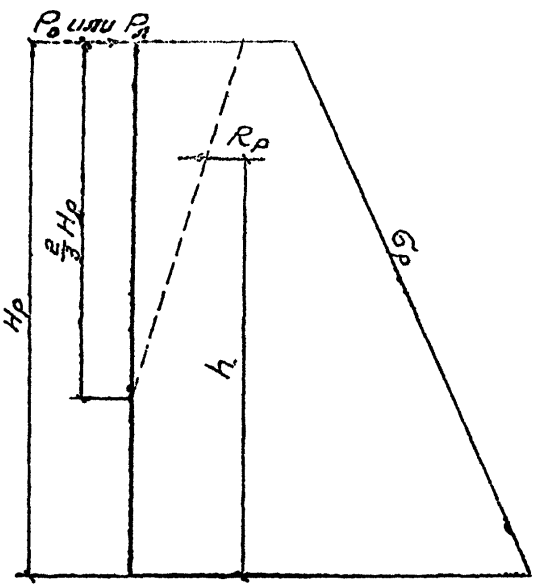
7.7. В случаях, когда значение обобщенного показателя α /формула 4.5/ выходит за пределы величин, предусмотренных в графиках $x_i = f(\alpha)$ рис.4.4, эпюру полного реактивного давления допускается строить упрощенным приемом /рис.4.6/.

а/ при $\alpha > 0{,}5$ - из точки, расположенной на $\frac{1}{3} H_p$ от верха стенки проводят прямую до пересечения с границей эпюры горизонтальной составляющей пассивного дав-

а) $\alpha \geq 0,5$



б) $\alpha \leq 0,1$



Примечание.

$\sigma_р$ - горизонтальная составляющая пассивного давления грунта со стороны засыпки с учетом нагрузок на поверхности засыпки и веса грунта выше точки приложения силы P_0 или $P_л$, определяемая по п. 2.2.11 и п. 2.2.13

Рис. 46

ления грунта перед стенкой со стороны засыпки так, чтобы удовлетворялось условие

$$P_0 H_p = R_p h \quad \text{или}$$

$$P_л H_p = R_p h \quad , \qquad /4.13,4.14/$$

где R_p - равнодействующая эпюры полного реактивного давления, полученной указанным построением,

h - плечо равнодействующей R_p относительно нижней опоры;

б/ при $\alpha < 0,1$ производят аналогичное построение из точки, расположенной на $\frac{2}{3} H_p$ от верха стенки.

ПРИМЕЧАНИЕ. При определении горизонтальной составляющей пассивного давления грунта со стороны засыпки принимается значение λ_p/ без учета трения грунта о стенку/ $\delta = 0$ /.

7.8. После получения эпюры полного реактивного давления по п.7.7 дальнейший расчет ведется в соответствии с п.п.7.4 - 7.6 настоящего Приложения.

ПРИЛОЖЕНИЕ 5

Определение интенсивности давления под опорной горизонтальной плитой с тыловым выступом

I. Интенсивность давления под опорной горизонтальной плитой с тыловым выступом, размещаемым между элементами основной стенки, погружаемыми вразрядку /рис.5.I/, определяется по формулам:

а/ под основной частью плиты

$$\sigma_{пр_п} = \frac{\sigma_ф + \sigma_т}{2} , \qquad /5.1/$$

где $\sigma_ф, \sigma_т$ - напряжения под фасадной и тыловой гранями основной части плиты;

б/ под тыловым выступом

$$\sigma_{пр_в} = \frac{\sigma_т + \sigma_в}{2} , \qquad /5.2/$$

где $\sigma_в$ - напряжение под тыловой гранью выступа.

2. Напряжения под опорной горизонтальной плитой $\sigma_ф, \sigma_т, \sigma_в$ определяются по формуле

$$\sigma_{ф,т,в} = \frac{R_п}{F_п + F_в} \pm \frac{M_в}{W_i} , \qquad /5.3/$$

где $R_п$ - равнодействующая вертикальных нагрузок, действующих на подошву опорной горизонтальной плиты с тыловым выступом,

$$R_п = (\Sigma Q) \cdot \varkappa_п + \Sigma G_в , \qquad /5.4/$$

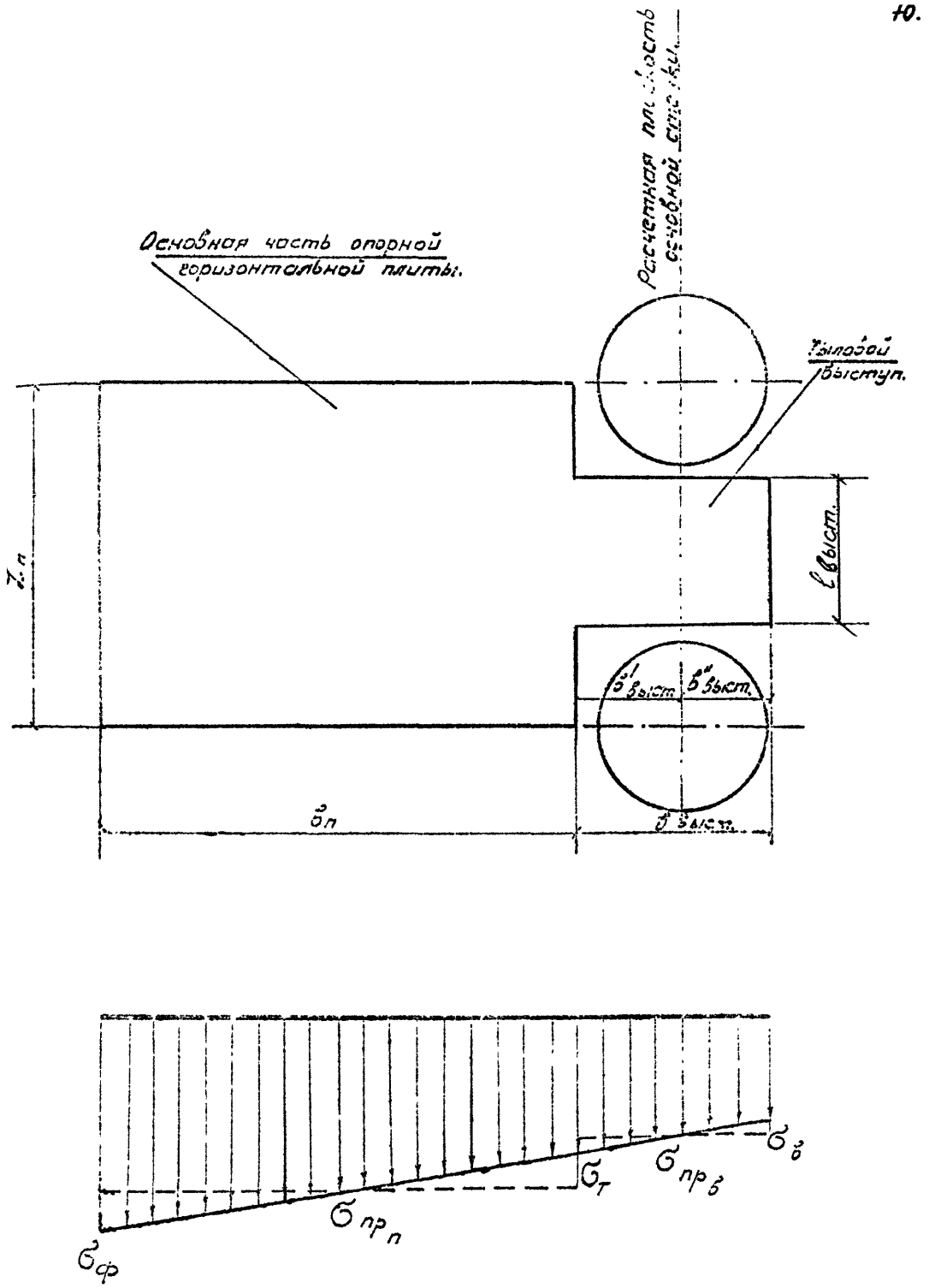

Основная часть опорной горизонтальной плиты.
Расчетная плоскость основной стенки.
Выловой выступ.
$l_{выст.}$
$b'_{выст.}$
$b''_{выст.}$
$b_п$
$b_{выст.}$
$\sigma_ф$
$\sigma_{пр_п}$
$\sigma_т$
$\sigma_{пр_в}$
$\sigma_в$

Рис. 5.1

здесь ΣQ – сумма вертикальных нагрузок, действующих на I пог.м подошвы основной части плиты /вертикальные нагрузки определяются по п.2.3.I4/,

$\mathcal{L}_n$ – протяженность опорной горизонтальной плиты по фронту причала,

$\Sigma G_в$ – сумма вертикальных нагрузок, действующих на подошву тылового выступа.

Точка приложения равнодействующей вертикальных нагрузок R_n определяется с учетом момента от нижней горизонтальной реакции

$$/M = R_н \mathcal{L}_n h_в \; , \quad \text{см.п.2.3.I4/,}$$

F_n, $F_в$ – площади подошвы основной части плиты и тылового выступа,

$M_в$ – момент от внецентренного приложения равнодействующей вертикальных нагрузок R_n ,

W_i – момент сопротивления, определяющий напряжение под соответствующей гранью

$$W_i = \frac{J}{\ell_i} \; , \qquad /5.5/$$

здесь J – момент инерции всего сечения подошвы плиты,

ℓ_i – расстояние от нейтральной оси сечения до той грани, где определяется напряжение.

3. Сумма вертикальных нагрузок, действующих на подошву тылового выступа, определяется по формуле

$$\Sigma G_в = G_{гр} + G_{выст} \; , \qquad /5.6/$$

где $G_{гр}$ - вертикальное давление грунта на тыловой выступ,

$$G_{гр} = \left(\sigma^{сил}_{y=H} + \Delta q_{y=H}\right) b'_{выст.}\, l_{выст.} + \left(\Sigma \gamma_i h_i + q\right) b''_{выст.}\, l_{выст.}, \qquad /5.7/$$

здесь $\left(\sigma^{сил}_{y=H} + \Delta q_{y=H}\right)$ - вертикальное давление грунта, определяемое по п.2.3.I4 и действующее от тыловой грани основной части плиты до расчетной плоскости основной стенки / $b'_{выст.}$ /,

$\left(\Sigma \gamma_i h_i + q\right)$ - вертикальное давление грунта с учетом временных распределенных нагрузок на поверхности засыпки / q /, действующее от расчетной плоскости основной стенки до тыловой грани выступа / $b''_{выст.}$ /,

$l_{выст.}$ - протяженность тылового выступа по фронту причала,

$G_{выст.}$ - вес тылового выступа.

ПРИЛОЖЕНИЕ 6

Проверка устойчивости опорной горизонтальной плиты по схеме плоского сдвига вместе с каменной постелью по подошве постели

I. Условие устойчивости по схеме плоского сдвига вместе с каменной постелью по подошве постели для плит прямоугольного очертания в плане считается выполненным, когда

$$K_{сдв} R_н \leq (q'_{пр} \cdot b'_п + G) f_г + c_ч b'_п + E^{\circ}_р , \qquad /6.I/$$

где $K_{сдв}$ - коэффициент запаса устойчивости плиты по схеме плоского сдвига вместе с каменной постелью /таблица I/,

$R_н$ - нижняя горизонтальная реакция, определяемая по п.п.2.3.5 ÷ 2.3.10 и 2.3.11,

$q'_{пр}$ - интенсивность пригрузки грунтового основания каменной постели,

$b'_п$ - сдвигаемый участок каменной постели /$b'_п = b_п$ /,

G - вес засыпки в контуре $MFEDC$,

$f_г$ - коэффициент трения постели по грунту основания, принимаемый равным $tg\,\varphi_г$, а для песков $1{,}1\,tg\,\varphi_г$ /где $\varphi_г$ - угол внутреннего трения грунта основания/,

$c_ч$ - частичное сцепление грунта основания, принимаемое равным $0{,}5c$, но не более 0,5 т/м^2 /где c - удельное сцепление грунта основания/,

$E^{\circ}_р$ - удерживающая горизонтальная сила от засыпки в контуре MFK.

Расчетная схема и значения величин, входящих в формулу 6.I, показаны на рис.6.I.

