МИНИСТЕРСТВО МОРСКОГО ФЛОТА

Р Е К О М Е Н Д А Ц И И

ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ И ТЕХНОЛОГИИ СТРОИТЕЛЬСТВА ОГРАДИТЕЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ ИЗ НАБРОСКИ С ЖЕСТКИМ ЭКРАНОМ

РД 31.31.36-85

Ленинград
1986

gost.e-ecolog.ru

РАЗРАБОТАН

Государственным проектно-изыскательским и научно-исследовательским институтом морского транспорта "Союзморниипроект"

Ленинградским филиалом "Ленморниипроект"
Гл.инженер Ленморниипроекта В.А.Фирсов
Начальник сектора стандартизации
- В.Г.Дементьев
Руководитель темы, директор Ленморниипроекта А.Ф.Парфенов
Ответственный исполнитель, гл.специалист, к.т.н. А.К.Кривов

Соисполнитель: ВНИИС Минтрансстроя
Зав.отделом гидротехнических сооружений, докт.техн.наук А.И.Кузнецов

УТВЕРЖДЕН

Распоряжением Государственного проектно-изыскательского и научно-исследовательского института морского транспорта "Союзморниипроект"

№ 9 от 6 февраля 1986 г.

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ И ТЕХНОЛОГИИ СТРОИТЕЛЬСТВА ОГРАДИТЕЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ ИЗ НАБРОСКИ С ЖЕСТКИМ ЭКРАНОМ

РД 3I.3I.36-85

Вводится впервые

Срок введения в действие установлен с I мая I986 г.

Настоящие Рекомендации распространяются на опытное проектирование и строительство вновь возводимых оградительных сооружений из массивовой наброски с жестким экраном, а также на реконструкцию оградительных сооружений типа вертикальной стенки при устройстве перед ней защитной наброски.

Рекомендации содержат указания по расчету, конструированию и технологии строительства сооружений и их элементов,и должны использоваться совместно с указаниями документов, перечисленных в справочном приложении 2 .

I. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

I.I. Поперечное сечение сборужений из наброоки с жестким экраном конструктивно решается в виде традиционного откосного оградительного сооружения с ядром из камня соответствующих размеров и защитным слоем из бетонных массивов, а со стороны гавани - в виде вертикальной стенки, являющейся непроницаемым экраном для волн и наносов (рис.I).

I.2. Набросные сооружения с жестким экраном следует применять в районах с толщиной льда не более I,0 м для глубин на акватории до I2,0 м, при расчетных волнах высотой до 6,0 м и грунтах основания, осадка которых под подошвой экрана при эксплуатации не превышает 0,50 м.

Если стенка экрана используется как причал ,

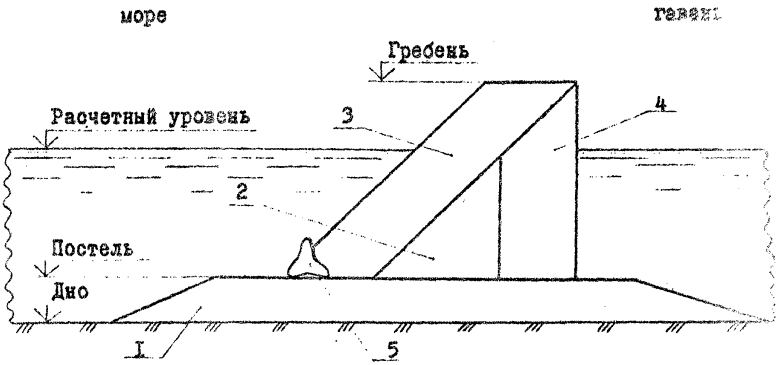


Рис.I. Схема сооружения :
I- каменная постель ; 2- ядро наброски ; 3- защитная наброска ; 4- экран ; 5- упорный тетрапод

то ограничения по осадке необходимо принимать как для причальных сооружений.

1.3. Обеспеченность расчетного уровня должна приниматься не более 5% (1 раз в 20 лет).

1.4. При определении элементов ветровых волн следует принимать обеспеченность расчетного шторма 2% (1 раз в 50 лет), и обеспеченность волн в системе 2%.

1.5. В качестве экрана может быть применено гравитационное или свайное сооружение любой традиционной конструкции, экономическая и технологическая эффективность которой обоснованы.

Рекомендуются облегченные бетонные и железобетонные конструкции экрана ящичного или уголкового типа.

1.6. Головные и корневые участки сооружений следует проектировать, руководствуясь указаниями, разработанными для наброоных оградительных сооружений традиционной конструкции.

1.7. Материалы, применяемые для строительства сооружений должны отвечать требованиям нормативных документов.

2. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ СООРУЖЕНИЙ

2.1. Габариты и конструкция защитной наброски

2.1.1. Габариты защитной наброски определяются отметкой и шириной ее гребня, величины которых назначаются в зависимости от характеристики расчетной волны и отметки расчетного уровня воды (рис. 2).

2.1.2. Возвышение гребня наброски над расчетным уровнем воды следует принимать равным высоте волны ($Z_r = h$).

2.1.3. Ширину гребня наброски b_r следует определять по формуле

$$b_r \cong 0{,}06\,\lambda \quad , \qquad (1)$$

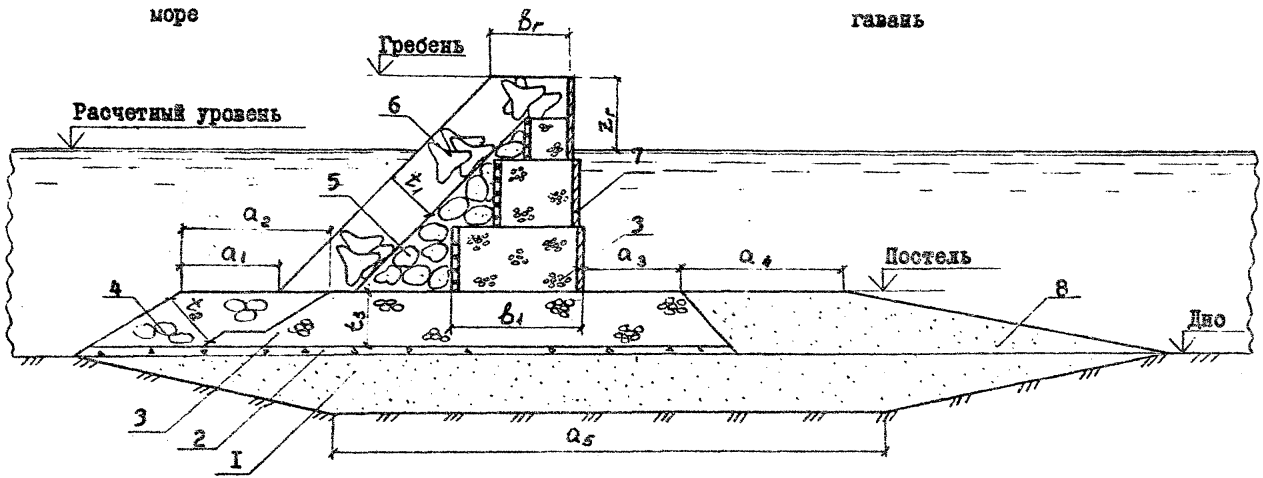


Рис.2. Схема оградительного сооружения :

I- песчаный грунт (замена грунта) ; 2- обратный фильтр (щебень, гравий) ; 3- камень массой 30-100 кг ; 4- камень крупный массой более 800 кг ; 5- камень массой более 1500 кг ; 6- тетраподы ; 7- железобетонные массивы ; 8- песчаный грунт

где λ - длина волны.

Ширина гребня не должна быть менее удвоенного размера отдельного элемента защитного слоя.

2.1.4. Заложение откосов наброски их массивов (обыкновенных и фасонных) следует принимать равным $m_1 = 1$; заложение откоса каменного ядра следует принимать равным $m_1 = 1,25$.

При специальном обосновании допускается увеличивать заложение откосов до $m = 2$.

2.1.5. Для ядра следует применять крупные сортированные камни. Объем каждого камня ядра наброски должен обеспечивать его устойчивость в процессе строительства при воздействии волн с обеспеченностью 10% в режиме и 1% в системе, но по объему не должен быть менее

$$V = K_v \cdot h^3 , \qquad (2)$$

где K_v - коэффициент пропорциональности равный 0,1 м^2;

h - высота волны в м.

При отсутствии камня необходимых размеров допускается для ядра применять обыкновенные массивы или фасонные массивы, предназначенные для защитного слоя.

2.1.6. Для защитного слоя следует применять фасонные массивы-тетраподы или гексабиты. При соответствующем обосновании допускается применение обыкновенных массивов.

2.1.7. При подсчете объемов строительных работ и назначении профиля сооружения пористость наброски следует принимать по данным табл. I (извлечение из СН - 288 - 64 и [I4])

Таблица 1

Наименование элементов наброски	Пористость %
Несортированный камень	41-44
Сортированный камень	44-48
Наброска из массивов двух крупностей	48-50
То же, одной крупности	54-58
Наброска и укладка тетраподов	58-60
Наброска и укладка гексабитов	60-65

2.1.8. Толщину защитного слоя наброски из тетраподов рекомендуется принимать равной их полуторной высоте; из обыкновенных массивов - двойной высоте. Защитное покрытие из гексабитов следует выполнять укладкой их в два слоя. При этом общая толщина защитного покрытия определяется по формуле

$$t_1 = 1{,}63\sqrt[3]{\frac{G}{\gamma}}\ , \qquad (3)$$

где G - масса гексабита в т;

γ - объемная масса бетона.

2.1.9. Рекомендуется в основании защитного покрытия устройство упора из массивов с массой в 1,5 раза большей массы массивов защитного покрытия или из спаренных массивов (массивов, соединенных между собой стальными звеньями) с массой каждого, равной массе массивов защитного покрытия (рис. 1).

2.1.10. При отсутствии размывающего течения, направленного вдоль сооружения, укреплять дно перед постелью сооружения не рекомендуется.

2.2. Конструкция постели сооружения

2.2.1. Основные назначения постели (см.рис. 2) следующие:

а) распределение давлений от экрана и наброски на большую площадь естественного основания;

б) защита естественного основания от размыва;

в) предохранение слабого основания от выноса частиц грунта фильтрационной водой при обжатии основания сооружением;

г) выравнивание дна.

2.2.2. Общая ширина постели назначается с учетом технологии возведения сооружения, принятой конструкции экрана, и обеспечения его устойчивости, что проверяется расчетом.

2.2.3. Размеры берм каменной постели a_1 и a_3 не должны быть менее 2,0 м; размер бермы со стороны гавани a_3 уточняется расчетом устойчивости жесткого экрана.

2.2.4. Отметка верха каменной постели и ее толщина t_3 назначаются, исходя из следующих условий:

а) толщина постели t_3 должна быть не менее 1,5 м, включая обратный фильтр толщиной не менее 0,50 м;

б) в период строительства камень массой 10-100 кг в верхнем слое должен быть устойчивым;

в) при необходимости вблизи экрана со стороны гавани должны быть глубины, позволяющие проходить судам с заданной осадкой.

2.2.5. На бермах и откосах постели со стороны моря отсыпается камень, масса которого определяется из расчета устойчивости его против размыва.

2.2.6. Размер a_2 участка постели, укрепленного крупным каменем, не должен быть менее 4,0 м. Толщина слоя t_2 крупного камня должна быть не менее 2,5 диаметра расчетного камня, приведенного к шару, но не менее 1,0 м.

2.2.7. Уплотнение каменной постели производить не требуется. Равнение постели на участках установки элементов жесткого экрана должно быть тщательное или весьма тщательное (в зависимости от конструкции экрана), на остальных участках - грубое.

2.2.8. При слабых грунтах основания (илах) под слоем обратного фильтра необходимо отсыпать песчаную подушку или производить замену грунта.

2.2.9. Ширина горизонтального участка песчаной присыпки a_4, толщина песчаной подушки или слоя заменяемого грунта t_4 и ширина дна котлована a_5 определяются расчетами устойчивости сооружения.

2.2.10. Предварительно толщина песчаной подушки принимается по данным таблицы 2.

Таблица 2

Давление на песчаную подушку в МПа	Толщина песчаной подушки в м
Менее 0,15	2,5
0,15 ÷ 0,20	2,5 ÷ 3,0
0,25 ÷ 0,30	3,0 ÷ 4,0

2.3. Конструкции жесткого экрана

2.3.1. Общая характеристика конструкций

2.3.1.1. Рекомендуемые конструкции жестких экранов состоят из бетонных и железобетонных пустотелых массивов ящичного типа и имеют горизонтальное членение по высоте, что обеспечивает технологичность их возведения в условиях открытого для волнения побережья.

2.3.1.2. Установка массивов должна быть столбчатой, обеспечивающей малую чувствительность конструкции к возможным осадкам, что свойственно набросным сооружениям.

2.3.1.3. Рекомендуется лицевую стенку (со стороны гавани) жесткого экрана располагать не строго вертикально, а наклоненной к вертикали в сторону внешней акватории на угол $\beta = 2\text{-}3^{\circ}$, за счет наклона поверхности постели или за счет соответствующей формы элементов и способа их установки.

2.3.2. Экран из бетонных и железобетонных пустотелых массивов заполненных камнем

2.3.2.1. Конструкция экрана состоит из столбчатой кладки пустотелых бетонных или железобетонных массивов без днища, тыловая (со стороны наброски) стенка которых делается с перфорацией в размере 30-50%.

Полость массивов заполняется камнем с массой 30-100 кг. (рис. 3 и 4).

2.3.2.2. Пустотелые массивы следует изготовлять из монолитного бетона или из сборных железобетонных элементов.

Все стенки железобетонных массивов и перфорированная тыловая стенка бетонных массивов должны иметь расчетную арматуру.

Допускается конструктивное армирование боковых стенок бетонных массивов.

2.3.2.3. Конструкция верхнего курса массивов назначается с учетом технологических и эксплуатационных требований и может быть решена в виде стенки уголкового или иного профиля.

2.3.2.4. Размеры массивов следует принимать максимальными по допустимым условиям транспортировки и укладки их подъемно-транспортным оборудованием.

