

**Министерство образования Российской Федерации
САНКТ-ПЕТЕРБУРГСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ**

М. Е. Миронов

МОРСКИЕ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

**Руководство по выполнению курсовой работы
“Оградительное сооружение”**

**Санкт-Петербург
2001**

ОГЛАВЛЕНИЕ

СОСТАВ КУРСОВОЙ РАБОТЫ.....	3
1. ВЫБОР ТИПА СООРУЖЕНИЯ.....	3
1.1. Обоснование выбора типа сооружения	3
1.2. Краткое описание конструкции	4
2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСНОВНЫХ РАЗМЕРОВ СООРУЖЕНИЯ	4
2.1. Расчет и построение продольного профиля сооружения.....	4
2.2. Определение элементов волн в расчетном сечении.....	9
2.3. Предварительное построение поперечного профиля в расчетном сечении.....	9
3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНЕШНИХ НАГРУЗОК, ДЕЙСТВУЮЩИХ НА СООРУЖЕНИЕ В РАСЧЕТНОМ СЕЧЕНИИ.....	12
3.1. Нагрузки от воздействия волн	12
3.2. Нагрузки от воздействия льда	14
3.3. Нагрузки от натяжения швартовов	15
4. РАСЧЕТЫ УСТОЙЧИВОСТИ СООРУЖЕНИЯ, УТОЧНЕНИЕ ОСНОВНЫХ РАЗМЕРОВ.....	15
4.1. Определение ширины мола-причала	15
4.2. Расчет устойчивости сооружения на опрокидывание.....	17
4.3. Расчет напряжений под подошвой стенки и под постелью	17
4.4. Расчет устойчивости сооружения на плоский сдвиг	17
4.5. Расчет устойчивости сооружения на глубинный сдвиг по методу ВНИИГ	18
5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАЗМЕРОВ ГОЛОВНОЙ И КОРНЕВОЙ ЧАСТЕЙ СООРУЖЕНИЯ	19
5.1. Головная часть.....	19
5.2. Корневая часть.....	19
ЛИТЕРАТУРА.....	21

СОСТАВ КУРСОВОЙ РАБОТЫ

Курсовая работа «Оградительное сооружение» выполняется студентами с целью:

- закрепить знания по конструкциям и методам расчета оградительных сооружений;
- получить практические навыки по определению внешних сил, расчету и конструированию гравитационных оградительных сооружений вертикального и откосного профилей.

Предварительно студентам выдается задание, состоящее из бланка и ситуационной схемы. В задании приводятся исходные данные, перечень разрабатываемых вопросов, время и контрольные этапы выполнения работы, список рекомендованной литературы.

Отчетный материал по работе включает пояснительную записку объемом **15...20** страниц.

Пояснительная записка должна содержать необходимые расчеты и обоснования принятых решений, иметь титульный лист, оглавление, список использованной литературы. В состав пояснительной записки должны входить следующие разделы:

1. Выбор типа сооружения.
2. Определение основных размеров сооружения.
3. Определение нагрузок, действующих на сооружение в расчетном сечении.
4. Расчеты устойчивости сооружения, уточнение основных размеров.
5. Определение размеров головной и корневой частей сооружения.

На страницах пояснительной записки вычерчиваются: продольный профиль всего сооружения с геологическим разрезом; поперечный разрез в расчетном сечении; поперечный разрез корневой части.

1. ВЫБОР ТИПА СООРУЖЕНИЯ

1.1. Обоснование выбора типа сооружения

[1, § 3.1]

Выбор типа и конструкции сооружения производится в зависимости от заданных условий на основании требований нормативных документов, рекомендаций технической и учебной литературы по гидротехническому строительству. Должны учитываться: рельеф дна акватории; климатические условия; изменения уровней воды; волнение; геологическое строение дна; наличие производственной базы и местных строительных материалов; методы производства работ и др.

В курсовой работе основную и головную части мола-причала следует принимать вертикального профиля, а корневую часть — откосного. Конструкция основной вертикальной части мола-причала должна выполняться в 2 вариантах: из обыкновенных массивов; из массивов-гигантов.

В работе прорабатывается только один из вариантов конструкции. Выбранный тип конструкции мола-причала согласовывается с преподавателем и обосновывается в пояснительной записке.

1.2. Краткое описание конструкции

Мол-причал из обыкновенных массивов [1, § 4.1, 4.2]

Мол-причал из массивов-гигантов [1, § 4.1, 4.3]

В пояснительной записке приводится описание основных конструктивных частей мола-причала: постели, вертикальной (подводной) стенки, надстройки; разъясняется назначение каждой части и формулируются основные конструктивные требования к ним.

2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСНОВНЫХ РАЗМЕРОВ СООРУЖЕНИЯ

2.1. Расчет и построение продольного профиля сооружения

[1, § 1.4, 3.1, 3.6, 4.7, 6.1, с. 147...148]

Общие положения. Продольный профиль сооружения (вид со стороны гавани) строится на миллиметровке размерами ~ 28 x 42 см. Построение рекомендуется производить в масштабах: вертикальном **1:200** и горизонтальном **1:2000**.