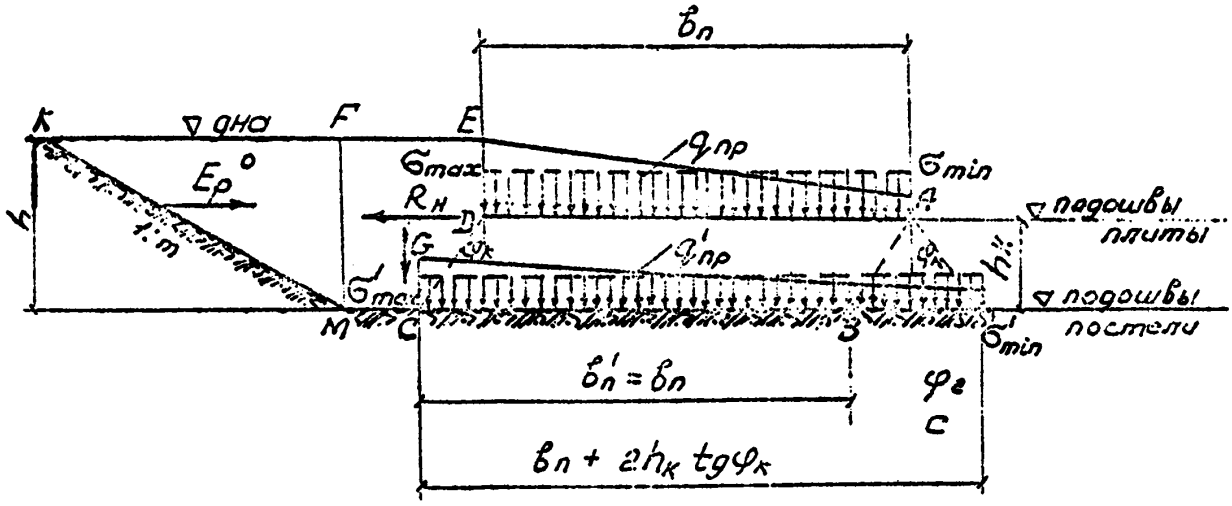

b_n
K
дно
F
E
$q_{пр}$
σ_{max}
σ_{min}
E_p
$R_н$
D
A
подошвы плиты
h
1:m
G
$\varphi_к$
$q'_{пр}$
$h'_к$
σ_{max}
M
C
3
σ_{min}
подошвы постели
$b'_n = b_n$
φ_2
c
$b_n + 2h_к tg\varphi_к$

Рис. 6.1

I.I. Величину $q'_{пр}$ допускается определять как среднее значение краевых напряжений под каменной постелью

$$q'_{пр} = \frac{\sigma'_{max} + \sigma'_{min}}{2}, \qquad /6.2/$$

где $\sigma'_{\frac{max}{min}}$ - краевые напряжения под каменной постелью

$$\sigma'_{\frac{max}{min}} = \sigma_{\frac{max}{min}} \cdot \frac{b_п}{b_п + 2h_к tg\varphi_к} + h_к \gamma_к \leq [\sigma_г], \qquad /6.3/$$

здесь $\sigma_{\frac{max}{min}}$ - краевые напряжения под опорной горизонтальной плитой, определяемые по п.2.3.I5,

$b_п$ - ширина опорной горизонтальной плиты,

$h_к$ - толщина постели,

$\gamma_к$ - объемный вес засыпки постели,

$\varphi_к$ - угол внутреннего трения камня постели,

$[\sigma_г]$ - допускаемое давление на грунт основания.

I.2. Удерживающая горизонтальная сила $E^{\circ}_{р}$ определяется по формуле

$$E^{\circ}_{р} = 0{,}5h^2\gamma m \frac{1 + mf_2}{m - f_2} + C_4 \frac{h - h_c}{\cos arctg\, m}, \qquad /6.4/$$

где h - расстояние от отметки дна до отметки подошвы постели,

γ - объемный вес засыпки,

m - отношение $\frac{KF}{h}$ / KF -заложение откоса/,

f_2 - коэффициент трения постели по грунту основания,

h_c - расстояние от отметки дна до уровня, где возможна реализация сцепления, принимаемое не менее I,0 м.

2. Условие устойчивости по схеме плоского сдвига вместе с каменной постелью по подошве постели для плит с тыловым выступом /рис.5.I Приложение 5/ считается выполненным, когда

$$K_{сдв} P_н \gamma_п \leq (q'_{пр} F' + G \gamma_п) f_г + \\ + C_ч F' + E_p^o \gamma_п \quad , \qquad /6.5/$$

где $\gamma_п$ - протяженность опорной горизонтальной плиты по фронту причала,

F' - сдвигаемая площадь каменной постели, равная площади подошвы плиты с учетом тылового выступа $/F_п + F_в/$.

Значения других величин приведены выше.

2.I. Величину $q'_{пр}$ допускается определять как среднее значение напряжений $\sigma'_ф$ и $\sigma'_в$ под каменной постелью.

$$q'_{пр} = \frac{\sigma'_ф + \sigma'_в}{2} \quad , \qquad /6.6/$$

где $\sigma'_ф, \sigma'_в$ - напряжения под каменной постелью

$$\sigma'_{ф,в} = \sigma_{ф,в} \cdot \frac{в_п + в_{выст.}}{в_п + в_{выст} + 2 h_к tg \varphi_к} + h_к \gamma_к \leq [\sigma_г], \qquad /6.7/$$

здесь $\sigma_{ф,в}$ - напряжения под фасадной гранью основной части плиты и тыловой гранью выступа, определяемые по Приложению 5,

$в_п$ - ширина основной части опорной горизонтальной плиты,

$в_{выст.}$ - ширина тылового выступа.

Значения других величин приведены выше.

ПРИЛОЖЕНИЕ 7

Определение приведенной эпюры отпора перед стенкой при заданной глубине погружения t_p

I. Определяются ординаты эпюры горизонтальной составляющей пассивного давления грунта перед стенкой $\sigma_p^{гр}$ по п.2.2.II и ординаты эпюры горизонтальной составляющей пассивного давления грунта от пригрузки интенсивностью $q_{пр}$ призмы выпора σ_p^{q} по п.2.2.I3; строится суммарная эпюра $\sigma_p^{гр} + \sigma_p^{q}$.

Зона распространения влияния пригрузки по глубине стенки определяется по Приложению 3.

2. Нижняя горизонтальная реакция $R_н$ /τ/ пог.м, с учетом, в необходимых случаях, $\Delta R_н^c$ по п.2.3.II/, приложенная на уровне подошвы опорной горизонтальной плиты, распределяется в пределах зоны распространения влияния пригрузки $q_{пр}$ по глубине и вычитается из суммарной эпюры $\sigma_p^{гр} + \sigma_p^{q}$.

3. Строится эпюра разности горизонтальных составляющих пассивного и активного давлений грунта ниже дна.

4. В процессе графоаналитического расчета стенки последовательным уменьшением интенсивности полученной эпюры разности горизонтальных составляющих давлений по всей ее высоте добиваются, чтобы положение замыкающей веревочного многоугольника совпало с последним лучом многоугольника сил /равновесие сил/.

ПРИЛОЖЕНИЕ 8

Пример расчета

Исходные данные: Глубина у причала по нормам технологического проектирования II,5 м, отметка кордона + 3,20 м, нагрузки I-ой категории, нагрузка от удара швартующегося судна N_y = I80 т., колебаний уровня акватории нет, высота волны менее I,5 м. Грунт основания - верхний слой до отм. - I5,8 м представлен ленточными глинами с $\varphi = 19^0$, C = I,0 т/м^2; ниже суглинки с $\varphi = 22^0$, C = I,5 т/м^2, грунт засыпки песок $\varphi = 30^0$, E = 2500 т/м^2, отметка дна, при расчетной глубине у причала II,5 м с учетом отметки горизонта воды 98% обеспеченности - 0,4 м, принимается - II,90м.

Вариант обычного больверка
/без передней грунтовой пригрузки/

I. Больверк рассчитывается по схеме свободного опирания в соответствии с рекомендациями ВСН 3-67 ММФ, так как для заданных глубин у причала для стенки следует применить элементы повышенной жесткости. В расчете активного давления грунта вводится угол трения / $\delta = \frac{2}{3}\varphi$ / по аналогии с расчетом больверков с передней грунтовой пригрузкой для сопоставимости результатов.

2. В результате расчета графоаналитическим методом получено:

M_{max} = I84,0 тм на пог.м.
R = 43,0 т на пог.м.
t = 6,2 м.

Для обеспечения устойчивости стенки на поворот вокруг анкера при K_y = I,5 /таблица 6 ВСН 3-67 ММФ/ требуется глубина погру-

жения

$$t_p = 8{,}9 \text{ м.}$$

Расчетная глубина погружения t_p превышает величину t, определенную графоаналитическим методом, в I,44 раза.

По п.2.3.II "Указаний по проектированию экранированных бульверков" /ВСН 26-72 ММФ/ /таблица 4/ величина изгибающего момента должна быть увеличена в I,I9, а анкерной реакции в I,I2 раза.

M_{max} = I,I9 x I84,0 = 2I9,0 тм на пог.м.

R = I,I2 x 43,0 = 48,0 т на пог.м.

3. Условно принимая возможность набора стенки из железобетонных оболочек Д = I,6м при зазоре Δ = 0,Iм, получены следующие расчетные значения усилий:

$$M_p = \frac{M_{max}}{K_c}(D+\Delta) = \frac{2I9,0}{I,2}/I,6+0,I/ \cong 3I0,0\text{тм} > 273,0\text{тм}^{x/}$$

где K_c – коэффициент снижения изгибающего момента, учитывающий прогиб стенки.

$$R_a = K_a \cdot R \cdot \ell_a = I,3 \times 48,0 \times I,7 \cong I06,0 \text{ т},$$

где K_a – коэффициент увеличения анкерного усилия для стенок с предварительным натяжением анкеров,

ℓ_a – шаг анкеров.

---

x/ Допускаемый изгибающий момент на оболочку Д = I,6 м при максимальном армировании.

При указанных усилиях в элементах конструкции спроектировать ее из существующих унифицированных элементов и сортаментов анкерных тяг не представляется возможным.

Целесообразно применить конструкцию больверка с передней грунтовой пригрузкой.

Вариант больверка с передней грунтовой пригрузкой

I. Конструкция сооружения

I.I. Конструктивная схема /рис.8.I/.

Основная стенка больверка принимается из предварительно напряженных оболочек диаметром I,6 м, погружаемых вразрядку с шагом в осях 3,I2 м.

Лицевая стенка образована железобетонными ребристыми панелями, удерживающими грунт грунтовой пригрузки, образуя с основной стенкой силосное пространство с шириной в свету 2,2 м.

I.2. Предварительное назначение основных геометрических размеров.

Предварительно напряженная железобетонная оболочка основной стенки диаметром I,6 м имеет толщину стенки δ = I2 см /марка бетона "400", $E_0 = 3{,}5 \times 10^6$ т/м^2/.

Лицевая железобетонная предварительно напряженная панель протяженностью по фронту причала 3,I0 м имеет толщину полки 20 см, высоту ребер I05 см /марка бетона "400", $E_Д = 3{,}5 \times 10^6$ т/м^2/. Панель установлена на железобетонную опорную горизонтальную плиту протяженностью по фронту причала 3,I0 м, шириной 4,0 м с тол-