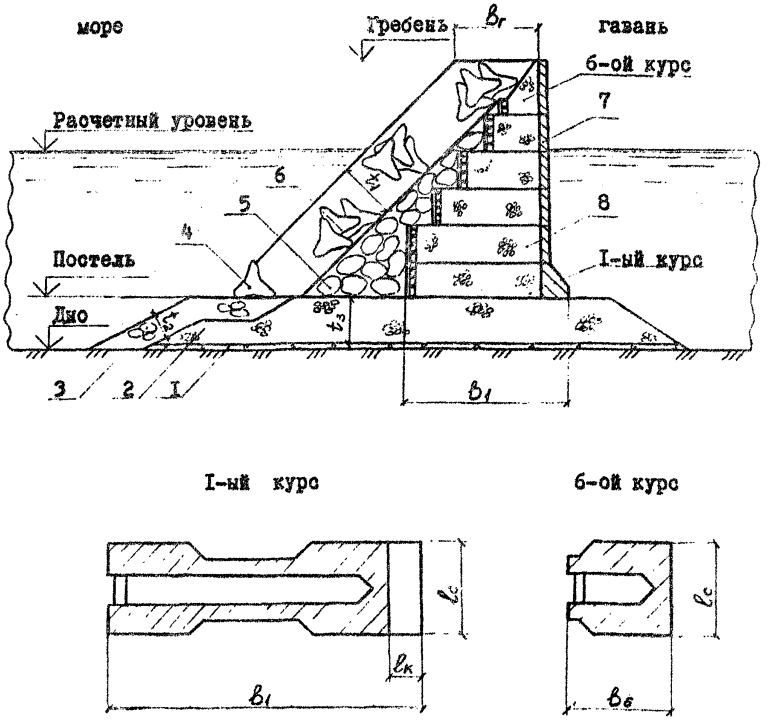


Рис.3. Сооружение с экраном из пустотелых бетонных массивов, заполненных камнем :

I- обратный фильтр (щебень, гравий) ; 2-камень массой 30-100 кг ; 3- камень крупный массой более 800 кг ; 4- упорный тетрапод ; 5- камень массой более 1500 кг ; 6- тетраподы ; 7- железобетонные массивы ; 8- камень заполнения

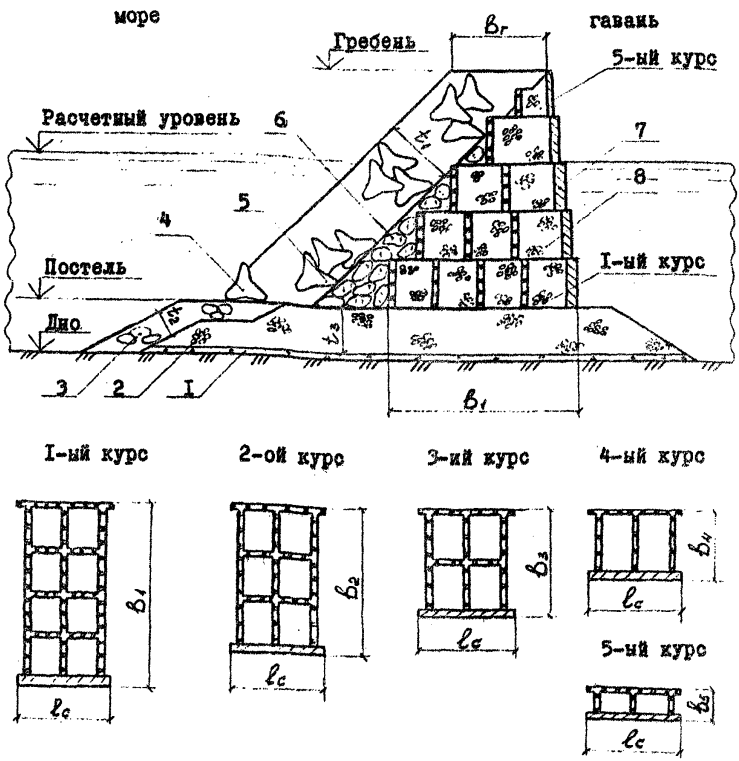


Рис.4. Сооружение с экраном из пустотелых железобетонных массивов, заполненных камнем :

I- обратный фильтр (щебень, гравий) ; 2- камень массой 30-I00 кг ; 3- камень крупный массой более 800 кг ; 4- упорный тетрапод ; 5- тетраподы ; 6- камень массой более I500 кг; 7- железобетонные массивы ; 8- камень заполнения

2.3.2.5. Минимальная толщина стенки пустотелого бетонного массива должна устанавливаться из условий его изготовления и требований долговечности, но должна быть не менее 500 мм. Принятая толщина должна быть проверена расчетом по указаниям РД 31.31.28-81.

Толщина стенок железобетонных пустотелых массивов определяется расчетом, но должна быть не менее 200 мм.

2.3.2.6. Рекомендуется назначать габариты массивов с таким расчетом, чтобы они могли быть изготовлены с применением одной и той же опалубки.

2.3.2.7. Каждый верхний курс железобетонных пустотелых массивов устанавливается на поперечные стенки нижнего курса со сдвижкой в сторону моря на величину, обеспечивающую восприятие сжимающих напряжений в основании массива.

2.3.3. Экран из железобетонных пустотелых массивов с камерой гашения

2.3.3.1. Конструкция экрана состоит из столбчатой кладки пустотелых железобетонных массивов без днища, тыловая (со стороны наброски) стенка которых делается с перфорацией в размере 30÷50% и наклонена к горизонту на угол 45°. Полости массивов остаются незаполненными, образуя камеру гашения для проникающих в них волн (рис. 5).

2.3.3.2. Для обеспечения устойчивости верхние курсы массивов смещены по отношению к нижним массивам в сторону внешней акватории и лицевые стенки нижних массивов служат упорами для верхних массивов.

2.3.3.3. По конструкции верхнего курса массивов руководствоваться указанием п. 2.3.2.3.

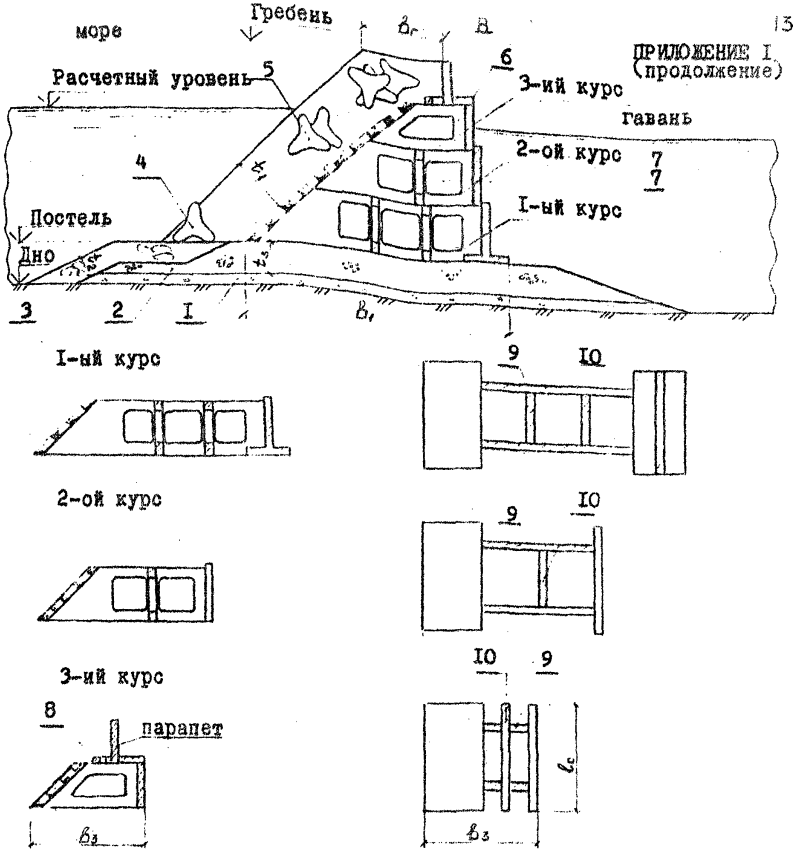


Рис.5. Сооружение с экраном из железобетонных пустотелых массивов с камерой гашения :
I - обратный фильтр (щебень, гравий) ; 2 - камень массой 30-I00 кг ; 3 - камень крупный массой более 960 кг ; 4 - упорный тетрапод ; 5 - тетраподы ; 6 - железобетонный массив ; 7 - камера гашения ;8 - железобетонная балка ; 9 - поперечные стенки-рамы ; IO - рамы-перегородки.

2.3.3.4. При применении экрана этого типа в качестве защитного слоя применяется только укладка фасонных массивов. Пример применения железобетонного экрана с камерой гашения приведен в рекомендуемом приложении I.

3. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЕТУ СООРУЖЕНИЙ

3.1. Состав расчетов

3.1.1. Сооружение и его элементы следует рассчитывать на воздействие следующих внешних сил:

а) давление и размывающее действие волны;

б) давление льда;

в) давление материала наброски;

г) навал судов или швартовные нагрузки;

д) собственный вес сооружения.

Конструкция жесткого экрана должна быть рассчитана на эксплатационный и строительный случаи.

3.1.2. При проектировании набросных оградительных сооружени с жестким экраном должны быть выполнены следующие расчеты:

а) расчет общей устойчивости всего набросного сооружения совместно с жестким экраном и постелью на глубинный сдвиг - скольжение по круглоцилиндрической поверхности;

б) расчет общей устойчивости жесткого экрана на скольжение по поверхности постели и на поворот вокруг переднего ребра;

в) расчет общей устойчивости жесткого экрана на глубинный сдвиг - скольжение по круглоцилиндрической поверхности или по ломаным поверхностям;

г) расчет напряжений в основании сооружения;

д) расчет устойчивости элементов наброски;

е) расчет прочности элементов конструкции жесткого экрана;

ж) при наличии в основании слабых сжимаемых грунтов необходимо выполнить расчет осадки сооружения во времени.

3.2. Нагрузки и воздействия

3.2.1. Ординаты эпюры горизонтального давления волны на вертикальный жесткий экран, защищенный наброской массивов, определяются по формуле

$$p_{вх} = K_c \cdot p_c \quad , \tag{4}$$

где K_c – коэффициент снижения для стоячих волн $K_c = 0,6$; для разбитых волн $K_c = 0,5$;

p_c – ордината давления, определяемая по рекомендациям СНиП 2.06.04-82, как для стоячих или разбитых волн (в зависимости от величины отношения глубины воды над бермой сооружения $d_{вг}$ к высоте волны h).

Полное горизонтальное давление волны $P_{вх}$ равно

$$P_{вх} = A_{рвх} \quad , \tag{5}$$

где $A_{рвх}$ – площадь эпюры горизонтального давления волны на вертикальный жесткий экран.

Такая же величина горизонтального волнового давления принимается действующей на вертикальную расчетную плоскость при расчете устойчивости жесткого экрана.

3.2.2. На конструкцию основания жесткого экрана уголкового типа без камеры гашения необходимо учитывать дополнительную нагрузку от вертикального давления волны $P_{вц}$, которая принимается распределенной равномерно по ширине основания конструкции экрана.

С учетом взвешивающего давления интенсивность нагрузки определяется по формуле

$$q_в = \frac{0.3\, K_{пл} \cdot P_{вх}}{B_1} \quad , \qquad (6)$$

где B_1 – ширина основания конструкции жесткого экрана;

$K_{пл}$ – коэффициент полноты конструкции основания жесткого экрана.

Величина коэффициента полноты определяется по формуле

$$K_{пл} = 1 - \frac{A\,\%}{100} \quad , \qquad (7)$$

где $A\,\%$ – процент перфорации плиты основания экрана, но не более процента пустот каменного ядра, расположенного в границах основания экрана.

3.2.3. На защищенную наброской фигурных массивов наклонную плиту конструкции жесткого экрана с камерой гашения ординаты эпюры давления волны определяются по формулам:

ординаты горизонтальной составляющей давления

$$P_{вхн} = K_c \cdot K_{пл} \cdot P_c \cdot \sin\alpha \quad , \qquad (8)$$

ординаты вертикальной составляющей давления

$$P_{вун} = K_c \cdot K_{пл} \cdot P_c \cdot \cos\alpha \quad , \qquad (9)$$

где P_c – ордината эпюры горизонтального волнового давления на вертикальный экран;

α – угол наклона стенки к горизонту.

3.2.4. Горизонтальное и вертикальное давление льда на откос сооружения с морской стороны определяется по указаниям СНиП 2.06.04-82 и "Руководства" к СНиП II-57-75 [12] для сооружений

откосного профиля, принимая коэффициент податливости грунта K_2 равным 3.

3.2.5. Давление льда на вертикальную стенку экрана со стороны гавани следует определять по указаниям СНиП 2.06.04-82.

3.2.6. Вертикальное давление наброски принимается как вес элементов наброски (с учетом их взвешивания ниже расчетного уровня воды), приходящийся на единицу площади. Процент пустот в наброске принимается по рекомендации п. 2.1.6 (табл. 1).

3.2.7. Расчетное значение горизонтального активного давления наброски Q_a на вертикальный экран или на вертикальную расчетную плоскость определяется по формуле

$$Q_a = \frac{1}{2} H^2 \gamma \cdot \lambda_a \cdot \gamma_c \quad , \qquad (10)$$

где H - высота расчетной плоскости;

γ - объемная масса наброски (средневзвешенная);

λ_a - коэффициент активного давления наброски, принимаемый равным $\lambda_a = 0,17$;

γ_c - коэффициент условий работы, принимаемый по данным таблицы 3.

Таблица 3

Материал наброски	Коэффициент условия работы γ_c	
	Статическое давление	Совместное давление
Камень	1,0	1,0
Обыкновенные массивы	2,4 2,1	1,64 1,12
Тетраподы	2,17	0,79
Гексабиты	1,62	0,72

ПРИМЕЧАНИЯ: 1. Статическое давление - давление только наброски при отсутствии волнения или

давление наброски и льда. Совместное давление - одновременное давление наброски и волны.

2. В числителе - для массивов с массой 4,5 т; в знаменателе - для массивов с массой 12,0 т. При других значениях массы массивов коэффициент γ_c принимается по интерполяции или по крайним значениям.

Если расчетная вертикальная плоскость пересекает откос наброски, то величину горизонтального активного давления Q_a на эту плоскость (участок I-2, рис.6) следует определять по формуле

$$Q_a = 0{,}414 \cdot G \cdot \gamma_c \quad , \qquad (11)$$

где G - вес призмы обрушения в объеме контура I-2-3.

3.3. Методы расчета устойчивости сооружения

3.3.1. Расчет устойчивости сооружения следует производить, исходя из требований главы СНиП по проектированию оснований гидротехнических сооружений, выполняя основное ее условие

$$\gamma_{ec} \cdot F \leq \frac{\gamma_{cy}}{\gamma_n} \cdot R \quad , \qquad (12)$$

где F и R - расчетные значения сдвигающих сил и сил предельного сопротивления грунта сдвигу;

γ_{ec} - коэффициент сочетания нагрузок, принимаемый согласно требованиям главы СНиП по основным положениям проектирования гидротехнических сооружений;

γ_{cy} - коэффициент условий работы , принимаемый по таблице 4.

Таблица 4

Характер потери устойчивости	Коэф.условий работы γ_{cy}
Сдвиг по плоскости и глубинный сдвиг по ломаным (фиксированным) поверхностям	I,0
Глубинный сдвиг по круглоцилиндрическим поверхностям (при расчете по методу Крея-Терцаги)	I.2
Опрокидывание вокруг ребра вращения	0.75

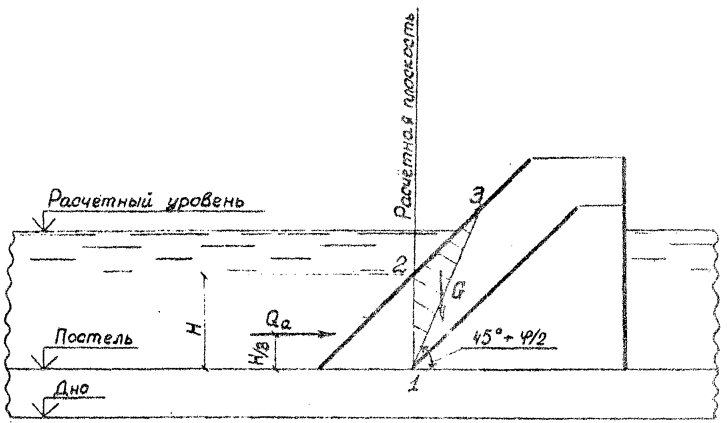


Рис.6. Схема определения активного давления наброски на расчетную плоскость, пересекающую откос наброски.

γ_n – коэффициент надежности сооружения по ответственности, который для сооружений I класса принимается равным 1,25, а II класса – 1,2.

ПРИМЕЧАНИЕ. В соответствии с Приложением 6 главы СНиП на проектирование оснований гидротехнических сооружений при определении F и R для оценки устойчивости сооружения на глубинный сдвиг по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения коэффициенты надежности по нагрузке, грунту и материалу следует принимать равным 1,0.

3.3.2. Общая устойчивость сооружения проверяется на действие наиболее неблагоприятного сочетания активных сил методом Крея-Терцаги (по круглоцилиндрическим поверхностям).

При этом рассматривается возможность потери устойчивости сооружения как в сторону гавани, так и в сторону моря (рис. 7). По результатам этих расчетов устанавливаются общие габариты сооружения и необходимый объем замены грунта.

3.3.3. Устойчивость жесткого экрана проверяется на скольжение по поверхности каменной постели, на скольжение совместно с постелью по поверхности грунта, на глубинный сдвиг и на поворот вокруг ребра (рис. 8).

Расчеты устойчивости экрана на скольжение по поверхности постели и по грунту совместно с постелью, а также на поворот вокруг переднего ребра следует производить по указаниям РД 31.31.27-81.

3.3.4. Расчет экрана на глубинный сдвиг производится после приведения основания жесткого экрана к фундаменту, расположенному на уровне подошвы каменной постели и имеющему ширину (см. рис. 8).

Ширина приведенного фундамента определяется по формулам:

$$B_2^* = \frac{2}{3} L \frac{\sigma_B + 2\sigma_A}{\sigma_B + \sigma_H} ; \qquad (13)$$

$$L = \ell + 2t_3 ; \qquad (14)$$

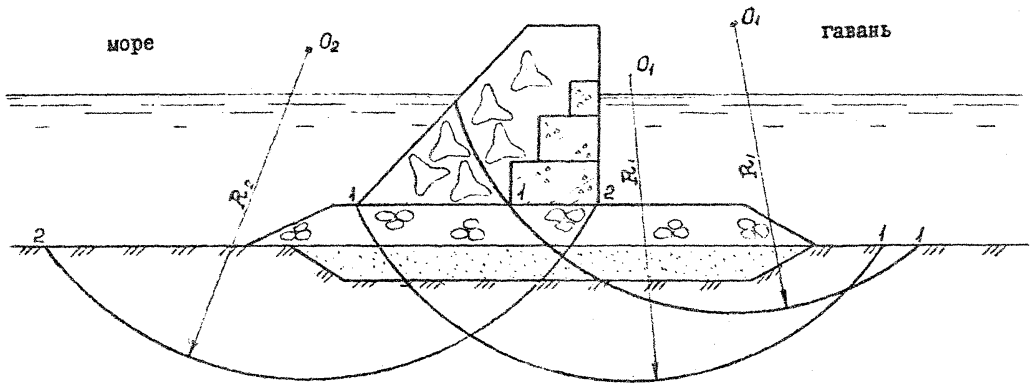


Рис.7. Схема расчета общей устойчивости сооружения по круглоцилиндрическим поверхностям :

I-I – поверхности сдвига в сторону гавани ; 2-2 – поверхность сдвига в сторону моря

$$\ell = 3a_R \leq B_1 \quad , \tag{15}$$

где a_R – расстояние от края основания экрана до точки приложения равнодействующей;

$t_з$ – толщина каменной постели.

Приведенные нормальные напряжения в точках А и В определяются по формулам:

$$\sigma_A = \sigma_{min} \frac{\ell}{L} + \gamma t_з \quad , \tag{16}$$

$$\sigma_B = \sigma_{max} \frac{\ell}{L} + \gamma t_з \quad , \tag{17}$$

Для обеспечения надежной работы сооружения по условию прочности основания должно быть выполнено условие

$$\sigma \leq R \quad , \tag{18}$$

где σ – максимальное нормальное напряжение на поверхности каменной постели или на поверхности грунта;

R – расчетное сопротивление грунта основания, которое определяется в соответствии с указаниями СНиП 2.02.02-85; для каменной постели допускается пользоваться указаниями Приложения 4 СНиП 2.02.02-85.

Величина приведенной вертикальной силы, действующей на фундамент, равна

$$\begin{aligned} F^* &= F + \gamma \cdot t_з \cdot L \\ Q^* &= Q \end{aligned} \quad , \tag{19}$$

Устойчивость приведенного фундамента на глубинный сдвиг проверяется одним из принятых методов: по круглоцилиндрической поверхности - методом Крея-Терцаги; по ломаным поверхностям - методом Маслова-Берера или методом ВНИИГ"а.

При этом учитывается профиль грунта и постели правее линии В-Г (см.рис. 8).

Осадка сооружения в результате уплотнения грунтов основания определяется по указаниям СНиП П-50-74, принимая расчетную ширину основания сооружения равной b_2^*, а нагрузку на основание

$$q = \frac{F^*}{b_2^*} = \sigma_{пр}. \qquad (20)$$

3.3.5. Масса массивов защитного покрытия наброски и масса камней, крепления откоса постели со стороны моря определяются по указаниям СНиП 2.06.04-82, с учетом коэффициента надежности $K_н = 1,2$.

3.3.6. При действии стоячих волн скорость (в м/сек.) на поверхности горизонтального участка каменной постели со стороны наброски, необходимую для оценки устойчивости камней верхнего слоя постели, следует определять по формуле

$$V_{max} = \frac{K \cdot K_{se} \cdot \pi \cdot h}{\sqrt{\frac{\pi}{g} \cdot \lambda \cdot Sh \frac{4\pi}{\lambda} \cdot d_в}}, \qquad (21)$$

где K - коэффициент отражения, равный 1,3;

Значения остальных символов в формуле по данным СНиП 2.06.04-82.

При действии разбитых или прибойных волн для оценки устойчивости каменей постели следует производить модельные исследования.

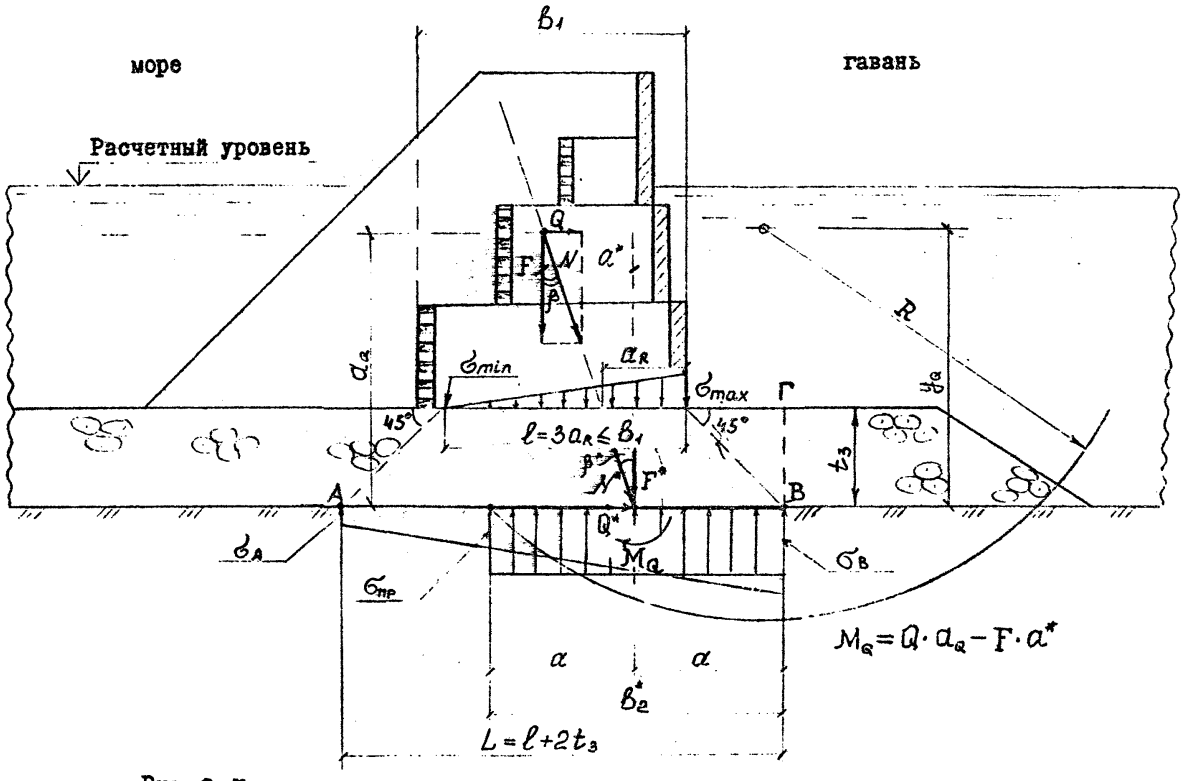


Рис. 6. К расчету устойчивости жесткого экрана

3.3.7. Массу каменей (в т), обеспечивающую их устойчивость на поверхности постели, следует определять по формуле

$$m_к = 0{,}000048 \frac{\rho_m \cdot v_{max}^6}{(\rho_m - 1)^3}, \qquad (22)$$

где ρ_m - плотность материала камня в т/м^3.

3.3.8. Расчеты прочности элементов конструкции выполняются на действие активных сил, перечисленных в п. 3.3.1 по указаниям действующих нормативных документов.

При расчете прочности учитываются коэффициенты надежности по нагрузке по данным СНиП 2.06.01 -86 .

3.3.9. Расчеты на строительный случай должны учитывать принятую технологическую схему производства работ по возведению сооружения.

4. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ТЕХНОЛОГИИ СТРОИТЕЛЬСТВА СООРУЖЕНИЙ

4.1. При производстве и приемке работ по возведению сооружений из наброски с жестким экраном следует руководствоваться основными указаниями, разработанными для набросных сооружений (ВСН - 34/УП-60) и для сооружений из обыкновенных массивов (ВСН - 34/У - 75).

4.2. При применении свайных или уголковых конструкций жестких экранов технология возведения их должна отвечать требованиям, предъявляемым к подобным сооружениям соответствующими правилами.

4.3. При наличии в основании сооружения слабых грунтов и необходимости устройства песчаной подушки последняя отсыпается

из чистого мелкозернистого песка слоями, толщиной не более 0,50 м.

Отсыпанную песчаную подушку рекомендуется выдержать в течение времени не менее одного штормового сезона.

4.4. Бетонирование пустотелых бетонных массивов жесткого экрана должно выполняться без перерыва; строительные швы не допускаются. Железобетонные элементы передней стенки массива могут изготавливаться отдельно и омоноличиваться с боковыми стенками при бетонировании массива.

4.5. Сетки железобетонных массивов ящичного типа изготавливаются раздельно на вибростолах и монтируются в ящик с помощью омоноличивания угловых сопряжений или сваркой закладных частей.

4.6. Монтаж железобетонных массивов, а также бетонирование бетонных пустотелых массивов большой массы рекомендуется производить на площадках вблизи причала, с которого их может взять плавучий кран.

4.7. Подъем и установку массивов рекомендуется выполнять с помощью подъемных рымов с применением траверсы или без нее.

4.8. Бетонные пустотелые массивы должны устанавливаться на весьма тщательно выровненную поверхность постели.

Железобетонные массивы устанавливаются на тщательно выровненную постель и только в пределах ширины лицевой опорной плиты железобетонных массивов делается весьма тщательное равнение постели.

4.9. Ширина вертикальных швов между массивами не должна превышать минимальный размер каменного заполнения их полости. При ширине вертикальных швов более 10 см их следует перекрывать железобетонными элементами.

Возведение сооружения рекомендуется производить этапами (см. рис. 9), включающими установку элементов жесткого экрана каж-

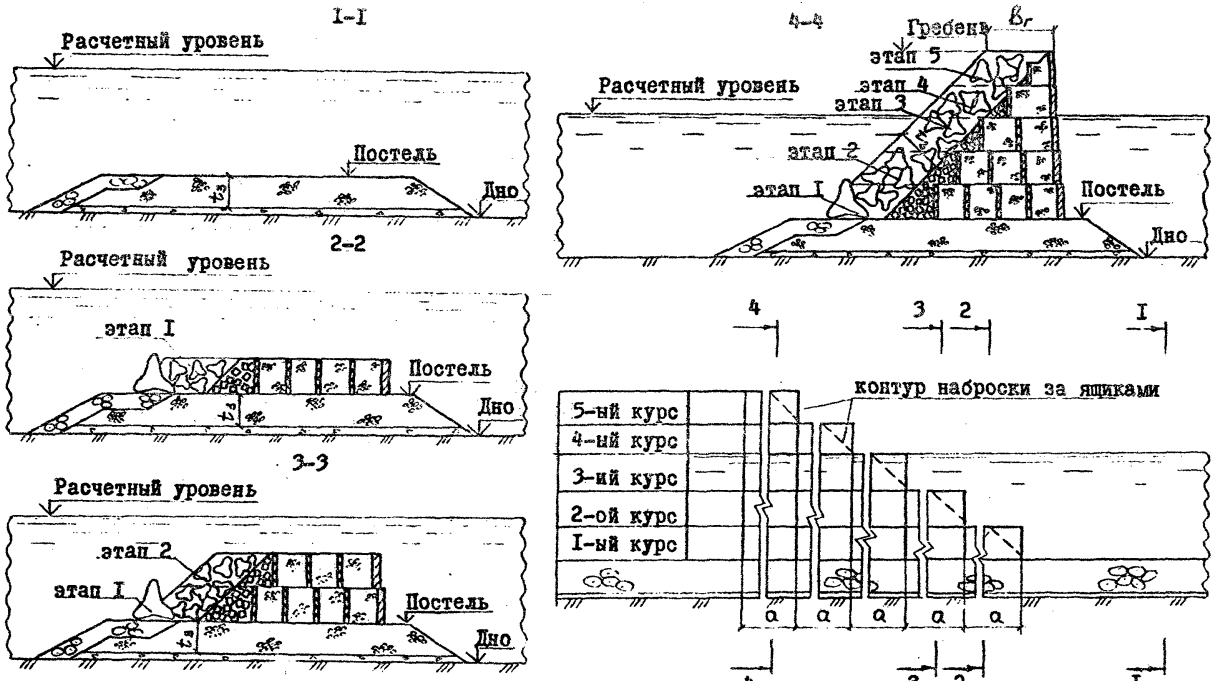


Рис. 9 . Последовательность производства работ

дого курса и наброску камня и защитных массивов до верха установленных элементов.