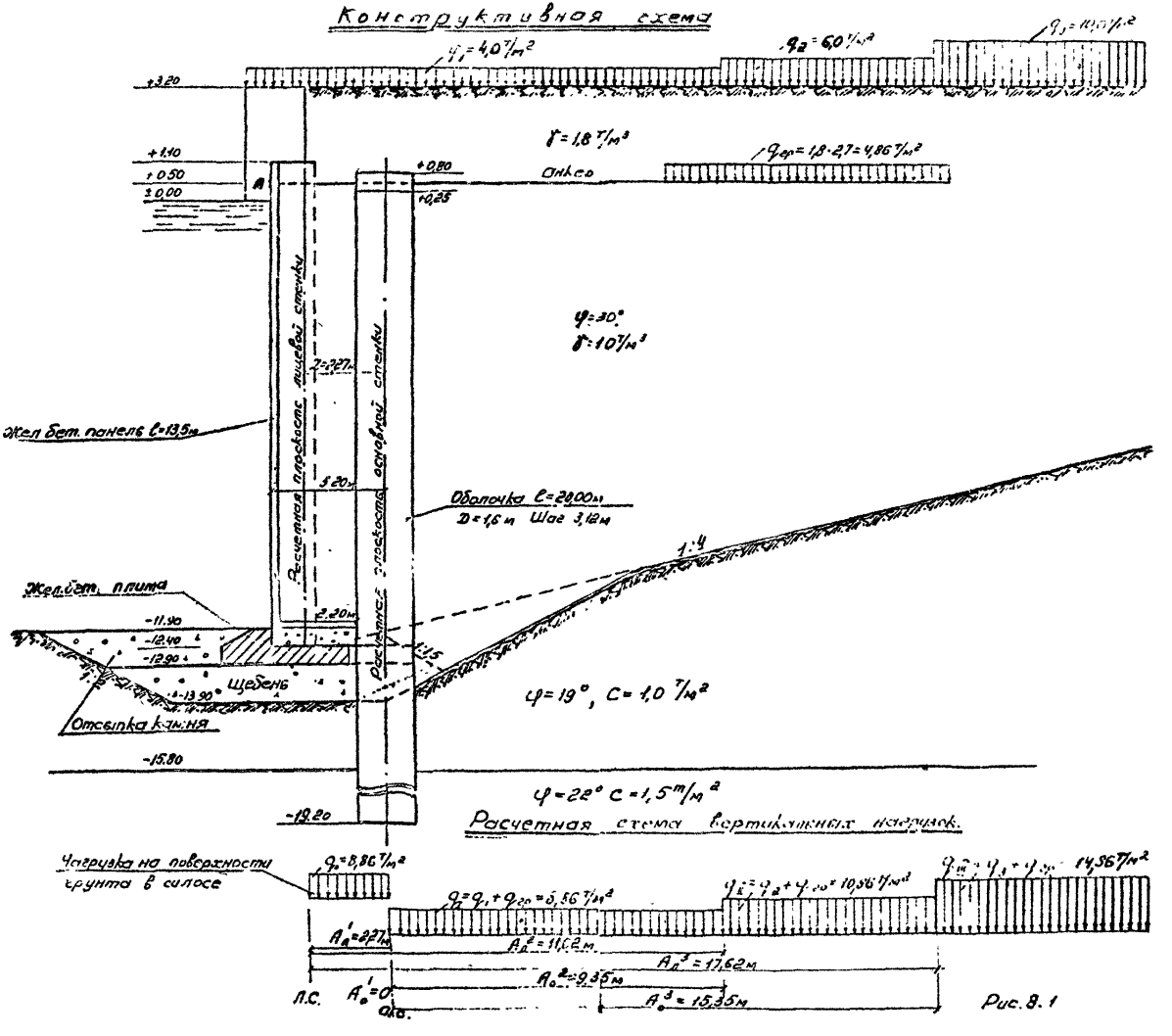

Конструктивная схема
$q_1 = 4{,}0\ т/м^2$
$q_2 = 6{,}0\ т/м^2$
$q_3 = 10{,}0\ т/м^2$
+3.20
+1.10
+0.50
±0.00
$\gamma = 1{,}8\ т/м^3$
$q_{гр} = 1{,}8 \cdot 2{,}7 = 4{,}86\ т/м^2$
+0.80
+0.25
Анкер
$\varphi = 30°$
$\gamma = 10\ т/м^3$
Расчетная плоскость лицевой стенки
Расчетная плоскость основной стенки
Жел бет. панель $l = 13{,}5$ м
Оболочка $l = 20{,}00$ м
$D = 1{,}6$ м Шаг 3,12 м
1:4
Жел.бет. плита
-11.90
-12.40
-12.90
-13.90
Щебень
Отсыпка камня
$\varphi = 19°$, $C = 1{,}0\ т/м^2$
-15.80
$\varphi = 22°$ $C = 1{,}5\ т/м^2$
-19.20
Расчетная схема вертикальных нагрузок.
Нагрузка на поверхности грунта в силосе
$q_1 = 8{,}86\ т/м^2$
$q_2 = q_1 + q_{гр} = 8{,}86\ т/м^2$
$q_3 = q_2 + q_{гр} = 10{,}86\ т/м^2$
$q_4 = q_3 + q_{гр} = 14{,}86\ т/м^2$
$A_a^1 = 2{,}27$ м
$A_a^2 = 11{,}62$ м
$A_a^3 = 17{,}62$ м
$A_o^2 = 9{,}35$ м
$A_o^3 = 15{,}35$ м
Л.С.
$A_o^1 = 0$
Окс.

Рис. 8.1

щиной в основной части 50 см и опорным выступом высотой 50 см. Надстройка сооружения-железобетонная, высота 3,2 м, ширина по верху I,7 м /марка бетона "300", $E_н$ = 3,I5 ∙ $I0^6$ т/м^2/.

I.3. Определение жесткостей основной и лицевой стенок и надстройки.

$$J_{об} = 0,I54 \text{ м}^4 ,$$

$$J_{л.п.} = 0,2I6 \text{ м}^4 .$$

Жесткость одного пог.м основной стенки

$$[EJ]_c = \frac{0,I54 \times 3,5 \times I0^6}{3,I2} = 0,I72 \cdot I0^6 \text{ тм}^2$$

Жесткость одного погм лицевой стенки

$$[EJ]_л = \frac{0,2I6 \times 3,5 \times I0^6}{3,I2} = 0,242 \cdot I0^6 \text{ тм}^2 .$$

Коэффициент жесткости лицевой стенки

$$K_л = \frac{[EJ]_c}{[EJ]_л + [EJ]_o} = \frac{0,242 \cdot I0^6}{0,242\ I0^6 + 0,I72 \cdot I0^6} = 0,584 .$$

Жесткость надстройки относительно вертикальной оси

$$[EJ]_н = 0,7\, E_б\, J_н .$$

Приведенная ширина надстройки равна I,4 м.

$$[EJ]_н = 0,7 \times 3,I5 \times I0^6 \times \frac{3,2 \times I,4^3}{I2} = I,6I \times I0^6 \text{ тм}^2 .$$

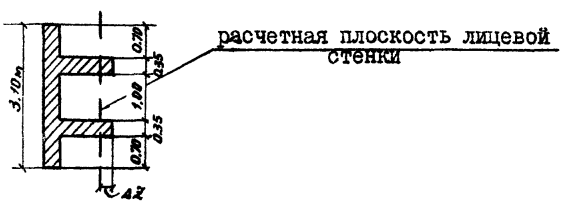
ПРИМЕЧАНИЕ. Элементы стенок преднапряженные β =I,0, надстройка из обычного железобетона β = 0,7.

2. Определение расчетных плоскостей стенок и схемы расчетных нагрузок

2.I. Определение расчетной плоскости основной стенки.

Расчетная плоскость основной стенки принимается по нейтральной оси оболочки.

2.2. Определение расчетной плоскости лицевой стенки.



$$\Delta z = \frac{(\ell_p - D_p)^2}{4\ell_p \operatorname{tg}\varphi} = \frac{(1{,}35 - 0{,}35/2}{4 \times 1{,}35 \operatorname{tg} 30^\circ} = 0{,}32,$$

где ℓ_p – расстояние между ребрами плиты в осях,
D_p – ширина ребра вдоль оси лицевой стенки,
φ – угол внутреннего трения грунта засыпки.

2.3. Определение схемы расчетных вертикальных нагрузок.

Величины и расположение расчетных вертикальных нагрузок относительно расчетных плоскостей приведены на рис.8.I.

3. Определение нагрузок на лицевую стенку и ее расчет

3.I. Давление грунта на наданкерную часть лицевой стенки.

3.I.I. От засыпки грунта

$$\sigma_a^{гр} = \gamma h \lambda_a^{x/} = 1{,}8 \times 2{,}7 \times 0{,}28 = 1{,}36 \text{ т/м}^2.$$

$\lambda_a^{x/}$ – С учетом трения грунта о стенку $\left(\delta = \frac{2}{3}\varphi\right)$.

3.1.2. От нагрузки q_1

$$\sigma_a^{q_1} = q_1 \lambda_a = 4{,}0 \times 0{,}28 = 1{,}12 \text{ т/м}^2.$$

3.2. Давление грунта на пролетную часть лицевой стенки

$$a_л = \sigma_a^{сил} + \Delta a_л.$$

3.2.1. Определение $\sigma_a^{сил}$ /таблица 8.1/

$$\sigma_a^{сил} = \sigma_y^{сил} \cdot \lambda_a ,$$

где $\sigma_y^{сил}$ – вертикальное давление грунта в силосе

При определении вертикального давления грунта в силосе по всей высоте принимается $\gamma = 1{,}0$ т/м^3, так как высота слоя сухого грунта невелика.

$$\sigma_y^{сил} = \gamma m h_o + q_o (1 - m),$$

здесь

$$m = 1 - e^{-\frac{y}{h_o}},$$

$$h_o = \frac{z}{2 \lambda_a f} = \frac{2{,}27}{2 \times 0{,}28 \times 0{,}364} = 11{,}14 \text{ м},$$

z – расстояние между расчетными плоскостями лицевой и основной стенок, равное 2,27 м,

$f = tg \frac{2}{3} \varphi = tg\, 20° = 0{,}364$,

q_o – интенсивность нагрузки на поверхности грунта в силосе, равная 8,86 т/м^2.

3.2.2 Определение $\Delta a_л$.

$$\Delta a_л = K_л \sigma_a^{изб} + K_л \sigma_{a_л}^{q},$$

Таблица 8.I

отм (м)	y (м)	$\frac{y}{h_0}$	m	$\beta m h_0$	$1-m$	$q_0(1-m)$	$\sigma_y^{сил}$	$\sigma_a^{сил}$ (т/м²)
+ 0,5	0	0	0	0	I,0	8,86	8,86	2,48
± 0,0	0,5	0,045	0,044	0, 43	0,956	8,47	8,96	2,5I
- I,0	I,5	0,I35	0,I26	I,40	0,874	7,74	9,I4	2,56
- 2,0	2,5	0,224	0,202	2,25	0,798	7,07	9,32	2,6I
- 3,0	3,5	0,3I4	0,270	3,0I	0,730	6,47	9,48	2,65
- 4,0	4,5	0,404	0,333	3,7I	0,667	5,9I	9,62	2,69
- 5,0	5,5	0,494	0,39I	4,36	0,609	5,40	9,76	2,73
- 6,0	6,5	0,583	0,443	4,94	0,557	4,94	9,88	2,77
- 7,0	7,5	0,673	0,490	5,46	0,5I0	4,52	9,98	2,79
- 8,0	8,5	0,763	0,534	5,95	0,466	4,I3	I0,08	2,82
- 9,0	9,5	0,853	0,574	6,39	0,426	3,77	I0,I6	2,84
-I0,0	I0,5	0,942	0,6II	6,8I	0,389	3,45	I0,26	2,87
-II,0	II,5	I,032	0,644	7,I7	0,356	3,I5	I0,32	2,89
-I2,0	I2,5	I,I22	0,674	7,5I	0,326	2,99	I0,40	2,9I
-I2,I5	I2,65	I,I36	0,679	7,56	0,32I	2,84	I0,40	2,9I
-I2,4	I2,9	I,I58	0,686	7,64	0,3I4	2,78	I0,42	2,92

где $\sigma_a^{изб} = \sigma_{a_0}^{гр} - \sigma_a^{сил}$

Величина $\sigma_a^{изб}$ приведена в таблице 8.2.

Так как в верхней части стенки $\sigma_{a_0}^{гр} < \sigma_a^{сил}$, ординаты эпюры горизонтальной составляющей "избыточного" давления грунта $\sigma_a^{изб}$ на этом участке принимаются равными 0.

Ординаты эпюры горизонтальной составляющей давления от грунта засыпки, расположенного ниже отметки анкера, на основную стенку в табл.8.2 определены:

выше отм. - I2,9 м

$$\sigma_{a_0}^{гр} = \sigma_y^{гр} \cdot \lambda_a ,$$

ниже отм. - I2,9 м

$$\sigma_{a_0}^{гр} = \sigma_y^{гр} \cdot \lambda_a - c\lambda_{ac} ,$$

где $\sigma_y^{гр}$ - вертикальное давление грунта на глубине y от анкера,

$\sigma_a^{сил}$ принимается по таблице 8.I.

Ординаты эпюры горизонтальной составляющей давления грунта на лицевую стенку от расчетных вертикальных нагрузок /с учетом веса грунта в наданкерной части/, расположенных за расчетной плоскостью основной стенки,

$$\sigma_{a_л}^{q} = q\lambda_a(1-K_1). \quad /x$$

/x Нагрузки в настоящем примере расчета принимаются бесконечными по ширине причала.