Работы каждого этапа следует выполнять захватками с опережением работ последующего этапа по фронту сооружения не более, чем на 30-50 м. Каменную постель допускается отсыпать на всем протяжении сооружения.

Руководитель темы,
директор Ленморниипроекта А.Ф.Парфёнов

Ответственный исполнитель,
главный специалист НИОГС,
к.т.н. А.К.Кривов

Заведующий научно-исследовательским
отделом гидротехнических сооружений,
к.т.н. Ф.А.Маргиненко

Нач.сектора стандартизации
и метрологии В.Г.Дементьев

Нормоконтролёр Л.А.Уваров

Соисполнитель
ЦНИИС Минтрансстроя
Зав.отделом гидротехнических
сооружений, к.т.н. профессор А.И.Кузнецов

ПРИЛОЖЕНИЕ I
(рекомендуемое)

П Р И М Е Р

расчета и конструирования оградительного сооружения из наброски с жестким экраном в виде железобетонного пустотелого массива с камерой гашения (рис.I0)

В примере дана принципиальная конструкция сооружения, приведены расчеты по определению нагрузок от волновых и ледовых воздействий на сооружение и его элементы и расчеты общей устойчивости сооружения, определяющие его габариты.

По расчетам прочности элементов конструкции даны только общие указания, т.к. эти расчеты не отличаются от обычных расчетов инженерных сооружений.

I. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

Класс капитальности - П.

Сооружение находится в мелководной зоне Балтийского моря.

I.I. Параметры волн

а) эксплуатационный период

h = 3,0 м; λ = 58,0 м; T = 7 с;

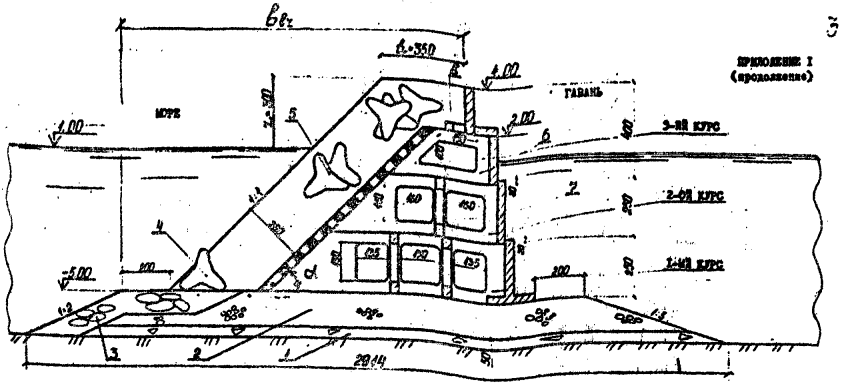
б) строительный период

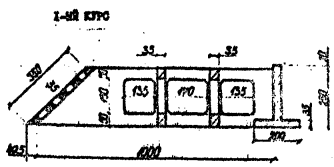
h = 2,0 м; λ = 30,0 м.

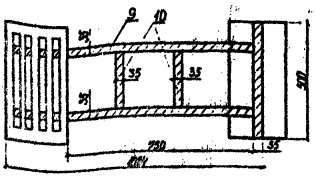
I.2. Максимальная толщина льда I% обеспеченности h = 0,42 м; коэффициент торосистости $K_т$ = I,3.

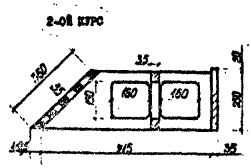
I.3. Отметка расчетного горизонта воды + I,0 м; отметка дна минус 7,0 м.

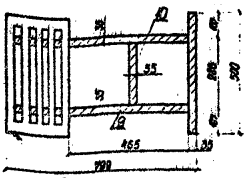
I.4. Грунт основания - песчаный

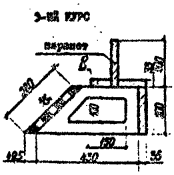












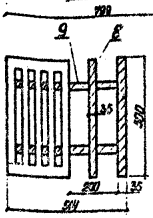


Рис.IO. Сооружение с экраном из железобетонных пустотелых массивов с камерой гашения (размеры в см) :

I-обратный фильтр (щебень, гравий) ; 2-камень массой 30-100 кг ; 3-камень массой более 980 кг ; 4-упорный тетрапод ; 5-тетраподы ; 6-железобетонные массивы ; 7-камера гашения ; 8-железобетонная балка ; 9-поперечные стенки-рамы ; IO-рамы-перегородки

$\varphi = 30^0$; $\gamma_{н.в.} = 17 \frac{кН}{м^3}$

$\gamma_{н.в.} = 10 \frac{кН}{м^3}$

$c = 0$.

I.5. Материал наброски: фигурные массивы - тетраподы.

I.6. Коэффициент полноты наклонной и поперечных стенок сооружения $K_{пл} = 0,7$.

2. ГАБАРИТЫ ЗАЩИТНОЙ НАБРОСКИ

$z_r = h = 3,0$ м;

$b_r = 0,06 \cdot \lambda = 0,06 \cdot 58 = 3,48 \approx 3,5$ м

Угол наклона плиты камеры гашения и откоса наброски к горизонту $\alpha = 45^0$.

3. МАССА ЭЛЕМЕНТОВ НАБРОСКИ И ПОСТЕЛИ

Массивы принимаем одного размера для всех глубин. Массу их определяем по наиболее неблагоприятному условию, когда $z < 0,7h$ по СНиП 2.06.04-82.

3.I. Масса тетраподов

$$m = \frac{K_{dz} \cdot \rho_m \cdot h^3 \bar{\lambda}}{\left(\frac{\rho_m}{\rho} - 1\right)^3 \sqrt{1 + ctg^3 \varphi}} = \frac{0,08 \cdot 2,4 \cdot 3^3 \cdot 58}{\left(\frac{2,4}{1} - 1\right)^3 \sqrt{1 + 1^3}} = 2,58 \text{ т}$$

С учетом коэффициента надежности для сооружений II класса $K_н = 1,2$ (См.СНиП II-50-74 п.3.2)

$$m_r = 1,2 \times 2,58 = 3,10 \text{ т}$$

Принимаем по ГОСТ"у 20425-75 тетраподы Т-3, которые имеют массу 3,0 тонны и максимальный размер H = I,70 м.

Толщину слоя тетраподов принимаем по указанию СН 288-64 (п.6.22) равной $t_r = 1,5H \approx 2,60$ м.

ПРИЛОЖЕНИЕ I
(продолжение)

3.2. Масса камня на откосе постели при $ctg\,\alpha = 2$

$$m = \frac{0,025 \cdot 2,4 \cdot 3^2 \cdot 58}{\left(\frac{2,4}{1} - 1\right)^3 \sqrt{1+2^3}} = 3,8 \text{ т}$$

при $\bar{x}$ = 6 м на отметке – 5,000 м по СНиП 2.06.04-82

$$m_z = m e^{-\left(\frac{7,5 \bar{x}^2}{h \lambda}\right)} = 3,8 \cdot e^{-\left(\frac{7,5 \cdot 6^2}{3 \cdot 58}\right)} = 0,8 \text{ т}$$

С учетом $K_п$ = I,2 масса камня принимается равной

$$m_z = \text{I,2} \times 0,8 = 0,96 \text{ т}$$

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДЕЙСТВУЮЩИХ СИЛ

4.I. Давление волны (см. СНиП 2.06.04-82)

4.I.I. Эксплуатационный случай

$d_б$ = 8,0 м > I,5 h = I,5 · 3 = 4,5 м

$d_{б2}$ = 6,0 м > I,25 h = I,25 · 3 = 3,75 м

При $\frac{d_{б2}}{\lambda} \cong \frac{\text{II}}{58} = 0,I9$; $\frac{d_f}{d_б} = \frac{6}{8} = 0,75$ находим по рис.2 СНиП"а $K_{бг}$ = 0,47.

Расчетная глубина по формуле (I) СНиП"а

$$d = d_f + k_{бг}(d_б - d_f) = 6,0 + 0,47(8,0 - 6,0) = 6,94 \approx 7,0 \text{ м}$$

Волновое число

$$k = \frac{2\pi}{\lambda} = \frac{2\pi}{58} = 0,108$$

Возвышение свободной волновой поверхности по формуле (2) СНиП"а

$$\eta = -h \cdot \cos \omega t - \frac{kh^2}{2} cth\, kd \cos^2 \omega t \quad (2)$$

$$\eta = -3,0\,(+1) - \frac{0,108 \cdot 3,0^2}{2} \cdot cth\,(0,108 \cdot 7)(+1)^2 =$$

$$= -3,75 \text{ м}$$

ПРИЛОЖЕНИЕ I
(продолжение)

Ординаты эпюры горизонтального волнового давления на сплошную вертикальную плоскость вычисляем в соответствии с указаниями п.I.4 СНиП"а.

Значение коэффициентов $K_2 - K_5$, $K_8 - K_9$ определяем по графикам рис.3, 4, 5 предварительно вычислив крутизну волны.

$$\frac{h}{\lambda} = \frac{3}{58} = 0{,}052$$

$$\frac{\lambda}{d} = \frac{58}{7} = 8{,}286$$

Значение ординат P_c эпюры волнового давления определяем по формулам таблицы I СНиП"а

$$p_{ci} = K_i \rho g h$$

Результаты расчетов сведены в табл.5 (см.также рис.IIа)

Таблица 5

№ точек	Заглубление точек, Z м	Значение коэффициентов K_i		Значение волнового давления p_{ci} кПа
I	-3,76	-	-	
2	0	K_2	0,95	28,5
3	I,75	K_3	0,75	22,5
4	3,5	K_4	0,67	20,I
5	7,0	K_5	0,62	I8,6
6	на отм.-5,0	-	-	I9,0

Площадь эпюры горизонтального волнового давления на сплошную вертикальную плоскость $A_{гж} \approx$ I84,0 кН/п.м.

Ординаты эпюры горизонтального волнового давления на сплошной вертикальный экран, защищенный наклонной перфорированной плитой к

ПРИЛОЖЕНИЕ I
(продолжение)

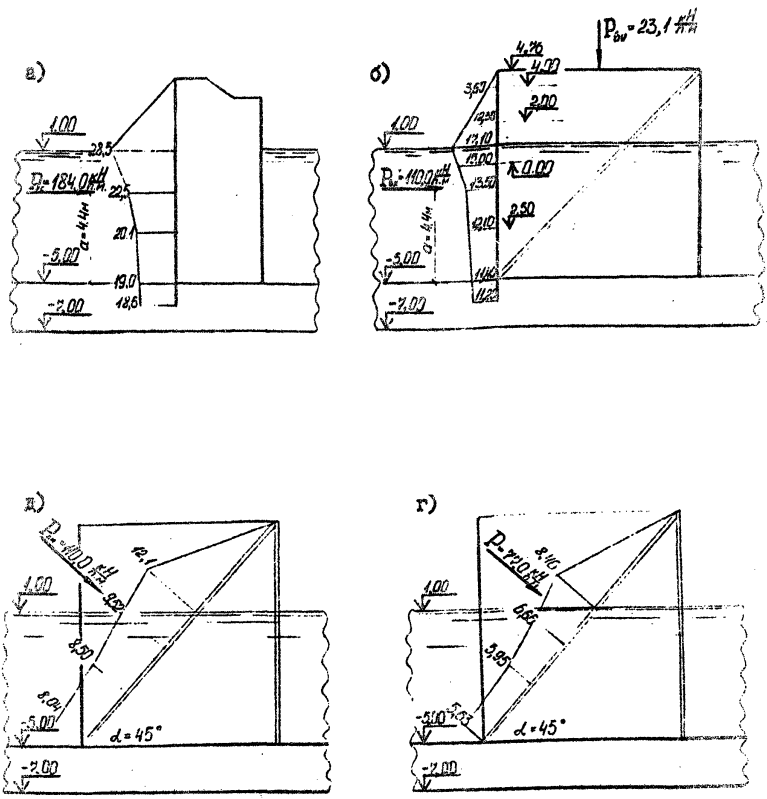


Рис.II. Эпюры волнового давления (интенсивность в кПа)
Эксплуатационный случай :

а) – на вертикальную стенку ; б) – на расчетные плоскости сооружения с камерой гашения при расчете конструкции экрана на сдвиг ; в) – на сплошную наклонную плиту (α=45°), защищенную тетраподами ; г) – на перфорированную (30%) наклонную плиту камеры гашения, защищенную тетраподами.

ПРИЛОЖЕНИЕ I
(продолжение)

укладкой тетраподов на ее поверхности, определяются по формуле

$$p_{вх} = K_c \cdot p_c \quad , \quad где \quad K_c = 0,6$$

Значения ординат этой эпюры приведены на рис.IIб; полное горизонтальное волновое давление на вертикальный экран, равно площади эпюры давления

$$P_{вх} = K_c \cdot A_{px} = 0,6 \cdot 184,0 \cong 110,0 \frac{кН}{п.м.}$$

Это давление принимается также действующим на расчетную вертикальную плоскость, проходящую через нижний край наклонной перфорированной плиты и должно учитываться при расчете устойчивости экрана на сдвиг (см.рис.IIб); при этом дополнительная вертикальная нагрузка конструкции экрана от волнового давления определяется по формуле $P_{вy} = 0,3 \cdot K_{пл} \cdot P_{вх}$, где

$K_{пл}$ – коэффициент полноты ($K_{пл} = 0,7$)

$$P_{вy} = 0,3 \cdot 0,7 \cdot 110,0 = 23,1 \frac{кН}{п.м}$$

Согласно указаниям [12] такое же как $P_{вх}$ давление принимается действующим перпендикулярно к поверхности сплошной наклонной стенки при угле наклона ее к горизонту $\alpha \geq 45^0$ (см. рис.IIв)

$$P_{хн} = P_{вх} = 110,0 \frac{кН}{п.м.}$$

Ординаты эпюры этого давления определяются по формуле

$$p_{сн} = p_{вх} \cdot \sin \alpha$$

С учетом перфорации наклонной плиты в размере 30% ординаты эпюры давления, нормальной к ее поверхности, определяются по формуле

$$p_{сн\,к} = p_{сн} \cdot K_{пл}$$

Эта эпюра давления учитывается при расчете прочности наклонной перфорированной плиты (см.рис.II г).

ПРИЛОЖЕНИЕ 1
(продолжение)

4.I.2. Строительный случай – наброска тетраподов на одном из курсов массивов отсутствует.

Для этого случая необходимо установить только волновые нагрузки определяющие устойчивость массивов непригруженных тетраподами. Определяющими прочность элементов конструкции являются другие нагрузки (волновые эксплуатационные, собственный вес).

Расчет аналогичен предыдущему

$d_б = 8{,}0$ м $\quad d_{б2} = 6{,}0$ м

при $\frac{б_{б_1}}{\lambda} = \frac{II}{30} = 0{,}37$ и $\frac{d_f}{d_б} = \frac{6}{8} = 0{,}75$ по рис.2 СНиП"а

$K_{вч} = 0$.

Расчетная глубина

$$d = d_f + K_{б2}(d_б - d_{б2}) = 6 + 0(8-6) = 6{,}0 \text{ м}$$

Волновое число

$$K = \frac{2\pi}{\lambda} = \frac{2\pi}{30} = 0{,}209$$

Возвышение свободной волновой поверхности

$$h_c = -2\cdot(+1) - \frac{0{,}209\cdot 2^2}{2} cth\,(0{,}209\cdot 6)(+1)^2 = -2{,}49 \text{ м}$$

Значение ординат эпюр волнового давления определены по формуле СНиП"а $p_{ci} = K_i \rho g h$

Результаты расчетов сведены в табл.6 и приведены на рис.12

Таблица 6

№ Точек	Заглубление точек, Z м	Значения коэффициентов K_i		Значение волнового давления, кПа
I	-2,49	-	-	0
2	0	K_2	0,74	I4,8
3	I,5	K_3	0,55	II,0
4	3,0	K_4	0,44	8,8
5	6,0	K_5	0,35	7,0

ПРИЛОЖЕНИЕ I
(продолжение)

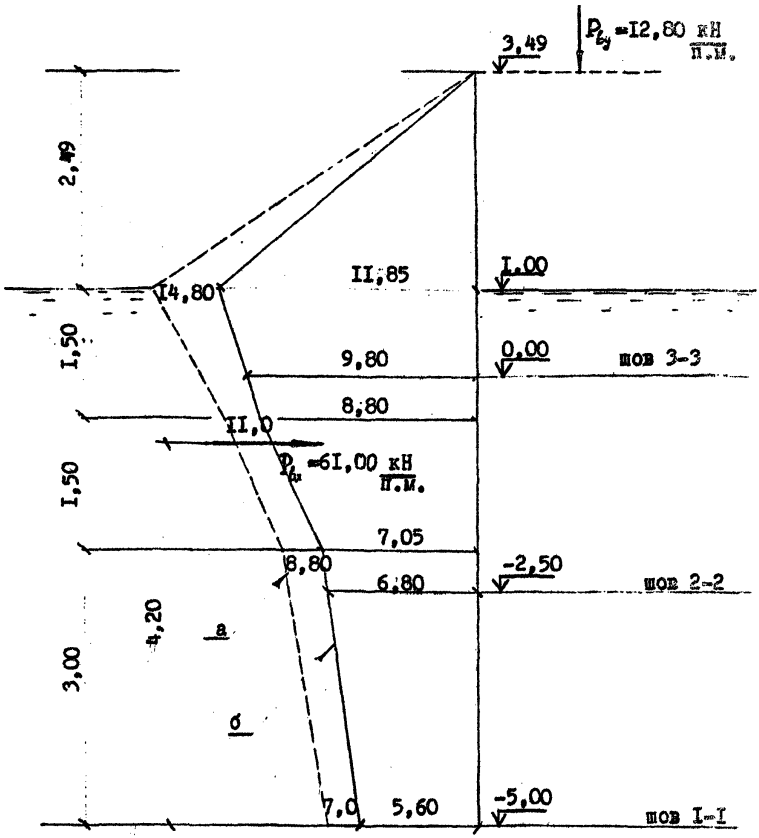


Рис.12. Строительный случай - перфорированная наклонная плита не покрыта тетраподами. Эпюры волнового давления : а) на сплошную вертикальную стенку ; б) на вертикальную плиту экрана и на расчетную плоскость всего сооружения (с учетом коэффициента снижения K_c=0,8 ; интенсивность в кПа)

ПРИЛОЖЕНИЕ I
(продолжение)

Площадь эпюры горизонтального волнового давления на сплошную вертикальную плоскость $A_{px} \cong 76{,}32 \frac{кН}{п.м.}$

Для строительного случая, когда на наклонной плите камеры гашения отсутствуют тетраподы, коэффициент снижения волнового давления на вертикальную плиту экрана равен $K_0 = 0{,}8$. Полное давление волны, на которое рассчитывается вертикальная плита экрана и все сооружение на устойчивость равно

$$P_{вх} = K_0 \cdot A_{px} = 0{,}8 \cdot 76{,}52 \cong 61{,}0 \frac{кН}{п.м}$$

Дополнительная вертикальная пригрузка от волнового давления, учитываемая при расчете сооружения на сдвиг

$$P_{бу} = 0{,}3 \cdot K_{пл} \cdot P_{бк} = 0{,}3 \cdot 0{,}7 \cdot 61{,}0 = 12{,}8 \frac{кН}{п.м}$$

4.2. Ледовая нагрузка

Ледовую нагрузку следует учитывать только при расчете сооружения полного профиля (с пригрузкой тетраподами). В соответствии с этим должен составляться проект производства работ.

В соответствии с СНиП 2.06.04-82 и руководством к СНиП II-57-7 определяем горизонтальное и вертикальное давление от льда.

F_h - горизонтальную составляющую силы определяем по формуле:

$$F_h = 0{,}18 m_t R_f h_a^2 \cdot K_T$$

Среднесуточная температура воздуха за 6 дней $t_a = -28^0$ при солености 1-2‰ по СНиП 2.06.04-82

$$R_c = 1{,}05 + \frac{0{,}3}{15} \cdot 13 \cong 1{,}32 \text{ МПа}$$

для морского льда

$$R_f = \frac{1}{2} R_c = \frac{1}{2} \cdot 1{,}32 = 0{,}66 \text{ МПа}$$

Угол наклона к горизонту режущей грани с учетом ее обледенения на 20^0

ПРИЛОЖЕНИЕ I
(продолжение)

$$\beta = \alpha + 20^0 = 45^0 + 20^0 = 65^0$$

$$m_t = 1{,}7 + \frac{3{,}7 - 1{,}7}{15} \cdot 5 = 2{,}4$$

Считая нагрузку на I п.м, принимаем b = I м

$$F_h = 0{,}1 \cdot 1 \cdot 2{,}4 \cdot 0{,}66 \cdot 0{,}42^2 \cdot 1{,}8 \approx 0{,}0365 \text{ МН} \approx 3{,}65 \frac{\text{кН}}{\text{п.м.}}$$

В соответствии с указаниями руководства к СНиП П-57-75 повышенная шероховатость откосов обуславливает увеличение нагрузок, это учитывается введением коэффициентов K_1 и K_2

$$F_h' = K_1 K_2 F_h$$

где $K_1 = 1 + 0{,}055\,(10 - m_\alpha)$; при $\alpha = 45^0$ $m_\alpha = 1$ и $K_1 = 1{,}5$;

$K_2 = 3$ (принято для откоса тетраподов);

$$F_h' = 1{,}5 \times 3{,}0 \times 36{,}50 = 164{,}25 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

В соответствии с СНиП 2.06.04-82 точку приложения равнодействующей ледовой нагрузки принимаем ниже расчетного уровня воды на 0,3 h_d

Расчетный уровень для льда + 1,15 м.

Отметка действия льда

$1{,}15 - 0{,}3\,h_d = 1{,}15 - 0{,}3 \cdot 0{,}48 = 1{,}15 - 0{,}14 \approx 1{,}00$ м

F_v – вертикальную составляющую силы определяем в соответствии с указаниями Руководства к СНиП П-57-75

$$F_v' = \frac{F_h'}{m_t} = \frac{164{,}25}{2{,}4} = 68{,}44 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

4.3. Давление наброски (рис.13 и формула 11)

Вес призм обрушения для расчетных плоскостей:

I) 1-2 (шов I-I)

$$G_1 \approx 30{,}0 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

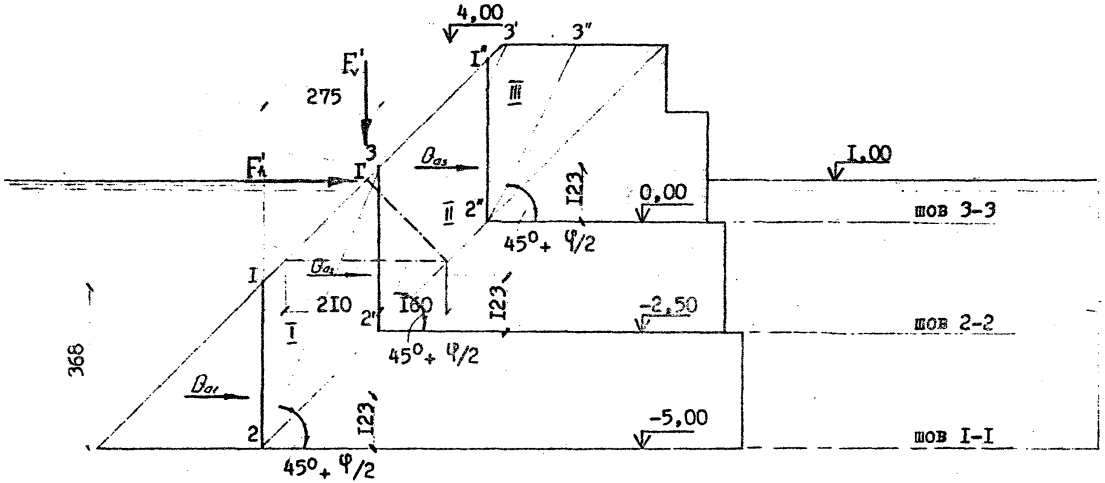


Рис.I3. К определению давления льда и наброски при расчете устойчивости на сдвиг по швам конструкции экрана.

ПРИЛОЖЕНИЕ I (продолжение)

ПРИЛОЖЕНИЕ I
(продолжение)

2) $I'-2'$ (пов. 2-2)

$G_{II} \cong 41{,}0 \frac{кН}{п.м}$

3) $I''-2''$ (пов 3-3)

$G_{III} = 25{,}0 \frac{кН}{п.м}$

Давление наброски при одновременном давлении льда (γ_c = = 2,17 по табл.3) для расчетных плоскостей:

I) I-2 (пов. I-I)

$Q_{a1} = 0{,}414 \cdot 30{,}0 \cdot 2{,}17 = 26{,}95 \frac{кН}{п.м}$

2) $I'-2'$ (пов 2-2)

$Q_{a2} = 0{,}414 \cdot 41{,}0 \cdot 2{,}17 = 36{,}83 \frac{кН}{п.м}$

3) $I''-2''$ (пов 3-3)

$Q_{a3} = 0{,}414 \cdot 25{,}0 \cdot 2{,}17 = 22{,}45 \frac{кН}{п.м}$

4.4. Веса элементов конструкции (с учетом взвешивания при горизонте воды на отметке + I,0 м - рис.I0 и I4)

4.4.I. Вес тетраподов, пригружающих экран

$G = W \cdot K_{пл} \cdot \gamma$, где

W - полный объем элемента;

$K_{пл}$ - коэффициент полноты (по формуле 7);

γ - объемный вес

Для тетраподов $K_{пл} = I - \frac{59}{I00} = 0{,}4I$

над водой $\gamma_{нв} = 24 \frac{кН}{м^3}$

под водой $\gamma_{п.в} = I4 \frac{кН}{м^3}$

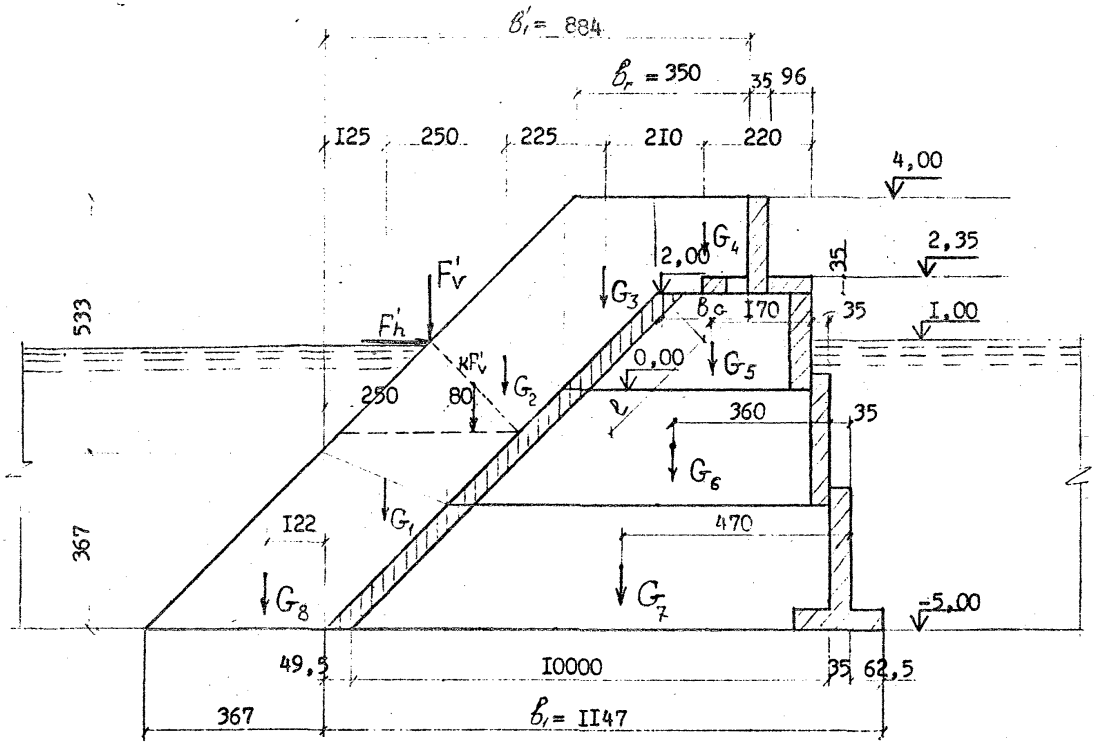


Рис.14. К определению веса элементов конструкции.