Таблица 8.2

Отм. / м /	y / м /	$\sigma_y^{гр}$	$\sigma_y^{гр}\lambda_a$	$c\lambda_{ac}$	$\sigma_{a_0}^{гр}$	$\sigma_a^{сил}$	$\sigma_a^{изб}$ / т/м^2 /
+ 0,5	0	0	0		0	2,48	0
± 0,0	0,5	0,9	0,25		0,25	2,51	0
- I,0	I,5	I,9	0,53		0,53	2,56	0
- 2,0	2,5	2,9	0,8I		0,8I	2,6I	0
- 3,0	3,5	3,9	I,09		I,09	2,65	0
- 4,0	4,5	4,9	I,37		I,37	2,69	0
- 5,0	5,5	5,9	I,65		I,65	2,73	0
- 6,0	6,5	6,9	I,93		I,93	2,77	0
- 7,0	7,5	7,9	2,2I		2,2I	2,79	0
- 8,0	8,5	8,9	2,49		2,49	2,82	0
- 9,0	9,5	9,9	2,77		2,77	2,84	0
-I0,0	I0,5	I0,9	3,05		3,05	2,87	0,I8
-II,0	II,5	II,9	3,33		3,33	2,89	0,44
-I2,0	I2,5	I2,9	3,6I		3,6I	2,9I	0,70
-I2,I5	I2,65	I3,05	3,65		3,65	2,9I	0,74
-I2,4	I2,9	I3,3	3,72		3,72	2,92	0,80
-I2,9	I3,4	I3,8	3,86		3,86		
-I2,9	I3,4	I3,8	6,2I	I,23	4,98		
-I3,9	I4,4	I4,8	6,66	I,23	5,43		
-I4,9	I5,4	I5,8	7,II	I,23	5,88		
-I5,8	I6,3	I6,7	7,52	I,23	6,29		
-I5,8	I6,3	I6,7	6,68	I,72	4,96		
-I6,8	I7,3	I7,7	7,08	I,72	5,36		
-I7,8	I8,3	I8,7	7,48	I,72	5,76		
-I8,8	I9,3	I9,7	7,88	I,72	6,I6		
-I9,2	I9,7	20,I	8,04	I,72	6,32		

Таблица 8.3

...тм	y	$q_I = 8{,}86$ т/м²; $A_л^1 = 2{,}27$ м; $\varphi = 30°$; $q_I \lambda_a = 8{,}86 \times 0{,}28 = 2{,}48$ т/м²				$q_{II} - q_I = 2{,}0$ т/м²; $A_л^2 = 11{,}62$ м; $\varphi = 30°$; $(q_{II} - q_I)\lambda_a = 2{,}0 \times 0{,}28 = 0{,}56$ т/м²				$q_{III} - q_{II} = 4{,}0$ т/м²; $A_л^3 = 17{,}62$ м; $\varphi = 30°$; $(q_{III} - q_{II})\lambda_a = 4{,}0 \cdot 0{,}28 = 1{,}12$ т/м²				$\sigma^q_{a_л}$
м/	/м/	$ctg\,\beta_1$	K_1	$1-K_1$	$q\lambda_a(1-K_1)$	$Ctg\,\beta_1$	K_1	$1-K_1$	$q\lambda_a(1-K_1)$	$ctg\,\beta_1$	K_1	$1-K_1$	$q\lambda_a(1-K_1)$	(т/м²)
0,5	0	0	I,0	0	0	0	I,0	0	0	0	I,0	0	0	0
0,0	0,5	0,220	0,983	0,0I7	0,04	0,043	I,0	0	0	0,028	I,0	0	0	0,04
I,0	I,5	0,66I	0,74I	0,259	0,64	0,I29	0,994	0,006	0	0,085	0,999	0,00I	0	0,64
2,0	2,5	I,I0I	0,440	0,560	I,39	0,2I5	0,983	0,0I7	0,0I	0,I42	0,995	0,005	0	I,40
3,0	3,5	I,542	0,248	0,752	I,86	0,30I	0,960	0,040	0,02	0,I99	0,987	0,0I3	0,0I	I,89
4,0	4,5	I,982	0,I45	0,855	2,I2	0,387	0,923	0,077	0,04	0,255	0,975	0,025	0,03	2,I9
5,0	5,5	2,423	0,090	0,9I0	2,26	0,473	0,875	0,I25	0,07	0,3I2	0,955	0,045	0,05	2,38
6,0	6,5	2,863	0,059	0,94I	2,33	0,559	0,8I6	0,I84	0,I0	0,369	0,933	0,067	0,08	2,5I
7,0	7,5	3,304	0,040	0,960	2,38	0,645	0,755	0,245	0,I4	0,426	0,903	0,097	0,II	2,63
8,0	8,5	3,744	0,028	0,972	2,4I	0,73I	0,690	0,3I0	0,I7	0,482	0,870	0,I30	0,I5	2,73
9,0	9,5	4,I85	0,02I	0,979	2,43	0,8I8	0,625	0,375	0,2I	0,539	0,830	0,I70	0,I9	2,83
I0,0	I0,5	4,626	0,0I6	0,984	2,44	0,904	0,563	0,437	0,24	0,596	0,790	0,2I0	0,24	2,92
II,0	II,5	5,066	0,0I3	0,987	2,45	0,990	0,506	0,494	0,28	0,653	0,750	0,250	0,28	3,0I
I2,0	I2,5	5,507	0,0I0	0,990	2,46	I,076	0,455	0,545	0,30	0,709	0,707	0,293	0,33	3,09
I2,I5	I2,65	5,573	0,009	0,99I	2,46	I,089	0,448	0,552	0,3I	0,7I8	0,700	0,300	0,34	3,II
I2,4	I2,90	5,683	0,009	0,99I	2,46	I,II0	0,434	0,566	0,32	0,732	0,689	0,3II	0,35	3,I3

Таблица 8.4

Отм. / м /	y / м /	$\sigma_a^{изб}$	$K_л \sigma_a^{изб}$	$\sigma_{a_л}^{q}$	$K_л \sigma_{a_л}^{q}$	$\Delta q_л$ / т/м^2 /
+ 0,5	0	0	0	0	0	0
± 0,0	0,5	0	0	0,04	0,02	0,02
- I,0	I,5	0	0	0,64	0,37	0,37
-2,0	2,5	0	0	I,40	0,82	0,82
- 3,0	3,5	0	0	I,89	I,I0	I,I0
- 4,0	4,5	0	0	2,I9	I,28	I,28
- 5,0	5,5	0	0	2,38	I,39	I,39
- 6,0	6,5	0	0	2,5I	I,46	I,46
- 7,0	7,5	0	0	2,63	I,54	I,54
- 8,0	8,5	0	0	2,73	I,59	I,59
- 9,0	9,5	0	0	2,83	I,65	I,65
-I0,0	I0,5	0,I8	0,I0	2,92	I,70	I,80
-II,0	II,5	0,44	0,26	3,0I	I,76	2,02
-I2,0	I2,5	0,70	0,4I	3,09	I,80	2,2I
-I2,I5	I2,65	0,74	0,43	3,II	I,82	2,25
-I2,4	I2,9	0,80	0,47	3,I3	I,83	2,30

Результаты подсчетов величины $\sigma^{q}_{a_л}$ приведены в таблице 8.3.

Суммарная величина $\Delta a_л$ с учетом коэффициента жесткости $K_л$ приведена в таблице 8.4.

3.2.3. Определение $a_л$

Суммарная величина $a_л$ приведена в таблице 8.5.

Здесь $\sigma^{сил}_{a}$ принимается по таблице 8.I.,

$\Delta a_л$ принимается по таблице 8.4.

Таблица 8.5

Отм. (м)	y (м)	$\sigma^{сил}_{a}$	$\Delta a_л$	$a_л$ (т/м²)
+ 0,5	0	2,48	0	2,48
± 0,0	0,5	2,5I	0,02	2,53
- I,0	I,5	2,56	0,37	2,93
- 2,0	2,5	2,6I	0,82	3,43
- 3,0	3,5	2,65	I,I0	3,75
- 4,0	4,5	2,69	I,28	3,97
- 5,0	5,5	2,73	I,39	4,I2
- 6,0	6,5	2,77	I,46	4,23
- 7,0	7,5	2,79	I,54	4,33
- 8,0	8,5	2,82	I,59	4,4I
- 9,0	9,5	2,84	I,65	4,49
-I0,0	I0,5	2,87	I,80	4,67
-II,0	II,5	2,89	2,02	4,9I
-I2,0	I2,5	2,9I	2,2I	5,I2
-I2,I5	I2,65	2,9I	2,25	5,I6
-I2,4	I2,9	2,92	2,30	5,22

3.3. Расчет лицевой стенки /рис.8.2/.

3.3.I. Определение величин $M_л$, $R_л$, $R_н$.

Расчет осуществляется графоаналитическим методом по схеме консольной однопролетной балки, принимая за верхнюю опору балки точку крепления анкера, а нижнюю середину высоты опорного выступа опорной горизонтальной плиты /отм. - I2,I5 м/.

В результате расчета получено:

$M_{л\,max}$ = 8I,0 тм.на пог.м.

$R_л$ = 28,2 т. на пог.м.

$R_н$ = 27,7 т. на пог.м.

3.3.2. Определение необходимости дополнительного расчета на судовые нагрузки.

Нагрузка от удара судна, воспринимаемая I пог.м сооружения,

$$P_y = \frac{c_n}{\gamma} \cdot N_y ,$$

где N_y = I80,0 т,

$$\gamma = A + БH_p ,$$

здесь H_p = I3,75 м,

$$A = f(\alpha), \quad Б = f(\alpha),$$

$$\alpha = \frac{E_o H_p^3 \ell}{250\,[EJ]_л} ,$$

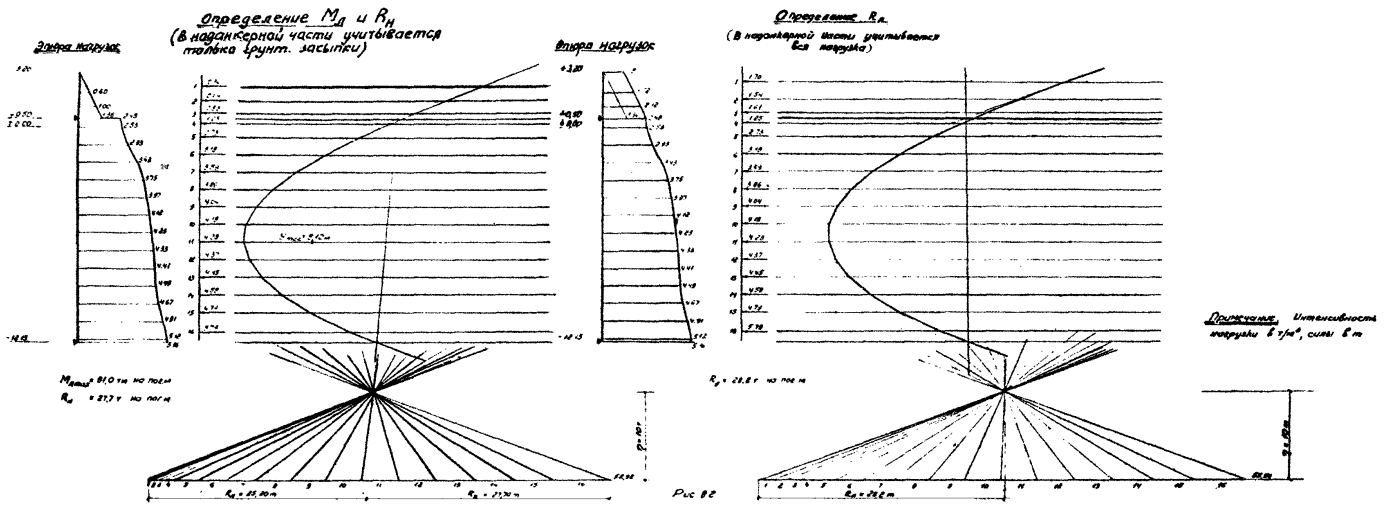

Определение $M_л$ и $R_н$
(В наданкерной части учитывается только грунт. засыпки)
Эпюра нагрузок
Эпюра нагрузок
Определение $R_п$
(В наданкерной части учитывается вся нагрузка)
Примечание. Интенсивность нагрузки в т/м², силы в т

Рис 82

$[EJ]_{л} = 0{,}242 \times 10^{6}$ тм^2

/см.п.I.3.расчета/,

$\ell = 1$ пог.м,

$$\alpha = \frac{2500 \times 13{,}75^{3} \times 1{,}0}{250 \times 0{,}242 \times 10^{6}} = 0{,}107.$$

По графику рис.4.I Приложения 4 определяем A и $Б$.

$A = 1{,}93 \times 10^{-3}$,

$Б = 1{,}19 \times 10^{-3}$,

$$\nu = \frac{1000}{2500} / 1{,}93 \times 10^{-3} + 1{,}19 \times 10^{-3} \times 13{,}75 / =$$

$= 7{,}32 \times 10^{-3}$ м/т ,

$$C_{п} = \frac{\lambda^{3}}{2[EJ]_{н}} ,$$

здесь $\lambda = \sqrt[4]{4[EJ]_{н}\,\nu\,\ell}$,

$[EJ]_{н} = 1{,}61 \times 10^{6}$ тм^2

/см.п.I.3. расчета/.

$$\lambda = \sqrt[4]{4 \times 1{,}61 \times 10^{6} \times 7{,}32 \times 10^{-3} \times 1{,}0} = 14{,}73,$$

$$C_{п} = \frac{14{,}73^{3}}{2 \times 1{,}61 \times 10^{6}} = 993 \times 10^{-6} \text{ м/т},$$

$$P_{у} = \frac{993 \times 10^{-6}}{7{,}32 \times 10^{-3}} \times 180 = 24{,}4 \text{ т.на пог.м.}$$

По п.3.3.I $R_л$ = 28,2 т/пог.м.

$R_л$ = 28,2 т/пог.м > $P_у$ = 24,4 т/пог.м.

Дополнительного расчета лицевой и основной стенок на судовые нагрузки не требуется.

Однако, для наглядности, учитывая новизну метода, ниже приводится расчет лицевой стенки на нагрузку от удара судна $P_у$.

3.3.3. Дополнительный расчет лицевой стенки на нагрузку от удара судна $P_с = P_у$.

Расчетная нагрузка на лицевую стенку

$$P_л = K_л P_с + (1 - K_л) P_с (1 - K_г),$$

где $P_с$ = 24,4 т на пог.м. /см.п.3.3.2/,

$K_л$ = 0,584 /см.п.I.3/,

$K_г$ - коэффициент рассеивания напряжений в грунте, принимаемый по графику рис.4.3 Приложения 4 0,63.

$P_л$ = 0,584 х 24,4 + /I - 0,584/ х 24,4 /I-0,63/ = I8,0 т на пог.м.

Расчетная высота лицевой стенки $H_р$ = I3,75 м разбивается на 5 участков равной длины $\frac{13,75}{5}$ = 2,75 м.

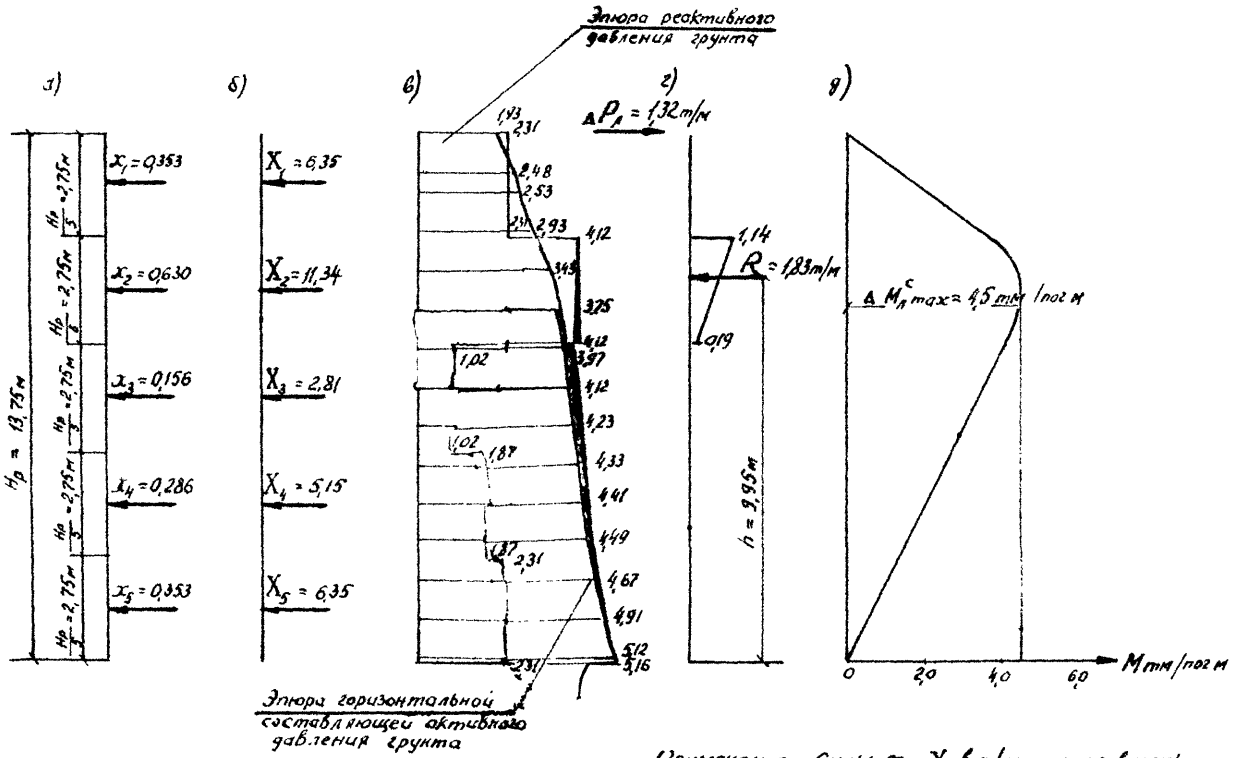
Удельные реактивные силы балки на упругой четверти плоскости от нагрузки в I,0 т. определяются по графику рис.4.4.б. Приложения 4. Значения величин x_i приведены на рис.8.3.а.

Полные реактивные силы X_i равны

$$X_i = x_i P_л .$$

Значения величин X_i приведены на рис.8.3.б.

Интенсивность полного реактивного давления грунта на каждом



Примечание Силы x_i, X_i в т/м, интенсивность давления в т/м².

Рис. 8.3

участке по высоте стенки равна $\frac{X_i}{\frac{H_P}{5}}$.

Эпюра полного реактивного давления грунта и эпюра горизонтальной составляющей активного давления грунта на лицевую стенку показаны на рис.8.3.в.

Расчетная схема стенки для определения дополнительных усилий $\Delta M_Л^c$ и ΔR_H^c вызванных превышением реактивных сил давления грунта над активными, показана на рис.8.3.г.

Сила $\Delta P_Л$, необходимая для реализации эпюры превышения реактивного давления, определяется

$$\Delta P_Л = \frac{R \cdot h}{H_P} = \frac{1,83 \times 9,95}{13,75} = 1,32 \text{ т/пог.м.}$$

Эпюра изгибающих моментов $\Delta M_Л^c$ приведена на рис.8.3.д.

Величина ΔR_H^c равна

$$\Delta R_H^c = R - \Delta P_Л = 1,83 - 1,32 = 0,51 \text{ т/пог.м.}$$

3.3.4. Определение расчетных усилий лицевой стенки.

$$M_Л^P = \frac{M_{Л\,max}}{K_c}(D_Л + \Delta_Л), \quad \text{где}$$

K_c – коэффициент, учитывающий снижение давления грунта на лицевую стенку за счет ее деформации.

Значение K_c принимается в зависимости от отношения приведенной высоты сечения δ к пролету ℓ.

$$\delta = \sqrt[3]{\frac{12 J_Л n}{D_Л + \Delta_Л}} = \sqrt[3]{\frac{3,5 \times 10^6}{12 \times 0,216 \times 3,15 \times 10^6}} = \frac{0,97 \text{ м}}{3,10 + 0,02},$$

$\ell = 12,65$ м,

$$\frac{\delta}{\ell} = \frac{0,97}{12,65} = 0,08, \qquad K_c = 1,2,$$

$\mathcal{D}_л$, $\Delta_л$ - протяженность элемента лицевой стенки по фронту причала и проектный зазор между элементами лицевой стенки.

$$M_л^р = \frac{81,0}{1,2} \ /3,10 + 0,02/ = 210,6 \text{ тм.}$$

Железобетонная предварительно напряженная ребристая панель, армированная арматурой 16 ⌀ 20, имеет момент трещинообразования $M_{тр} = 270,0$ тм.

$$K_{тр} = \frac{270,0}{210,6} = 1,28 > 1,2,$$

$$R_л^р = 1,5\, R_л\, \ell_л,$$

где $\ell_л$ - шаг анкеров лицевой стенки,

$$R_л^р = 1,5 \times 28,2 \times \frac{3,12}{2}\ ^{x/} = 66,0 \text{ т.}$$

4. Определение размеров и расчет устойчивости опорной горизонтальной плиты

4.1. Определение ширины плиты.

Ширина опорной горизонтальной плиты определяется подбором из условия получения равномерной эпюры давления под плитой при воздействии на подошву плиты вертикальных нагрузок и момента от нижней горизонтальной реакции $R_н$.

Предварительно заданная ширина плиты $\mathcal{B}_п = 4,0$ м.

---

x/ Принимается два анкера на лицевую панель.

4.I.I. Определение вертикальных нагрузок /рис.8.4.а/.

$$\sigma^{сил}_{y=н} = \gamma m h_0 + q_0 (1-m) =$$

$$= I,0 \times 0,686 \times II,I4 + 8,86/I-0,686/ = I0,42 \text{ т/м}^2,$$

$$\Delta q_{y=н} = \frac{\Delta q_л}{\lambda_a} = \frac{2,30}{0,28} = 8,2I \text{ т/м}^2,$$

где $\Delta q_л$ принимается по таблице 8.4.

Вес пог.м лицевой панели $Q_л = 9,33$ т/м.

Вес пог.м надстройки от линии кордона до расчетной плоскости лицевой стенки с учетом временной распределенной нагрузки интенсивностью q_1, действующей в этой полосе,

$$Q_н = I6,58 \text{ т/м}.$$

Вес грунта в полосе от расчетной плоскости лицевой стенки до самой стенки

$$Q_{гр} = \Sigma \gamma_i h_i b_{гр} = /I,8 \cdot I,I + I,0 \cdot I2,4/ 0,73 =$$
$$= I0,5 \text{ т/м}.$$

Вес пог.м опорной горизонтальной плиты $Q_{пл} = 3,98$ т/м /$b_п = 4,0$ м/.

Сила трения грунта о лицевую стенку $P_{тр}$ /на пог.м/

$$P_{тр} = 0,5 \left[\Sigma \gamma_i h_i + q_0 - \sigma^{сил}_{y=н} \right] \varkappa =$$
$$= 0,5 \left[I,8 \times 0,5 + I,0 \times I2,4 + 8,86 - I0,42 \right] 2,27 =$$
$$= I3,32 \text{ т/м}.$$

4.I.2. Определение момента от нижней горизонтальной реакции.

$$M = R_н h_в = 27,7 \times 0,75 = 20,8 \text{ тм на пог.м.}$$

4.I.3. Определение ширины плиты.

Расчетная схема нагрузок на подошву плиты приведена на

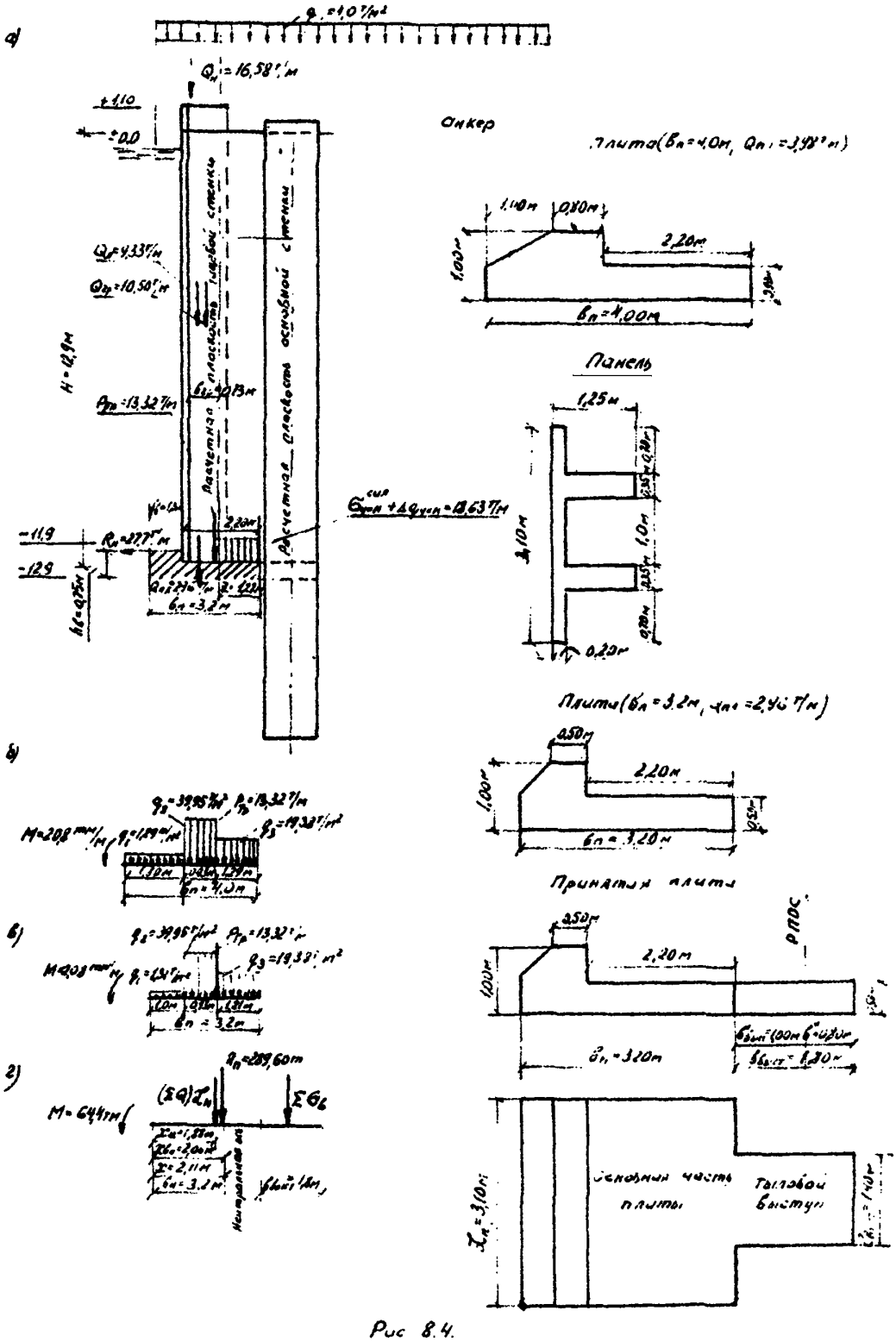

а)
Анкер
Плита
Панель
Плита
Принятая плита
Основная часть плиты
Тыловой выступ
б)
в)
г)

Рис 8.4.

рис.8.4. б. Здесь нагрузки $Q_л$, $Q_н$, $Q_{гр}$ и $Q_{пл}$ заменены равномерно распределенными на соответствующем участке /п.2.3. Указаний 14У/, при этом интенсивность нагрузки от собственного веса плиты взята по 2-м участкам.