ПРИЛОЖЕНИЕ I
(продолжение)

I) На I курсе ж.б. пустотелых массивов

$W_1 = 2,5 \times 3,67 = 9,18 \frac{м^3}{п.м}$; $\gamma_1 = 14 \frac{кН}{м^3}$

$G_1 = 9,18 \times 0,41 \times 14 = 52,8 \frac{кН}{п.м}$

2) На 2 курсе массивов

$W_2 = 9,18 \frac{м^3}{п.м}$; $\gamma_2 \cong \frac{24+14}{2} = 19 \frac{кН}{м^3}$

$G_2 = 9,18 \cdot 0,41 \cdot 19 = 71,5 \frac{кН}{м^3}$

3) На 3 курсе массивов

$W_3 = \frac{3,67 + 1,67}{2} 2,0 + \frac{1,67+2,0}{2} 0,33 = 5,94 \frac{м^3}{п.м}$

$\gamma_3 = 24 \frac{кН}{м^3}$

$G_3 = 5,94 \times 0,41 \times 24 = 58,45 \frac{кН}{п.м}$

$W_4 = 2,0 \times 2,0 = 4,0 \frac{м^3}{п.м}$; $\gamma_4 = 24 \frac{кН}{м^3}$;

$G_4 = 4,0 \times 0,41 \times 24 = 39,36 \frac{кН}{п.м}$

4.4.2. Веса железобетонных пустотелых массивов

Поперечные стенки, перегородки и наклонная плита массивов имеют перфорацию в размере 30%. Для этих элементов $K_{пл} = 1 - \frac{30}{100} =$ = 0,7. Длина массивов по фронту $\ell = 5,0$ м.

Для железобетона над водой $\gamma_{н.б.} = 25 \frac{кН}{м^3}$

под водой $\gamma_{п.б.} = 15 \frac{кН}{м^3}$

I) Массив 3 курса (3 м над водой, I м под водой)

$$G_н = G_{н.пл} + G_{б.ст.} + G_{пол.} + G_{бал.}$$

ПРИЛОЖЕНИЕ I
(продолжение)

$G_м$ – вес массива; $G_{н.пл.}$ – вес наклонной плиты;

$G_{поп.}$ – вес поперечных стен; $G_{бал.}$ – вес балки;

$G_{н.пл.}$ = 0,495 x I,0 x 25 x 0,7 x 5,0 + 0,495 x I,0 x I5 x 0,7 x 5,0 = 69,30 кН

$G_{б.ст.}$ = 0,35 x 3,0 x 25 x 5,0 + 0,35 x I,0 x I5 x 5,0 = = I57,50 кН

$G_{поп.}$ = 2 ($\frac{2,3+3,3}{2}$ x 0,35 x I,0 x 0,7 x 25 + $\frac{3,3+4,3}{2}$ x x 0,35 x I,0 x 0,7 x I5) = 62,22 кН

$G_{бал.}$ = 0,35xI,25x5,0x25 = 54,8 кН

$G_м$ = 69,30+I57,50+62,22+54,8 = 343,82 кН

$$G_б = \frac{G_м}{\ell} = \frac{343,82}{5,0} = 69,0 \frac{кН}{п.м}$$

2) Массив 2 курса (под водой)

$G_{н.пл.}$ = 0,495 x 2,5 x 0,7 x 5,0 x I5 = 64,97 кН

$G_{б.ст.}$ = 2,7 x 0,35 x 5,0 x I5 = 70,88 кН

$G_{поп.}$ = 2x $\frac{4,65+7,I5}{2}$ x 2,5 x 0,35 x 0,7 x I5 = I08,4I кН

$G_{пер}$ = 0,35 x 2,5 x 2,5 x 0,7 x I5 = 22,98 кН

$G_м$ = 64,97 + 70,88 + I08,4I + 22,98 = 267,24 кН

$$G_б = \frac{G_м}{\ell} = \frac{267,24}{5,0} = 53,45 \frac{кН}{п.м}$$

3) Массив I курса

$G_{н.пл.}$ = 64,97 кН

$G_{б.ст.}$ = (2,0+2,35)x0,35x5,0xI5 = II4,I9 кН

$G_{поп.}$ = 2x $\frac{7,50+I0,00}{2}$ 2,5x0,35x0,7xI5 = I60,78 кН

$G_{пер.}$ = 2x22,98 = 45,96 кН

$G_м$ = 64,97+II4,I9+I60,78+45,96 = 385,90 кН

ПРИЛОЖЕНИЕ I
(продолжение)

$$G_y = \frac{G_н}{\ell} = \frac{385,90}{5,0} = 77,18 \frac{кН}{п.м}$$

5. РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ ЖЕСТКОГО ЭКРАНА

Для удобства практического пользования РД формулу (I2) преобразуем

$$\frac{R}{F} \geqslant A = \frac{\gamma_{ec} \cdot \gamma_n}{\gamma_{cv}}$$

Величина А для различных случаев расчета устойчивости сооружений II класса ответственности помещена в табл.7

Таблица 7

Характер потери устойчивости	Величина А	
	строительный случай	эксплуатационный случай
Сдвиг по плоскости и глубинный сдвиг по ломаным (фиксированным) поверхностям скольжения	I,I5	I,20
Глубинный сдвиг по круглоцилиндрическим поверхностям (при расчете по методу Крея-Терцаги)	0,95	I,0
Опрокидывание вокруг ребра вращения	I,50	I,60

где R – сумма удерживающих сил;

F – сумма сдвигающих сил

По результатам выполненных расчетов устанавливаем, что определяющей силой, сдвигающей сооружение, является сумма одновременно действующих давлений льда и наброски

$$F = F_л + B_a = 164,25 + 26,95 = 191,20 \frac{кН}{п.м}$$

Схема действия этих сил приведена на рис.I3.

ПРИЛОЖЕНИЕ I
(продолжение)

5.I. Эксплуатационный случай

5.I.I. Устойчивость на сдвиг

Коэффициент трения бетона по камню и по бетону $f_\delta = 0,5$

$$R = \sum (G_i + F_v') f_\delta$$

I) По каменной постели (шов I-I)

$$\sum_{i=1}^{i=9} G = 52,80+7I,50+58,45+39,36+69,00+53,45+77,I8 =$$

$$= 42I,74 \ \frac{кН}{п.м}$$

$$R = (42I;74 + 68,44) \cdot 0,5 = 245,09 \ \frac{кН}{п.м}$$

$$\frac{R}{F} = \frac{245,09}{I9I,20} = I,28 > A = I,2$$

2) По шву 2-2

$$\sum G = G_2 + G_3 + G_4 + G_5 + G_6 = 7I,5+58,45+39,36+69,0+53,45 =$$

$$= 29I,76 \ \frac{кН}{п.м}$$

Вертикальная составляющая давления льда действует на второй курс массивов только частично, распределяясь между первым и вторым курсами. Для второго курса коэффициент распределения $K = \frac{I,6}{2,I+I,6} =$ = 0,433 (см.рис.I3)

$$F_v' = F_v'^{к} = 68,44 \cdot 0,433 = 29,63 \ \frac{кН}{п.м}$$

$$R = (\Sigma G + F_v') f_\delta = (29I,76+29,63)x0,5=I60,69 \ \frac{кН}{п.м.}$$

$$F = F_к' + G_{a_2} = I64,25 + 36,83 = 20I,08 \ \frac{кН}{п.м}$$

$$\frac{R}{F} = \frac{I60,69}{20I,08} = 0,8 < A = I,2$$

ПРИЛОЖЕНИЕ I
(продолжение)

Для обеспечения устойчивости необходимо, чтобы массив 2-го курса упирался в консольный выступ массива Iкурса, который должен воспринять силу P (см.рис.I5)

$$P_I = 1{,}2 \cdot 201{,}08 - 160{,}69 = 80{,}61 \ \frac{кН}{п.м}$$

3) По шву 3-3

$$\Sigma G = G_3 + G_4 + G_5 = 58{,}45 + 39{,}36 + 69{,}00 = 166{,}81 \ \frac{кН}{п.м}$$

Вертикальная составляющая давления льда на третий курс массивов не распространяется и в расчетах не должна учитываться

$$R = \Sigma G \cdot f = 166{,}81 \times 0{,}50 = 83{,}40 \ \frac{кН}{пм}$$

$$F = F_k' + B_{03} = 164{,}25 + 22{,}45 = 186{,}70 \ \frac{кН}{п.м}$$

$$\frac{R}{F} = \frac{83{,}45}{186{,}70} = 0{,}44 < A = 1{,}2$$

Для обеспечения устойчивости необходимо, чтобы массив 3-го курса упирался в консольный выступ массива 2-го курса, который должен воспринять силу P (см.рис.I5)

$$P_{II} = 1{,}2 \cdot 186{,}70 - 83{,}45 = 140{,}59 \ \frac{кН}{п.м}$$

5.I.2. Устойчивость на поворот вокруг ребра (см.рис.I4)

$$\frac{M_{уд.}}{M_{опр.}} \geqslant A$$

где $M_{уд.}$ – сумма удерживающих моментов сил, действующих выше рассматриваемого сечения (R);

$M_{опр.}$ – сумма опрокидывающих моментов сил, действующих выше рассматриваемого сечения (F).

I) Устойчивость всего сооружения (выше шва I-I)

$$M_{уд.} = \Sigma G_i \times l_i + F_v' \ l_F = G_1(11{,}47-1{,}25) + G_2\ (11{,}47-3{,}7$$

$$+ G_3(11{,}47-6{,}0) + G_4(11{,}47-8{,}10) + G_5(1{,}70+1{,}42) +$$

ПРИЛОЖЕНИЕ I
(продолжение)

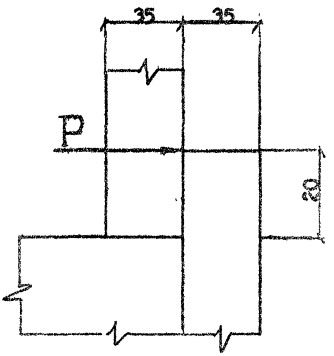


Рис.I5. К расчету консольных выступов железобетонных массивов.

ПРИЛОЖЕНИЕ I
(продолжение)

$+ G_6 (3,60+0,97) + G_7 (4,70+0,625) + F_v' (15,14-6,00) =$

$= 52,8 \cdot 10,22+71,5 \cdot 7,72+58,45 \cdot 5,47+39,36 \cdot 3,37+69,0 \cdot 3,12+$

$+53,45 \cdot 4,57+77,18 \cdot 5,325+68,44 \cdot 7,82 = 2949,69 \frac{кНм}{п.м}$

$M_{опр} = F_h' \ell_F + B_{a_1} \ell_a = 164,25 \times 6,0+26,95 \cdot 1,23 = 1018,65 \frac{кНм}{п.м}$

$\frac{M_{уд.1}}{M_{опр}} = \frac{2949,69}{1018,65} = 2,89 > A = 1,6$

2) Устойчивость второго и третьего курсов массивов (выше шва 2-2)

$M_{уд_2} = \Sigma G_i \ell_i + \kappa F_v' \ell_{FK} = G_2 (2,25+2,10+2,20+0,35) +$

$+ G_3 (2,10+2,20+0,35) + G_4 (2,20+0,35) + G_5 (1,70+0,35) +$

$+0,433 \cdot 68,44 = 71,5 \cdot 6,90+58,45 \cdot 4,65+39,36 \cdot 2,55+69,0 \cdot 2,05+$

$+29,63 = 1036,59 \frac{кНм}{п.м}$

$M_{опр} = F_h' \ell_K + B_{a_2} \ell_a = 164,25 \cdot 3,50+26,95 \cdot 1,23 = 608,02 \frac{кНм}{п.м}$

$\frac{M_{уд.2}}{M_{опр}} = \frac{1036,59}{608,02} = 1,70 > A = 1,6$

3) Устойчивость третьего курса массивов (выше шва 3-3)

$M_{уд_3} = \Sigma G_i \ell_i = G_3 \times (2,10+2,20) + G_4 \times 2,20 + G_5 \times 1,70 =$

$= 58,45 \times 3,30+39,36 \times 2,20+69,0 \times 1,70 = 396,777 \frac{кНм}{п.м}$

$M_{опр} = F_h' \times 1,0 + B_{a_3} 1,23 = 164,25 \times 1,0+22,45 \times 1,23 = 191,86 \frac{кНм}{п.м}$

$\frac{M_{уд.3}}{M_{опр}} = \frac{396,777}{191,86} = 2,07 > A = 1,6$

ПРИЛОЖЕНИЕ I
(продолжение)

5.I.3. Напряжения в основании сооружения

I) Характеристика площади опирания железобетонных пустотелых массивов I курса (см.рис.I6).

Расстояние от края площади опирания до центра тяжести

$$\ell = \frac{\Sigma S_i a_i}{\Sigma S}$$

где S_i - элемент площади $\Sigma S_i = 20{,}53\ м^2$;

a_i - расстояние от центра тяжести элемента площади до края площади опирания

$$\ell = \frac{2{,}0x5{,}0xI{,}0+0{,}7x2{,}5x4{,}77+0{,}7x8{,}97x6{,}48+0{,}5x5{,}0xII{,}22}{20{,}53} =$$

$= 4{,}24$ м.