Для получения равномерной эпюры давления под плитой нужно, чтобы сумма моментов вертикальных сил с учетом момента от нижней горизонтальной реакции относительно точки 0 / $\frac{в_п}{2}$ / была равна 0.

При ширине плиты $в_п$ = 4,0 м $\Sigma M_0 \neq 0$. Задаемся шириной плиты $в_п$ = 3,2 м за счет укорочения опорного выступа. Вес пог.м. опорной горизонтальной плиты $Q_{пл}$ = 2,96 т/м.

Расчетная схема нагрузок на подошву плиты приведена на рис.8.4.в.

В этом случае $\Sigma M_0 \approx 0$.

Принимается ширина опорной горизонтальной плиты, равная 3,2 м.

4.2. Определение $\sigma_{пр}$.

При равномерной эпюре давления под опорной горизонтальной плитой

$$\sigma_{пр} = \sigma_{max} = \sigma_{min} .$$

Интенсивность давления под плитой определяется

$$\sigma_{пр} = \frac{R}{в_п} ,$$

где R - равнодействующая вертикальных нагрузок, действующих на I пог.м.подошвы опорной горизонтальной плиты /см.рис.8.4.в/.

R = I,3IхI,0 + 39,95х0,93 + I3,32 + I9,38хI,27 = 76,39т/м,

$в_п$ = 3,2 м.

$$\sigma_{пр} = \frac{76,39}{3,2} = 23,87 \text{ т/м}^2 .$$

4.3. Определение устойчивости опорной горизонтальной плиты

Устойчивость опорной горизонтальной плиты проверяется по схеме плоского сдвига по контакту подошвы плиты и каменной постели и вместе с постелью по подошве постели.

4.3.1. Сдвиг по контакту подошвы опорной горизонтальной плиты и каменной постели

$$K_{сдв} R_н \leq q_{пр} b_п f ,$$

где $K_{сдв}$ - коэффициент запаса устойчивости плиты по схеме плоского сдвига, принимаемый по таблице I Указаний I,2,

$R_н$ = 27,7 т/м / см.п.3.3.I /, $q_{пр} = \sigma_{пр} = 23,87 \text{ т/м}^2$,

$b_п$ = 3,2 м,

f - коэффициент трения подошвы плиты по каменной постели, принимаемый равным 0,5 /-ВСН 3-67 ММФ-/.

$K_{сдв} \cdot R_н$ = I,2x27,7 = 33,20 т/м ,

$q_{пр} \cdot b_п \cdot f$ = 23,87x3,2x0,5 = 38,I9 т/м ,

33,20 т/м < 38,I9 т/м .

Условие устойчивости выполнено.

4.3.2. Сдвиг вместе с каменной постелью по подошве постели /рис.8.5/

$$K_{сдв} R_н \leq (q'_{пр} b'_п + G) f_2 + c_ч b'_п + E_p^o ,$$

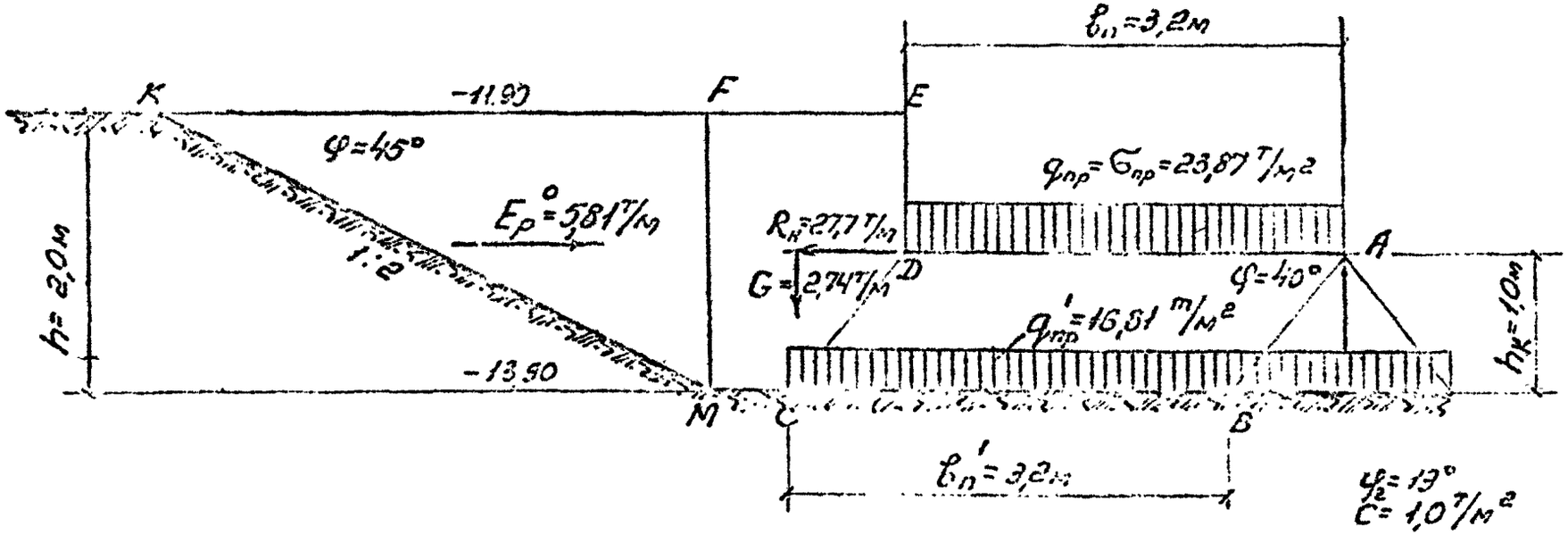

l_n=3,2м
K
-11.90
F
E
φ=45°
$q_{пр}=\sigma_{пр}$=23,87 т/м²
E_p=5,81т/м
R_H=27,7 т/м
A
G=2,74т/м
D
φ=40°
$q'_{пр}$=16,81 т/м²
h=20м
1:2
$h_к$=1,0м
-13.90
M
C
B
l'_n=3,2м
φ_2=13°
C=1,0 т/м²

Рис. 8.5

где $K_{сдв}$ – коэффициент запаса устойчивости плиты по схеме плоского сдвига вместе с каменной постелью, принимаемый по таблице I Указаний I,2.

$R_н$ = 27,7 т/м .

При равномерной эпюре давления под опорной горизонтальной плитой интенсивность пригрузки грунтового основания каменной постели

$$q'_{пр} = \sigma'_{max} = \sigma'_{min} ,$$

$$q'_{пр} = \left(\sigma_{пр} \frac{b_п}{b_п + 2h_к tg\varphi_к} + h_к \gamma_к\right) \leq [\sigma_г] ,$$

Здесь $\sigma_{пр}$ = 23,87 т/м^2,

$b_п$ = 3,2 м,

$h_к$ = I,0 м ,

$\gamma_к$ = I,I5 т/м^3,

$tg\varphi_к = tg\ 40° = 0,839$,

$[\sigma_г]$ = 25,0 т/м^2.

$$q'_{пр} = 23,87 \frac{3,2}{3,2 + 2 \times I,0 \times 0,839} + I,0 \times I,I5 =$$

= I6,8I т/м^2 < [25,0 т/м^2],

$b'_п = b_п$ = 3,2 м,

$G = F_{MFEDC} \cdot \gamma_к$ = 2,38 x I,I5 = 2,74 т/м,.

f_2 - коэффициент трения постели по грунту основания, принимаемый равным $tg\varphi_2 = tg\,19° = 0{,}344$,

$$C_{ч.} = 0{,}5 \times C = 0{,}5 \times 1{,}0 = 0{,}5 \text{ т/м}^2,$$

$$E_p^o = 0{,}5 h^2 \gamma m \frac{1 + m f_2}{m - f_2} + C_{ч.} \frac{h - h_c}{\cos \operatorname{arc} tg\, m},$$

здесь $h = 2{,}0$ м,

$\gamma = 1{,}15$ т/м^2,

$m = \frac{KF}{h} = 2{,}0$

$h_c = 1{,}0$ м.

$$E_p^o = 0{,}5 \times 2{,}0^2 \times 1{,}15 \times 2{,}0 \; \frac{1 + 2{,}0 \times 0{,}344}{2{,}0 - 0{,}344} + 0{,}5 \; \frac{2{,}0 - 1{,}0}{0{,}446} =$$

$= 5{,}81$ т/м,

$$K_{сдв} R_н = 1{,}2 \times 27{,}7 = 33{,}24 \text{ т/м}$$

$$(q'_{пр} b'_п + G) f_2 + C_{ч.} b'_п + E_p^o =$$

$= /16{,}81 \times 3{,}2 + 2{,}74/ 0{,}344 + 0{,}5 \times 3{,}2 + 5{,}81 = 26{,}86$ т/м,

$33{,}24$ т/м $>$ $26{,}86$ т/м.

Условие устойчивости невыполнено.

4.4. Следует применить плиту с тыловым выступом, размещаемым между оболочками, и размерами, указанными на рис.8.4.

4.4.I. Сдвиг вместе с каменной постелью по подошве постели.

$$K_{сдв} R_н \gamma_n \leq (q'_{пр} F' + G\gamma_n) f_2 + C_ч F' + E^{\circ}_p \gamma_n ,$$

где γ_n = 3,I м,

$$q'_{пр} = \frac{\sigma'_{\varphi_2} + \sigma'_в}{2} = \frac{I9,64 + I7,I4}{2} = I8,39 \text{ т/м}^2,$$

/значения величин σ'_φ и $\sigma'_в$ определены ниже/.

$$F' = F = F_п + F_в = b_п \gamma_n + b_{выст.} \ell_{выст.} =$$

$$= 3,2 \times 3,I + I,8 \times I,4 = I2,44 \text{ м}^2.$$

Значения других величин определены в п.4.3.2.

Определение σ'_φ и $\sigma'_в$.

$$\sigma'_{\varphi,в} = \sigma_{\varphi,в} \frac{b_п + b_{выст.}}{b_п + b_{выст} + 2h_к tg\varphi_к} + h_к \gamma_к \leq [\sigma_г],$$

где $\sigma_{\varphi,в} = \frac{R_п}{F_п + F_в} \pm \frac{M_в}{W_i}$,

здесь $R_п = (\Sigma Q)\gamma_n + \Sigma G_2 =$

$$= 76,39 \times 3,I + 52,79 = 289,60 \text{ т.}$$

Значение величины $(\Sigma Q)=R$ определено в п.4.2.

$$\Sigma G_в = (\sigma^{сил}_{y=н} + \Delta q_{y=н}) b'_{выст.} l_{выст.} + (\Sigma \gamma_i h_i + q) b''_{выст.} l_{выст.} +$$

$$+ b_{выст.} l_{выст.} h_{выст.} \gamma_п = /10,42 + 8,21/ \times 1,0 \times 1,40 +$$

$$+ /1,8 \times 0,5 + 1,0 \times 12,4 + 8,86/ \times 0,8 \times 1,40 + 1,80 \times 1,40 \times 0,5 \times 1,5 =$$

$$= 52,79 \text{ т.}$$

Точка приложения суммы вертикальных нагрузок ΣQ, действующих на 1 пог.м подошвы основной части плиты, определяется

$$x_Q = \frac{1,31 \times 1,0 \times 0,5 + 39,95 \times 0,93 \times 1,465 + 13,32 \times 1,93 +}{76,39}$$

$$\frac{+ 19,38 \times 1,27 \times 2,565}{} = 1,88 \text{ м} \quad /\text{см.рис.8.4.в,г/}.$$

Равнодействующая вертикальных нагрузок, действующих на подошву выступа $(\Sigma G_в)$, приложена в центре тылового выступа $\left(\frac{b_{выст.}}{2}\right)$, так как $b'_{выст.} \approx b''_{выст.}$ и вертикальные нагрузки, действующие на эти части, приблизительно равны.

Точка приложения равнодействующей вертикальных нагрузок $R_п$, действующих на подошву опорной горизонтальной плиты с тыловым выступом, определяется с учетом момента от нижней горизонтальной реакции

$$M = R_н \times \mathcal{L}_п \times h_в = 27,7 \times 3,1 \times 0,75 = 64,4 \text{ тм.}$$

$$x_{R_п} = \frac{\Sigma Q \mathcal{L}_п x_Q + \Sigma G_в \left(b_п + \frac{b_{выст}}{2}\right) - M}{R_п} =$$

$$= -\frac{76,39 \times 3,1 \times 1,88 + 52,79 \left/3,2 + -\frac{1,8}{2}\right/ - 64,4}{289,60} = 2,06 \text{ м.}$$

Величины x_Q и $x_{R_п}$ отсчитываются от фасадной грани основной части плиты.

Нейтральная ось подошвы плиты проходит на расстоянии x от фасадной грани основной части плиты

$$x = \frac{\sum F_i x_i}{\sum F_i} = \frac{3,2\times3,1\times1,6 + 1,8\times1,4\,(3,2+0,9)}{3,2\times3,1 + 1,8\times1,4} = 2,11 \text{ м}.$$

Расчетная схема нагрузок на подошву плиты с тыловым выступом приведена на рис.8.4 г.

$$M_e = R_п \times e = 289,6\times0,05 = 14,5 \text{ тм},$$

e - эксцентриситет равнодействующей $R_п$,

$$e = x - x_{R_п} = 2,11 - 2,06 = 0,05 \text{ м},$$

$$W_i = \frac{J}{\ell_i},$$

$$J = \frac{\lambda_п b_п^3}{12} + \lambda_п b_п \left(x - \frac{b_п}{2}\right)^2 +$$

$$+ \frac{\ell_{выст} \cdot b_{выст}^3}{12} + \ell_{выст.} b_{выст.} \left(b_п - x + \frac{b_{выст}}{2}\right)^2 =$$

$$= \frac{3,1\times3,2^3}{12} + 3,1\times3,2\left(2,11 - \frac{3,2}{2}\right)^2 + \frac{1,4\times1,8^3}{12} +$$

$$+ 1,4\times1,8\left(3,2 - 2,11 + \frac{1,8}{2}\right)^2 = 21,70 \text{ м}^4.$$

Момент сопротивления, определяющий напряжения под фасадной гранью основной части плиты,

$$W_ф = \frac{J}{\ell_ф} = \frac{21,70}{2,11} = 10,28 \text{ м}^3.$$

Момент сопротивления, определяющий под напряжение под тыловой гранью выступа,

$$W_в = \frac{J}{\ell_б} = \frac{21,70}{2,89} = 7,51 \text{ м}^3 ,$$

$$\sigma_ф = \frac{289,60}{12,44} + \frac{14,50}{10,28} = 24,69 \text{ т/м}^2 ,$$

$$\sigma_в = \frac{289,60}{12,44} - \frac{14,50}{7,51} = 21,35 \text{ т/м}^2 .$$

Значения других величин, входящих в формулу $\sigma'_{ф,в}$, определены в п.4.3.2.

$$\sigma'_ф = 24,69 \frac{3,2 + 1,8}{3,2 + 1,8 + 21,0 \times 0,839} + 1,0 \times 1,15 =$$

$$= 19,64 \text{ т/м}^2 < \left[25,0 \text{ т/м}^2\right] ,$$

$$\sigma'_в = 21,35 \frac{3,2 + 1,8}{3,2 + 1,8 + 21,0 \times 0,839} + 1,0 \times 1,15 =$$

$$= 17,14 \text{ т/м}^2 < \left[25,0 \text{ т/м}^2\right] .$$

$$K_{сдв} R_н \mathcal{Z}_п = 1,2 \times 27,7 \times 3,1 = 103,04 \text{ т.}$$

$$(q'_{пр} F' + G\mathcal{Z}_п)f_2 + C_ч F' + E^0_р \mathcal{Z}_п =$$

$$= /18,39 \times 12,44 + 2,74 \times 3,1/ 0,344 + 0,5 \times 12,44 + 5,81 \times 3,1 =$$

$$= 105,85 \text{ т,}$$

$$103,04 \text{ т} < 105,85 \text{ т.}$$

Условие устойчивости выполнено.

Принимается плита с тыловым выступом и размерами, указанными на рис.8.4.

4.4.2. Условие устойчивости по контакту подошвы опорной горизонтальной плиты с каменной постелью при плите с тыловым выступом не проверяется, так как оно было выполнено и без выступа /см.п.4.3.I/.

4.5. Определение $\sigma_{пр_п}$.

$$\sigma_{пр_п} = \frac{\sigma_ф + \sigma_т}{2},$$

где $\sigma_ф = 24{,}69$ т/м^2,

$$\sigma_т = \frac{R_п}{F_п + F_в} - \frac{M_в}{W_т},$$

здесь $W_т$ - момент сопротивления, определяющий напряжение под тыловой гранью основной части плиты,

$$W_т = \frac{J}{l_т} = \frac{2I{,}70}{I{,}09} = I9{,}9I \text{ м}^3.$$

Значения других величин определены в п.4.4.I.

$$\sigma_т = \frac{289{,}60}{I2{,}44} - \frac{I4{,}5}{I9{,}9I} = 22{,}55 \text{ т/м}^2,$$

$$\sigma_{пр_п} = \frac{24{,}69 + 22{,}55}{2} = 23{,}62 \text{ т/м}^2.$$

Допустимость полученной неравномерности эпюры давления под опорной горизонтальной плитой проверяется по п.2.3.I4 Указаний Примечание 2.

$\sigma_ф = 24{,}69$ т/м^2,

$\sigma_в = 2I{,}35$ т/м^2.

Значения величин σ_{cp} и $\sigma_{в}$ определены в п.4.4.I.

$$\sigma_{ср} = \frac{\sigma_{ф} + \sigma_{в}}{2} = \frac{24,69 + 21,35}{2} = 23,02 \text{ т/м}$$

$$\frac{\sigma_{ф} - \sigma_{ср}}{\sigma_{ср}} 100 = \frac{24,69 - 23,02}{23,02} 100 = 7,2\% < 20\% .$$

4.6. Высота и армирование опорной горизонтальной плиты подбираются из расчета прочности по величинам нагрузки интенсивностью q на подошву плиты и изгибающего момента $M_{п}$

$$M_{п} = 0,5\, q\, \ell_{в}^{2} ,$$

где $q = \sigma_{пр_{п}} = 23,62 \text{ т/м}^2$,

$\ell_{в} = I,0$ м,

$M_{п} = 0,5 \times 23,62 \times I0^2 = II,8$ тм на пог.м.

5. Расчет общей устойчивости сооружения и определение минимально необходимой глубины погружения основной стенки.

В результате расчета по ВСН 9-69 ММФ устойчивость сооружения при коэффициенте $K_{з} = I,0$ обеспечивается при минимальной глубине погружения основной стенки $t_{р} = 5,0$ м/отм.- I7,9м/.

Исходя из длины выпускаемых звеньев принимается оболочка длиной $\mathcal{L} = 20,0$ м /8м + 8м + 4м/.

С учетом отметки верха оболочки + 0,80 м и принятой длины, глубина ее погружения от подошвы опорной горизонтальной плиты составит $t_{р} = 6,3$ м /отм. - I9,20 м/.

6. Определение нагрузок на основную стенку и ее расчет

6.I. Определение активных нагрузок.

Активные нагрузки, воздействующие на основную стенку на участке выше отметки - I2,4 м,

$$a_o^в = \sigma_{a_o}^{гр} + \sigma_{a_o}^{q} - (\sigma_a^{сил} + \Delta a_л),$$

ниже отметки - I2,4 м,

$$a_o^н = \sigma_{a_o}^{гр} + \sigma_{a_o}^{q},$$

$\sigma_{a_o}^{гр}$ принимается по таблице 8.2.

Ординаты эпюры горизонтальной составляющей давления грунта на основную стенку от расчетных вертикальных нагрузок /с учетом веса грунта в наданкерной части/, расположенных за расчетной плоскостью основной стенки,

$$\sigma_{a_o}^{q} = q\lambda_a \text{ x/} \quad \text{и}$$

$$\sigma_{a_o}^{q} = q\lambda_a(1-\kappa_1) \text{ x/}$$

Результаты подсчетов величины $\sigma_{a_o}^{q}$ приведены в таблице 8.6.

Ординаты эпюры горизонтальной составляющей силосного давления грунта определяются без учета временной нагрузки q_1 на поверхности грунта силосного пространства, т.к. это является худшим случаем для основной стенки.

$$\sigma_a^{сил} = \sigma_y^{сил} \times \lambda_a,$$

$$\sigma_y^{сил} = \gamma' m h_o + q_o(1-m),$$

---

x/ Нагрузки принимаются бесконечными по ширине причала.

Отм. / м /	y / м /	$q_I = 8{,}86$ т/м²; $A_0' = 0$	$q_{II} - q_I = 2{,}0$ т/м²; $A_0^2 = 9{,}35$ м.				$q_{III} - q_{II} = 4{,}0$ т/м²; $A_0^3 = 15{,}35$ м				$\sigma_{a_0}^q$
		$q\lambda_a$	$ctg\,\beta_1$	K_1	$1-K_1$	$q\lambda_a(1-K_1)$	$ctg\,\beta_1$	K_1	$1-K_1$	$q\lambda_a(1-K_1)$	/ т/м² /
+ 0,5	0	2,48	0	I,0	0	0	0	I,0	0	0	2,48
± 0,0	0,5	2,48	0,053	I,0	0	0	0,033	I,0	0	0	2,48
- I,0	I,5	2,48	0,I60	0,997	0,003	0	0,098	0,999	0,00I	0	2,48
- 2,0	2,5	2,48	0,267	0,973	0,027	0,0I	0,I63	0,997	0,003	0	2,49
- 3,0	3,5	2,48	0,374	0,930	0,070	0,04	0,228	0,982	0,0I8	0,02	2,54
- 4,0	4,5	2,48	0,48I	0,870	0,I30	0,07	0,293	0,962	0,038	0,04	2,59
- 5,0	5,5	2,48	0,588	0,798	0,202	0,II	0,358	0,938	0,062	0,07	2,66
- 6,0	6,5	2,48	0,695	0,7I8	0,282	0,I6	0,423	0,905	0,095	0,II	2,75
- 7,0	7,5	2,48	0,802	0,637	0,363	0,20	0,488	0,865	0,I35	0,I5	2,83
- 8,0	8,5	2,48	0,909	0,560	0,440	0,25	0,553	0,820	0,I80	0,20	2,93
- 9,0	9,5	2,48	I,0I6	0,490	0,5I0	0,29	0,6I9	0,775	0,225	0,25	3,02
-I0,0	I0,5	2,48	I,I23	0,425	0,575	0,32	0,684	0,725	0,275	0,3I	3,II
-II,0	II,5	2,48	I,230	0,370	0,630	0,35	0,749	0,678	0,322	0,36	3,I9
-I2,0	I2,5	2,48	I,337	0,322	0,678	0,38	0,8I4	0,629	0,37I	0,42	3,28
-I2,4	I2,5	2,48	I,380	0,305	0,695	0,39	0,840	0,6I0	0,390	0,44	3,3I
-I2,9	I3,4	2,48	I,433	0,285	0,7I5	0,40	0,873	0,585	0,4I5	0,46	3,34
-I2,9	I3,4	3,99	I,433	0,285	0,7I5	0,64	0,873	0,585	0,4I5	0,75	5,38
-I3,9	I4,4	3,99	I,540	0,247	0,753	0,68	0,938	0,540	0,460	0,83	5,50
-I4,9	I5,4	3,99	I,647	0,2I8	0,782	0,70	I,003	0,498	0,502	0,90	5,59
-I5,8	I6,3	3,99	I,743	0,I92	0,808	0,73	I,062	0,46I	0,539	0,97	5,69
-I5,8	I6,3	3,54	I,743	0,I92	0,808	0,65	I,062	0,46I	0,539	0,86	5,05
-I6,8	I7,3	3,54	I,850	0,I70	0,830	0,66	I,I27	0,425	0,575	0,92	5,I2
-I7,8	I8,3	3,54	I,957	0,I50	0,850	0,68	I,I92	0,390	0,6I0	0,98	5,20
-I8,8	I9,3	3,54	2,064	0,I32	0,868	0,69	I,257	0,359	0,64I	I,02	5,25
-I9,2	I9,7	3,54	2,I06	0,I24	0,876	0,70	I,283	0,345	0,655	I,05	5,29

здесь $q_{\text{го}}$ - интенсивность нагрузки на поверхности грунта в силосе, равная $q_{\text{гр}}$ = 4,86 т/м^2,

$\gamma m h_o$ и / 1 - m / принимаются по таблице 8.1.

Величина $\sigma_a^{\text{сил}}$ приведена в таблице 8.7.

$\Delta q_{\text{л}}$ принимается по таблице 8.4.

Суммарная величина $/\sigma_a^{\text{сил}} + \Delta q_{\text{л}}/$ приведена в таблице 8.7.

Суммарная величина q_o приведена в таблице 8.8.

В направлении действия активных сил действует также нижняя горизонтальная реакция R_H = 27,7 т на пог.м., которая прикладывается на уровне подошвы опорной горизонтальной плиты /отм.- 12,9м/ и учитывается уменьшением отпора в зоне действия пригрузки.

6.2. Определение ординат горизонтальной составляющей пассивного давления грунта перед стенкой.

6.2.1. Определение σ_p^q.

$$\sigma_p^q = q_{\text{пр}} \lambda_{pq},$$

где $q_{\text{пр}}$ - интенсивность пригрузки, равная интенсивности давления под плитой $\sigma_{\text{пр}_{\text{п}}}$ /см.п.4.5/,

$\lambda_{pq} = 0{,}9\ \lambda_p = 0{,}9 \times 2{,}71 = 2{,}44$,

$\sigma_p^q = 23{,}62 \times 2{,}44 = 57{,}63$ т/м^2.