Момент инерции площади опирания относительно оси 0-0 $(y.m.)$

$$J = \Sigma (J_{ц.т.} + a^2 F)$$

$$J_{0-0} = \frac{5{,}0 \cdot 0{,}5^3}{I2} + 2{,}5 \cdot 6{,}98^2 + \frac{2{,}5x0{,}7^3}{I2} + I{,}75 \times 0{,}532 + \frac{0{,}7x8{,}97^3}{I2} +$$

$$+ 6{,}3x2{,}24 + \frac{5{,}0x2{,}0^3}{I2} + I0{,}0x3{,}24^2 = 304{,}435 \frac{м^4}{блок}$$

Моменты сопротивления площади опирания на I п.м сооружения (по фронту)

$$W_{1-1} = \frac{J_{0-0}}{\ell \times L} = \frac{304{,}435}{4{,}24x5{,}0} = I4{,}36 \frac{м^3}{п.м}$$

$$= \frac{J_{0-0}}{(B-\ell) \times L} = \frac{304{,}435}{(II{,}47-4{,}24) \cdot 5{,}0} = 8{,}43 \frac{м3}{п.м}$$

Расстояние от края площади опирания до равнодействующей вертикальных сил

$$a_R = \frac{M_{y9.1}}{F} = \frac{2949{,}69}{490{,}I8} = 6{,}02\ м$$

ПРИЛОЖЕНИЕ I
(продолжение)

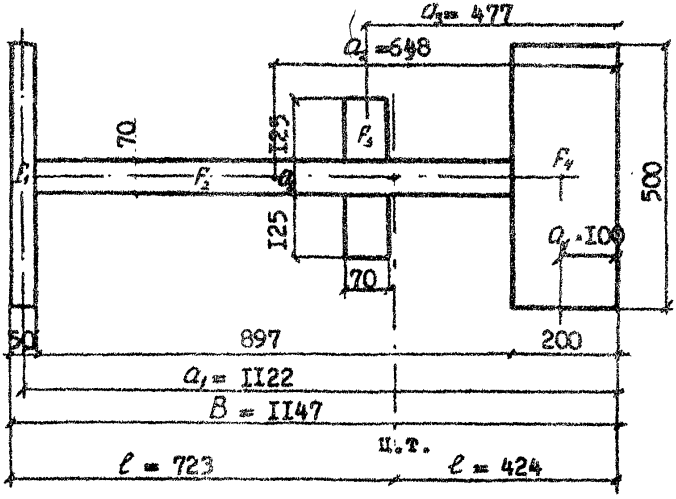


Рис.I6. Схема подошвы массивов I-го курса.
F_1 = 25000 см^2 ; F_2 = 63000 см^2 ; F_3 = I7500 см^2 ; F_4 = I00000 см^2

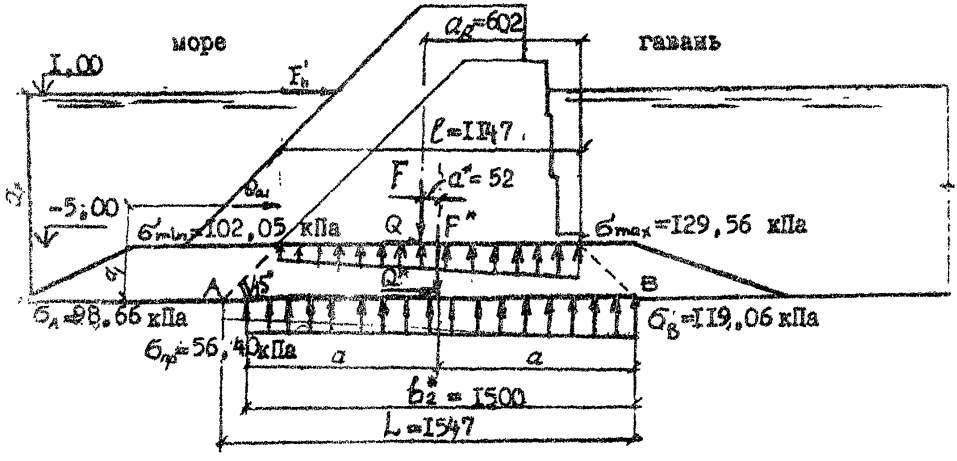


Рис.I7. Напряжения в основании и приведенный фундамент.

ПРИЛОЖЕНИЕ I
(продолжение)

Эксцентриситет приложения равнодействующей

$$e = a_2 - \ell = 6{,}02 - 4{,}24 = 1{,}78 \text{ м}$$

2) Напряжения на поверхности постели (см. рис. I7)

$$\sigma_{\substack{max\\min}} = \frac{F}{\frac{1}{5}\Sigma S_i} \pm \frac{F_h' \cdot a_1 + D_{ai} \cdot \ell_0 - F \cdot e}{W_{1-1}}$$

$$\sigma_{max} = \frac{490{,}18 \times 5}{20{,}53} + \frac{164{,}25 \times 6{,}0 + 26{,}95 \times 1{,}23 - 490{,}18 \times 1{,}78}{14{,}36} =$$

$$= 129{,}56 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{min} = \frac{490{,}18 \times 5}{20{,}53} - \frac{164{,}25 \times 6{,}0 + 26{,}95 \times 1{,}23 - 490{,}18 \times 1{,}78}{8{,}43} = 102{,}05 \text{ кПа}$$

3) Характеристика приведенного фундамента

$\ell = b_1 = 11{,}47$ м ; $t_3 = 2{,}0$ м ;

по формуле (I4) $L = 11{,}47 + 2{,}0 \times 2 = 15{,}47$

по формулам(I6) и (I7)

$$\sigma_A = 102{,}05 \cdot \frac{11{,}47}{15{,}47} + 11{,}50 \times 2{,}0 = 98{,}66 \text{ кПа}$$

$$\sigma_B = 129{,}56 \cdot \frac{11{,}47}{15{,}47} + 11{,}50 \times 2{,}0 = 119{,}06 \text{ кПа}$$

по формуле (I3)

$$b_2^* = \frac{2}{3} \; 15{,}47 \cdot \frac{119{,}06 + 2 \times 28{,}66}{119{,}06 + 28{,}66} = 15{,}00 \text{ м}$$

по формуле (I9)

$$F^* = 490{,}18 + 11{,}50 \times 2{,}00 \times 15{,}47 = 845{,}99 \; \frac{\text{кН}}{\text{п.м.}}$$

Средняя величина нагрузки на основание приведенного фундамента (по формуле 20)

$$\sigma_{пр} = q = \frac{845{,}99}{15{,}0} = 56{,}40 \; \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

ПРИЛОЖЕНИЕ I
(продолжение)

Горизонтальная составляющая Q^*, действующая на приведенный фундамент

$$Q^* = F_k + Q_{a_1} = 164,25+26,95 = 191,20 \frac{кН}{п.м.}$$

Силы F^* и Q^* учитываются при расчетах устойчивости приведенного фундамента на глубинный сдвиг.

5.I.4. Устойчивость по схеме глубинного сдвига

В предположении скольжения по круглоцилиндрическим поверхностям проверяем устойчивость всего сооружения и приведенного фундамента методом Крея-Терцаги.

Результаты расчета приведены на рисунках I8 и I9.

5.2. Строительный случай

Основной нагрузкой в строительный период является давление волны с параметрами $h = 2,0$ м и $\lambda = 30,0$ м.

Возведение сооружения производится по курсам и в этот период конструкция неполного профиля работает, как затопленный волнолом.

В связи с отсутствием строгого теоретического решения для этого случая эпюру волнового давления, действующего на каждый курс массивов, принимаем равной соответствующей части эпюры волнового давления, построенной для сооружения полного профиля с камерой гашения, не покрытой тетраподами (см.рис.I2).

Волновое давление

на I курс $P_{бк_1} = \frac{6,80+5,60}{2} \cdot 2,70 = 16,74 \frac{кН}{п.м}$

на 2 курс $P_{бк_2} = \frac{9,80+6,80}{2} \cdot 2,70 = 22,41 \frac{кН}{п.м}$

ПРИЛОЖЕНИЕ I
(продолжение)

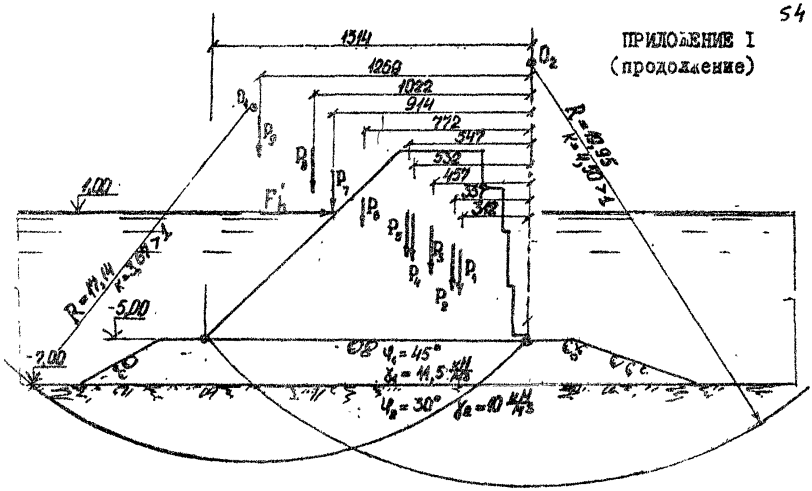


Рис.I8. Расчет общей устойчивости сооружения совместно с наброской и постелью методом Крея-Терцаги.

Значения сил в $\frac{кН}{п.м.}$: $P_I = G_5 = 69,40$; $P_2 = G_4 = 39,36$; $P_3 = G_6 = 53,45$; $P_4 = G_7 = 77,18$; $P_5 = G_3 = 58,45$; $P_6 = G_2 = 71,5$ $P_7 = F'_v = 68,44$; $P_8 = G_I = 52,80$; $P_9 = 38,80$; $F'_h = 164,25$

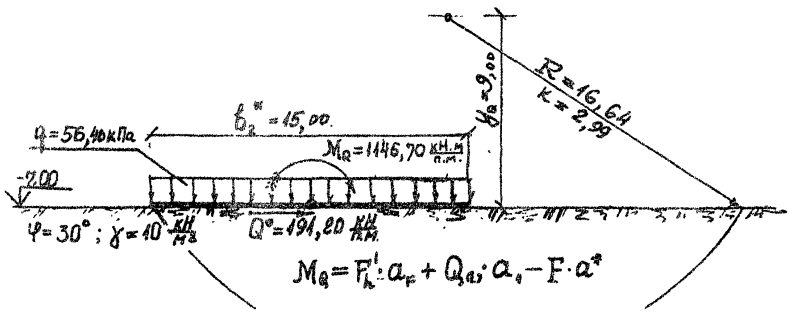


Рис.I9. Расчет общей устойчивости приведенного фундамента.

ПРИЛОЖЕНИЕ I
(продолжение)

на 3 курс $P_{б_{х_3}} = \frac{9,80+11,85}{2} \cdot 1,0 + \frac{11,85 \times 2,49}{2} = 25,58 \frac{кН}{п.м}$

5.2.1. Устойчивость на сдвиг

I) По каменной постели (массивы I курса)

$$R = G_1 \cdot f = 77,18 \times 0,5 = 38,59 \frac{кН}{п.м}$$

$$F = P_{б_{х_1}} = 16,74 \frac{кН}{п.м}$$

$$\frac{R}{F} = \frac{38,59}{16,74} = 2,30 > A = 1,15$$

2) По шву 2-2 (массивы 2 курса)

$$R = G_c \cdot f + P^{I} = 53,45 \cdot 0,5 + 80,61 = 107,31 \frac{кН}{п.м}$$

$$F = P_{б_{х_2}} = 22,41 \frac{кН}{п.м}$$

$$\frac{R}{F} = \frac{107,31}{22,41} = 4,8 > A = 1,15$$

3) По шву 3-3 (массивы 3 курса)

$$R = G_б \cdot f + P^{II} = 69,0 \times 0,5 + 140,59 = 175,09 \frac{кН}{п.м}$$

$$F = P_{б_{х_3}} = 25,58 \frac{кН}{п.м}$$

$$\frac{R}{F} = \frac{175,09}{25,58} = 6,8 > A = 1,15$$

4) По каменной постели трех курсов массивов без пригрузки их тетраподами

$$R = (G_1 + G_б + G_1 + 0,3 P_{б_х}) \cdot f = 69,0 + 53,45 + 77,18 + 0,3 \times 61,83) \cdot 0,5 = 109,09 \frac{кН}{п.м}$$

ПРИЛОЖЕНИЕ I
(продолжение)

$$F = P_{вх} = 6I,83 \frac{кН}{п.м}$$

$$\frac{R}{F} = \frac{I09,09}{6I,83} = I,76 > A = I,I5$$

5.2.2. Устойчивость на поворот вокруг ребра

I) Устойчивость первого курса

$$M_{уд} = G_{\gamma}\cdot(4,7+0,625)=77,I8x5,325 = 4II,0 \frac{кНм}{п.м}$$

$$M_{опр} = P_{вх_I} \times I,3 = I6,74xI,3 = 2I,8 \frac{кНм}{п.м}$$

$$\frac{M_{уд}}{M_{опр}} = \frac{4II,0}{2I,8} = I9 \gg A = I,6$$

Устойчивость на опрокидывание каждого курса массивов в отдельности очевидна. Поэтому проверим дополнительно только устойчивость сооружения из трех курсов массивов без пригрузки их тетраподами (рис.I2 и I4).

$$M_{уд} = G_{\gamma} \times(I,7+0,35+0,35+0,625)+ G_{\epsilon} \times(3,60+0,35+0,625)+$$
$$+ G_{\gamma}(4,70+0,625) = 69,0x3,02+53,45x4,57+77,I8x5,325=$$
$$\cong 863,24 \frac{кНм}{п.м}$$

$$M_{опр}= 6I,83x4,20 = 259,68 \frac{кНм}{п.м}$$

$$\frac{M_{уд}}{M_{опр}} = \frac{863,24}{259,68} = 3,32 > A = I,5$$

Результаты расчета показывают, что в период строительства конструкция жесткого экрана обладает достаточной устойчивостью и может возводиться не только по курсам, но и сразу на полную высоту и пригружаться тетраподами только ко времени, когда могут иметь место ледовые воздействия.

ПРИЛОЖЕНИЕ I
(продолжение)

6. РАСЧЕТНЫЕ СХЕМЫ И НАГРУЗКИ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ НА ЭЛЕМЕНТЫ КОНСТРУКЦИИ ЭКРАНА В ЭКСПЛУАТАЦИОННЫЙ ПЕРИОД

6.I. Наклонная перфорированная плита

Плита рассчитывается как однопролетная балка с двумя консолями (см.рис.I4 и 20).

Расчетные нагрузки, действующие на плиту нормально ее поверхности.

I) Собственный вес с учетом коэффициента полноты $K_{пл}$= 0,7 и угля наклона $\alpha = 45^0$.

$$q_{с.б} = t_п \cdot \gamma_{п.б} \cdot k_{пл} \cdot \sin\alpha \cdot \gamma_н$$

где $t_п$ – толщина плиты;

$\gamma_н$ – коэффициент надежности по нагрузке

$q_{с.б}$ = 0,35xI5x0,7x0,707xI,05 = 2,73 кПа

2) Нагрузка от тетраподов, лежащих на 3-м курсе массивов (см.рис.I4)

$$q_т = \frac{G_з \cdot \cos\alpha \cdot \gamma_н}{\ell}$$

где ℓ – длина наклонной перфорированной плиты

$$q_т = \frac{58,45x0,707xI,05}{2,82} = I5,39 \text{ кПа}$$

3) Волновая нагрузка (см.рис.II-г)

$q_{в\,max} = p_{бн} \cdot \gamma_н$ = 8,46xI,0=8,46 кПа

4) Ледовая нагрузка (см.рис.2I)

$$q_л = \frac{(F_к \cdot \sin\alpha + F_v \cdot \cos\alpha)\gamma_н}{a_1}$$

где a_1 – размер участка передачи нагрузки;

ПРИЛОЖЕНИЕ 5
(продолжение)

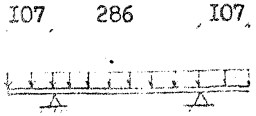


Рис.20. Расчетная схема наклонной перфорированной плиты.

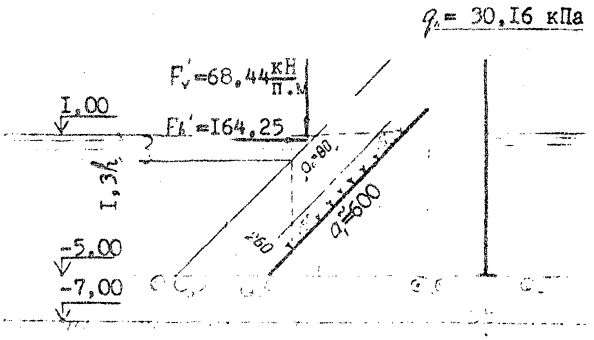


Рис.2I. К определению нагрузки от льда на наклонную плиту железобетонного экрана.

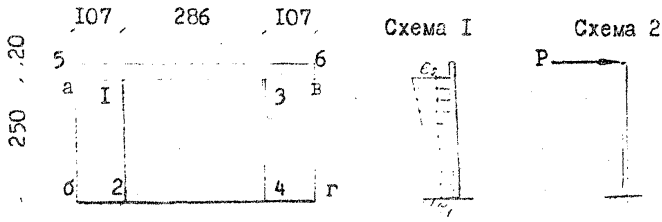


Рис.22. Расчетные схемы вертикальной плиты I-го курса массивов.

ПРИЛОЖЕНИЕ I
(продолжение)

$$q_л = \frac{(164,25 \times 0,707 + 68,44 \times 0,707) \times 1,1}{6,0} = 30,16 \text{ кПа}$$

$q_л > q_{в\,max}$ поэтому в расчет вводим $q_л$

$$q = q_{с.в.} + q_т + q_л = 2,73 + 15,39 + 30,16 = 48,28 \text{ кПа}$$

Расчетная ширина элемента (при коэффициенте полноты плиты $K_{пл} = 0,7$) плиты $b = 1,0 \times 0,7 = 0,70$ м

6.2. Вертикальные лицевые стенки

6.2.1. Стенка I-го курса массивов (см.рис.22)

Вертикальная стенка массивов рассчитывается как плита, заделанная по опорному контуру δ – 2-I-4-3 -Г и загруженная или эпюрой волнового давления по площади а-б-в-г, или линейной силой от воздействия льда P – по краю плиты 5-6.

Значения нагрузок (см.рис.IIб и п.5.I.I):

$$e_1 = p_{вк} \cdot \gamma_н = 11,40 \times 1,0 = 11,40 \text{ кПа}; \quad e_2 = 12,10 \text{ кПа};$$

$$P = (F_{2-2} - R_{2-2}) \cdot \gamma_н = (201,08 - 160,69) \cdot 1,1 = 44,43 \ \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

6.2.2. Стенка 2-го курса массивов (см.рис.23)

Стенка рассчитывается как плита, заделанная по опорным линиям I-2 и 3-4 и загруженная или эпюрой волнового давления по площади а-б-в-г, или линейными нагрузками от воздействия льда P_1 и P_2 по краям плиты (см.рис.IIб и п.5.I.I).

Значения нагрузок

$e_1 = 12,10$ кПа; $e_2 = 13,50$ кПа; $e_3 = 15,00$ кПа;

$$P_1 = (F_{3-3} - R_{2-2}) \cdot \gamma_н = (186,70 - 83,45) \cdot 1,1 = 113,57 \ \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

$$P_2 = (F_{2-2} - R_{2-2}) \cdot \gamma_н = 44,43 \ \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

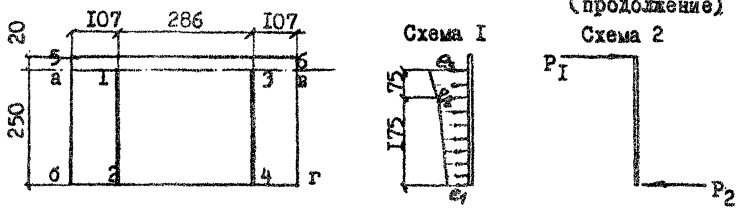


Рис.23. Расчетные схемы вертикальной плиты 2-го курса массивов.

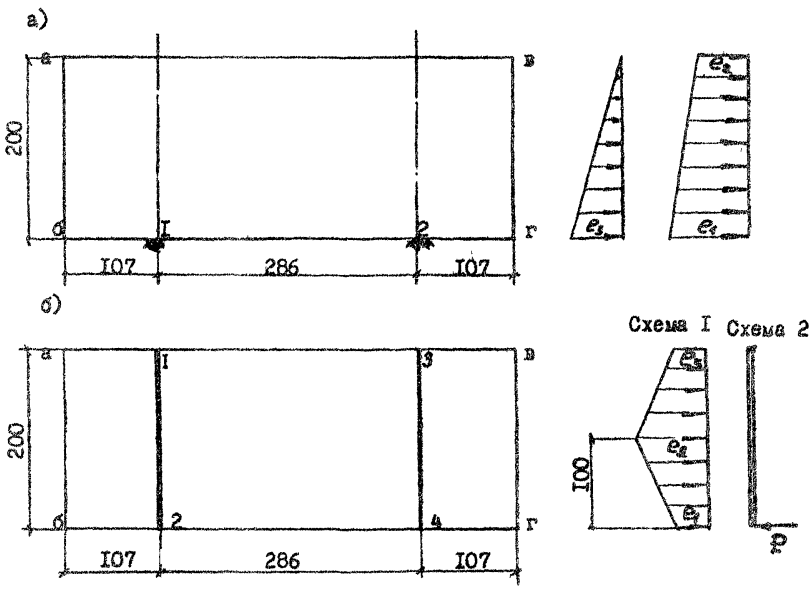


Рис.24. Расчетные схемы вертикальных стенок массива 3-го курса :
а) парапета ; б) лицевой стенки.

ПРИЛОЖЕНИЕ I
(продолжение)

6.2.3. Стенки 3-го курса массивов

I) Парапет (см.рис.24а)

Парапет рассчитывается, как плита, опертая по линии б-г, заделанная в узлах "I" и "2" и загруженная эпюрами давления волны и наброски (совместное действие) по площади а-б-в-г.

Интенсивность нагрузок (см.рис.II6):

$e'_1 = p_{\delta x} \cdot \gamma_н = 12{,}30 \times 1{,}0 = 12{,}30$ кПа; $e_2 = 3{,}60$ кПа;

$e_3 = k \cdot k_{пi} \gamma_{нб} \cdot \lambda_a \cdot \gamma_н = 2{,}0 \times 0{,}41 \cdot 24 \times 1{,}05 \times 0{,}17 = 3{,}51$ кПа

Лицевая стенка (см.рис.24б)

Лицевая стенка рассчитывается как плита, заделанная по опорным линиям I-2 и 3-4 и загруженная или эпюрой волнового давления по площади а-б-в-г, или линейной силой P от воздействия льда по линии б-г.

Интенсивность нагрузок (см.рис.II6 и п.5.II):

$e_1 = p_{\delta x} \cdot \gamma_н = 13{,}50 \times 1{,}0 = 13{,}50$ кПа; $e_2 = 17{,}10$ кПа; $e_3 = 12{,}30$ кПа

$P = (F_{3-3} - R_{3-3}) \cdot \gamma_н = 113{,}57 \ \frac{кН}{п.м}$

6.2.4. Балка (см.рис.25)

Балка, перекрывающая массив 3-го курса, рассчитывается на действие равномерной нагрузки от веса тетраподов ($q_т$) волнового воздействия ($q_в$) и собственного веса ($q_{св}$) по схеме однопролетной консольной балки.

Интенсивность нагрузок:

$q_т = G_ч = 39{,}36 \ \frac{кН}{п.м}$ (см.п.4.4.I)

$q_в = \frac{0{,}3 \cdot k_{пi} \cdot P_{бч}}{b'_1} b_c$ (см.рис.I4)

ПРИЛОЖЕНИЕ I
(продолжение)

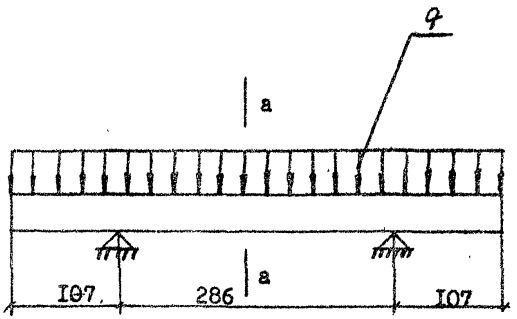




Рис.25. Расчетная схема верхней балки.

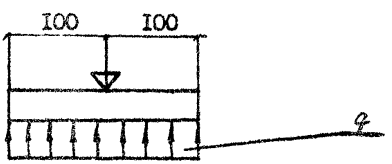


Рис.26. Расчетная схема плиты основания.

ПРИЛОЖЕНИЕ I
(продолжение)

$$q_б = \frac{0,3 \cdot 0,7 \cdot 23,10}{8,84} \cdot 2,0 = 1,10 \frac{кН}{п.м}$$

$$q_{с.б.} = 0,35 \times 0,35 \times 25 \times 1,05 = 3,22 \frac{кН}{п.м}$$

$$q = \Sigma q = 39,36+1,10+3,22 = 43,68 \frac{кН}{п.м}$$

6.3. Плита основания (см.рис.26)

Плита основания рассчитывается как двухконсольная балка с опорой по середине, загруженная собственным весом и реактивным давлением грунта основания (каменной постели).

Интенсивность нагрузки

$$q = (q_{с.б.} - 5)\gamma_н \cong$$

$$\cong (0,35 \cdot 15 - 31,74) \; 1,1 = -29,14 \text{ кПа}$$

6.4. Поперечные и продольные стенки - рамы камеры гашения

Эти элементы являются опорами наклонных плит, вертикальных плит и верхней балки и рассчитываются на реактивные давления, полученные при расчете упомянутых элементов, а также на реактивное давление грунта основания и натрузку от собственного веса элементов.

Расчетные схемы рамных конструкций приведены на рис.27.

7. РАСЧЕТНЫЕ СХЕМЫ И НАГРУЗКИ НА ЭЛЕМЕНТЫ КОНСТРУКЦИИ В СТРОИТЕЛЬНЫЙ ПЕРИОД

Расчетные схемы элементов конструкции в строительный период зависят от принятой технологии строительных работ и не отличаются от обычных для промышленного строительства.

Основными расчетными нагрузками этого периода является собственный вес элементов с учетом коэффициента динамичности, равного I,3.

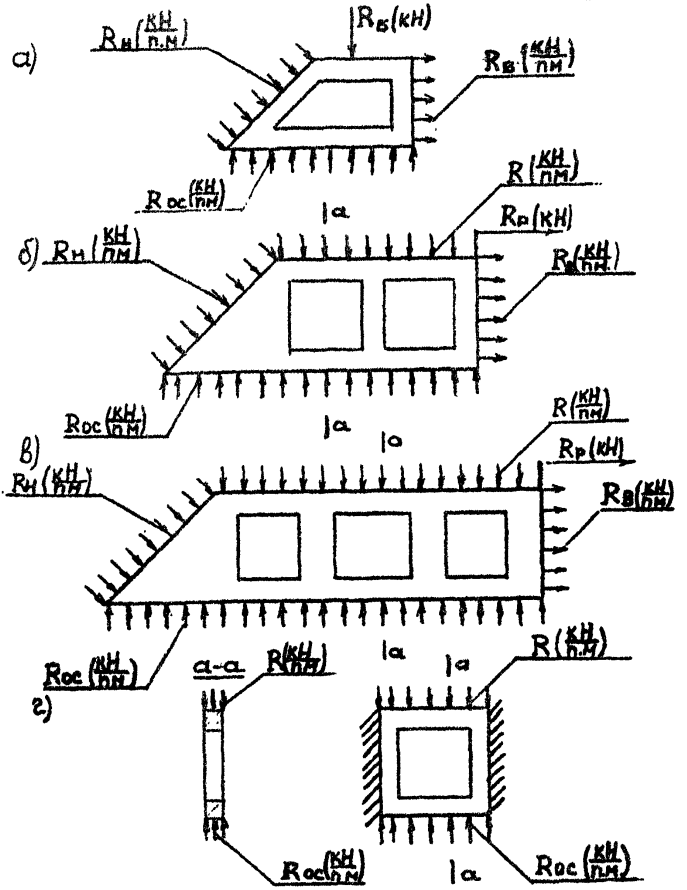


Рис.27. Расчетные схемы поперечных и продольных стенок-рам камеры гашения

$R_н$ – реакции опор наклонных перфорированных плит;
$R_в$ – реакции опор вертикальных лицевых плит;
$R_б$ – реакции опор верхней балки ;
$R_р$ – реакции сдвигающей силы P ;
$R_{ос}$ – реакция основания рамы ;
R – реакция верхней рамы.

а) Рамы 3-го курса б) Рамы 2-го курса в) Рамы I-го курса
г) Рамы переговодок

ПРИЛОЖЕНИЕ II
(справочное)

П Е Р Е Ч Е Н Ь

основных общесоюзных и ведомственных нормативно-технических документов, используемых при проектировании и строительстве оградительных сооружений из наброски с жестким экраном.

I. СНиП П-5I-74	Гидротехнические сооружения морские. Основные положения проектирования.
2. СНиП П-50-74	Гидротехнические сооружения речные. Основные положен проектирования.
3. СНиП 2.06-04-82	Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов)
4. СНиП 2.06.0I-86	Гидротехнические сооружения. Основные положения проектирования.
5. СНиП 2.02.02-85	Основание гидротехнических сооружений.
6. СНиП 2.02.0I-83	Основание зданий и сооружений.
7. СНиП П-56-77	Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений.
8. РД 3I.3I.27-8I	Руководство по проектированию морских причальных сооружений. Минморфлот.
9. ВСН-34/УП-60	Строительство портовых оградительных сооружений из каменной наброски и из наброски тетраподов. Москва, I96I г.
I0. ВСН-34/У-75	Строительство портовых гидротехнических сооружений из обыкновенных массивов. Минтрансстрой.
II. ВСН 6/II8-74	Указания по обеспечению долговечности бетонных и железобетонных конструкций

С О Д Е Р Ж А Н И Е

Стр.

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ I
2. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ СООРУЖЕНИЙ 3
2.1. Габариты и конструкция защитной наброски 3
2.2. Конструкция постели сооружения 7
2.3. Конструкции жесткого экрана 8
2.3.1. Общая характеристика конструкций 8
2.3.2. Экран из бетонных и железобетонных пустотелых массивов, заполненных камнем 9
2.3.3. Экран из железобетонных пустотелых массивов с камерой гашения I2
3. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЕТУ СООРУЖЕНИЙ I4
3.1. Состав расчетов I4
3.2. Нагрузки и воздействия I5
3.3. Методы расчета устойчивости сооружения I8
4. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ТЕХНОЛОГИИ СТРОИТЕЛЬСТВА СООРУЖЕНИЙ . . 25

ПРИЛОЖЕНИЯ:

1. Пример расчета и конструирования оградительного сооружения из наброски с жестким экраном в виде железобетонного пустотелого массива с камерой гашения (рекомендуемое).... 29

2. Перечень основных общесоюзных и ведомственных нормативно-технических документов, используемых при проектировании и строительстве оградительных сооружений из наброски с жестким экраном (справочное) 65

25.02.86г.

gost.e-ecolog.ru