Зона распространения влияния пригрузки интенсивностью $q_{\text{пр}}$ определяется по Приложению 3. Указаний.

Таблица 8.7

Отм. / м /	y / м /	$\gamma' m h_0$	$1-m$	$q_0(1-m)$	$\sigma_y^{сил}$	$\sigma_a^{сил}$ /т/м^2/	$\Delta a_л$	$\sigma_a^{сил} + \Delta a_л$ / т/м^2 /
+ 0,5	0	0	I,0	4,86	4,86	I,36	0	I,36
± 0,0	0,5	0,49	0,956	4,65	5,I4	I,44	0,02	I,46
- I,0	I,5	I,40	0,874	4,25	5,65	I,58	0,37	I,95
- 2,0	2,5	2,25	0,798	3,88	6,I3	I,72	0,82	2,54
- 3,0	3,5	3,0I	0,730	3,55	6,56	I,84	I,I0	2,94
- 4,0	4,5	3,7I	0,667	3,24	6,95	I,95	I,28	3,23
- 5,0	5,5	4,36	0,609	2,96	7,32	2,05	I,39	3,44
- 6,0	6,5	4,94	0,557	2,7I	7,65	2,I4	I,46	3,60
- 7,0	7,5	5,46	0,5I0	2,48	7,94	2,22	I,54	3,76
- 8,0	8,5	5,95	0,466	2,26	8,2I	2,30	I,59	3,89
- 9,0	9,5	6,39	0,426	2,07	8,46	2,37	I,65	4,02
-I0,0	I0,5	6,8I	0,389	I,89	8,70	2,44	I,80	4,24
- II,0	II,5	7,I7	0,356	I,73	8,90	2,49	2,02	4,5I
-I2,0	I2,5	7,5I	0,326	I,58	9,09	2,54	2,2I	4,75
-I2,4	I2,9	7,64	0,3I4	I,53	9,I7	2,57	2,30	4,87

Таблица 8.8.

Отм. / м /	y / м /	$\sigma_{a_0}^{гр}$	$\sigma_{a_0}^{q}$	$\sigma_{a_0}^{гр}+\sigma_{a_0}^{q}$	$\sigma_a^{сил}+\Delta q_л$	a_0 / т/м^2 /
+ 0,5	0	0	2,48	2,48	I,36	I,I2
± 0,0	0,5	0,25	2,48	2,73	I,46	I,27
- I,0	I,5	0,53	2,48	3,0I	I,95	I,06
- 2,0	2,5	0,8I	2,49	3,30	2,54	0,76
- 3,0	3,5	I,09	2,54	3,63	2,94	0,69
- 4,0	4,5	I,37	2,59	3,96	3,23	0,73
- 5,0	5,5	I,65	2,66	4,3I	3,44	0,87
- 6,0	6,5	I,93	2,75	4,68	3,60	I,08
- 7,0	7,5	2,2I	2,83	5,04	3,76	I,28
- 8,0	8,5	2,49	2,93	5,42	3,89	I,53
- 9,0	9,5	2,77	3,02	5,79	4,02	I,77
-I0,0	I0,5	3,05	3,II	6,I6	4,24	I,92
-II,0	II,5	3,33	3,I9	6,52	4,5I	2,0I
-I2,0	I2,5	3,6I	3,28	6,89	4,75	2,I4
-I2,4	I2,9	3,72	3,3I	7,03	4,87	2,I6
-I2,4	I2,9	3,72	3,3I	7,03		7,03
-I2,9	I3,4	3,86	3,34	7,20		7,20
-I2,9	I3,4	4,98	5,38	I0,36		I0,36
-I3,9	I4,4	5,43	5,50	I0,93		I0,93
-I4,9	I5,4	5,88	5,59	II,47		II,47
-I5,8	I6,3	6,29	5,69	II,98		II,98
-I5,8	I6,3	4,96	5,05	I0,0I		I0,0I
-I6,8	I7,3	5,36	5,I2	I0,48		I0,48
-I7,8	I8,3	5,76	5,20	I0,96		I0,96
-I8,8	I9,3	6,I6	5,25	II,4I		II,4I
-I9,2	I9,7	6,32	5,29	II,6I		II,6I

$$m_n = 0{,}5\, K_\varphi\, b_n\, tg\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right),$$

где K_φ – коэффициент распространения давления, равный I,3 ,

b_n – ширина основной части опорной горизонтальной плиты.

$$m_n = 0{,}5 \times I{,}3 \times 3{,}2\; tg\left(45^\circ - \frac{I9^\circ}{2}\right) =$$

$$= 0{,}5 \times I{,}3 \times 3{,}2 \times 0{,}7I3 \approx I{,}5 \text{ м.}$$

m_n отсчитывается от подошвы плиты /от отм. – I2,9 м/.

6.2.2. Определение σ_ρ^{zp}.

$$\sigma_\rho^{zp} = \sigma_y^{zp}\, \lambda_\rho + c\lambda_{\rho c},$$

где σ_y^{zp} – вертикальное давление грунта на глубине y ,

y – текущая вертикальная координата, отсчитываемая в пределах зоны распространения влияния пригрузки интенсивностью q_{np} от отметки подошвы плиты /отм. – I2,9 м/ , а ниже от отметки дна /отм, – II,9 м/,

λ_ρ и $\lambda_{\rho c}$ – берутся с учетом ~~кру~~ трения грунта о стенку $(\delta = \varphi)$.

Результаты подсчетов величины σ_ρ^{zp} приведены в таблице 8.9.

6.2.3. Суммарная величина $\sigma_\rho^{zp} + \sigma_\rho^{q}$ приведена в таблице 8.9.

Таблица 8.9.

Отм. /м/	y /м/	$\sigma_y^{гр}$	$\sigma_y^{гр} \times \lambda_p$	$c\lambda_{pc}$	$\sigma_p^{гр}$	σ_p^{q}	$\sigma_p^{гр} + \sigma_p^{q}$ / т/м^2/
- I2,9	0	0	0	0	0	57,63	57,63
- I3,9	I,0	I,0	2,7I	4,I3	6,84	57,63	64,47
- I4,4	I,5	I,5	4,06	4,I3	8,I9	57,63	65,82
- I4,4	2,5	2,5	6,78	4,I3	I0,9I		I0,9I
- I4,9	3,0	3,0	8,I3	4,I3	I2,26		I2,26
- I5,8	3,9	3,9	I0,57	4,I3	I4,70		I4,70
- I5,8	3,9	3,9	I2,83	7,I7	20,00		20,00
- I6,8	4,9	4,9	I6,I2	7,I7	23,29		23,29
- I7,8	5,9	5,9	I9,4I	7,I7	26,58		26,58
- I8,8	6,9	6,9	22,70	7,I7	29,87		29,87
- I9,2	7,3	7,3	24,02	7,I7	3I,I9		3I,I9

6.3. Расчет основной стенки /рис.8,6/.

6.3.I. Определение величин M_o , R_o .

Основная стенка рассчитывается графоаналитическим методом по схеме свободного опирания с приведенной эпюрой отпора перед стенкой при заданной глубине погружения t_p = 6,3 м/отм.- I9,2 м/.

В результате расчета получено:

$M_{o\,max}$ = 47,4 тм на пог.м ,

R_o = 9,5 т на пог.м.

6.3.2. Определение расчетного значения изгибающего момента, действующего на оболочку основной стенки.

$$M_o^p = M_{o\,max}\,(D_o + \Delta_o),$$

где D_o - диаметр оболочки основной стенки,

Δ_o - расстояние между оболочками в свету,

M_o^p = 47,4 /I,6 + I,52/ = I47,9 тм.

Предварительно напряженная оболочка Д = I,6 м / δ = I2 см/, армированная 24 ϕ I8, имеет момент трещинообразования $M_{тр}$ =I85,0 тм.

$$K_{тр} = \frac{I85,0}{I47,9} = I,25 > I,2 .$$

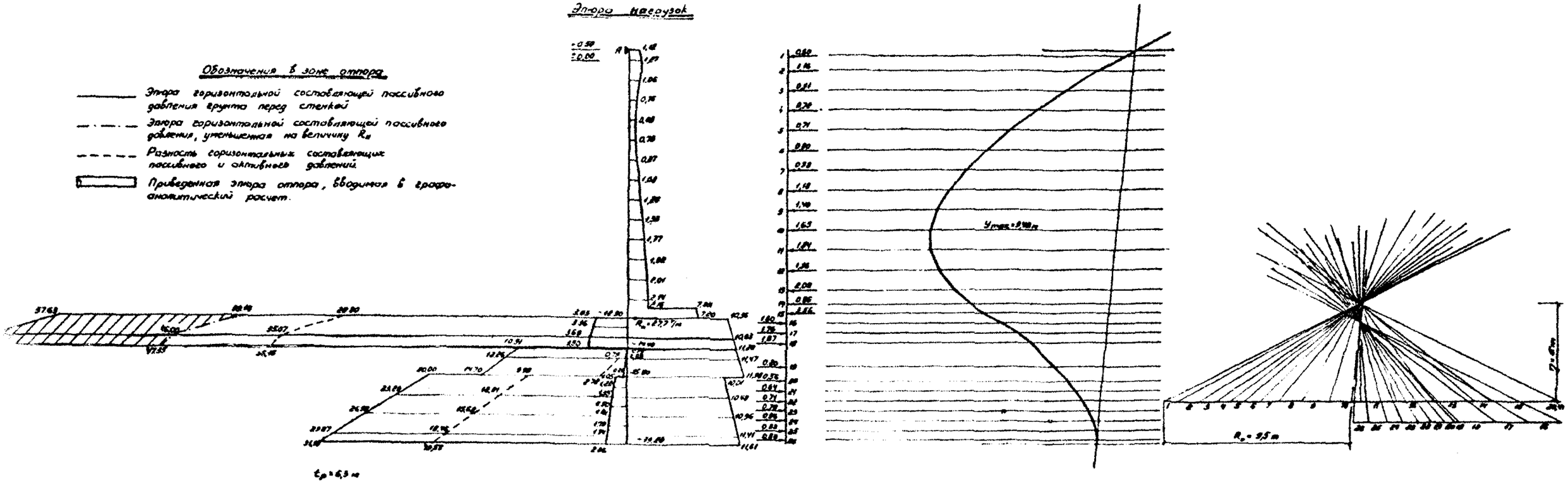
7. Определение усилий для расчета анкеров и анкерующих устройств и их расчет

7.I. Определение расчетного значения анкерного усилия всего сооружения

$$R_a = /I,5\,R_л + I,3\,R_o / \ell_o ,$$

Определение M_0, R_0

Эпюра нагрузок



$t_p = 6{,}3$ м

$M_{0max} = 9{,}49 \cdot 5p = 47{,}47$ т на пог. м

$R_0 = 9{,}5$ т на пог. м.

Примечание. Интенсивность нагрузки в т/м², силы в т.

Рис. 8.6

где ℓ_o - шаг анкеров основной стенки.

$$R_a = /1,5 \cdot 28,2 + 1,3 \cdot 9,5 / \cdot 3,12 = 170,5 \text{ т}$$

Принимается два анкера на оболочку.

7.2. Определение усилий для расчета анкерной стенки.

На прочность

$$R_1 = R_л + R_o = 28,2 + 9,5 = 37,7 \text{ т на пог.м.}$$

На устойчивость

$$R_2 = K_y (R_л + R_o),$$

где K_y - коэффициент запаса устойчивости, принимаемый по таблице I Указаний, 1,50.

$$R_2 = 1,50 \ /28,2 + 9,5/ = 56,5 \text{ т на пог.м.}$$

7.3. Анкерные устройства рассчитываются методами, применяемыми для расчета обычных больверков.

8. Эффективность применения больверка с передней грунтовой пригрузкой

Эффективность новой конструкции может быть оценена снижением величин усилий в основных элементах, приведенных к пог.м.сооружения,

$$\Delta M = \frac{M_{o.б.} - \Sigma M_{б.г.пр.}}{M_{o.б.}} 100 \%,$$

$$\Delta R = \frac{R_{о.б.} - R_{б.г.пр.}}{R_{о.б.}} 100\%,$$

где ΔM – снижение изгибающего момента,

$M_{о.б.}$ – максимальный изгибающий момент в обычном больверке /без передней грунтовой пригрузки/,

$\Sigma M_{б.г.пр.}$ – сумма максимальных изгибающих моментов в лицевой и основной стенках больверка с передней грунтовой пригрузкой,

ΔR – снижение анкерной реакции,

$R_{о.б.}$ – анкерная реакция в обычном больверке,

$R_{б.г.пр}$ – анкерная реакция всего сооружения – больверка с передней грунтовой пригрузкой $/R_л + R_о/$.

$$\Delta M = \frac{219,0 - /81,0 + 47,4/}{219,0} 100 \approx 41\%,$$

$$\Delta R = \frac{48,0 - /28,2 + 9,5/}{48,0} 100 \approx 22\%$$

gost.e-ecolog.ru

Л М Н И И П, Ротатор, зак. № 789, тир. 180 экз.
Подписано в печать 17/IУ-74 г. № М-22556