Расчеты и построения для продольного профиля сооружения выполняются в следующей очередности:

- на миллиметровке изображается вертикальная рейка с разбивкой через **1,0** м по высоте, наносятся характерные уровни воды (**0,00**; **СВГ**; **СНГ**);
- строится продольный профиль дна по оси сооружения;
- показываются геологические разрезы буровых скважин согласно заданию, по разрезам строится геологический профиль;
- расчетом определяется положение границы между основной (вертикальной) и корневой (откосной) частями сооружения, находится уровень бетонирования;
- устанавливаются основные конструктивные требования к сооружению;
- строится продольный профиль самого сооружения;
- выбирается расчетное сечение.

Построение геологического профиля. На ситуационной схеме, прилагаемой к заданию, показана ось проектируемого сооружения и плановое расположение геологических скважин, даны значения изобат и горизонталей. В соответствии со схемой строится профиль дна, на который наносятся разрезы по буровым скважинам, и оценивается геологическое строение участка.

Построение выполняется в соответствии со схемой рис. 1. При этом предполагается, что толщины слоев различных грунтовых напластований между скважинами изменяются равномерно, следуя изменениям профиля дна. В случае большего, по сравнению с рис. 1, количества изломов дна между скважинами принцип построения остается прежним.



Рис. 1. Схема построения геологического профиля

Расчеты к продольному профилю сооружения. Граница между основной частью сооружения в виде гравитационной вертикальной стенки и корневой откосной частью определяется из условия, что на вертикальную стенку со стороны моря воздействуют только стоячие волны.

У сооружений типа вертикальной стенки образуются стоячие волны, если выполняются неравенства (рис. 2):

$$d_b > 1,5h; d_f \geq 1,25h; d > d_{cr}. \quad (1)$$

Здесь d_b — глубина воды перед сооружением;

d_f — глубина подошвы стенки;

d_{cr} — критическая глубина;

h — расчетная высота волны 1 %-ной обеспеченности в рассматриваемом створе.

Таким образом, минимально допустимая глубина, отсчитываемая от СНГ до дна перед сооружением вертикального профиля, и глубина подошвы стенки должны определяться из условий (1).

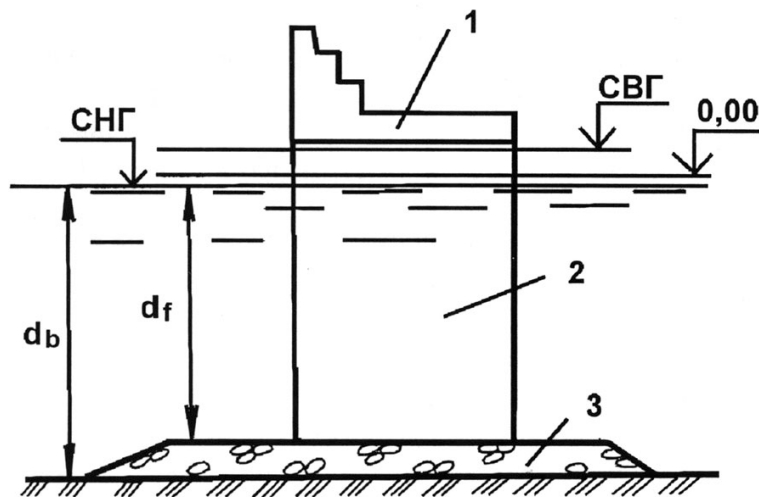


Рис. 2. Схема сооружения типа гравитационной вертикальной стенки:
1 — надстройка; 2 — стенка; 3 — постель

Высоту волны на данном этапе расчета допускается принимать равной

$$h = 0,9h_d, \quad (2)$$

где h_d — заданная высота волны 1%-ной обеспеченности в глубоководной зоне. В дальнейшем значение h уточняется.

Критическая глубина d_{cr} , при которой образуются прибойные волны, определяется по графику на рис. 5 обязательного приложения 1 [3] с помощью кривых 2, 3 и 4 в зависимости от параметра h_i / gT^2 . На графике: $i = \text{ctg } \alpha$ — пологость дна в направлении распространения волн (α — угол наклона дна к горизонту); g — ускорение свободного падения, $g = 9,81 \text{ м/с}^2$; T — средний период волн, зависящий от заданной средней длины волн в глубоководной зоне,

$$T = (2\pi\lambda d/g)^{1/2}. \quad (3)$$

При определении d_{cr} вычисляется и откладывается на правой оси ординат отношение h_i / gT^2 . На одной из кривых 2, 3 или 4, соответствующей заданной пологости i дна, находится точка с ординатой h_i / gT^2 . Абсцисса этой точки равна d_{cr} / λ_d , откуда устанавливается значение d_{cr} .

Уровень бетонирования (отметка верха подводной стенки и низа надстройки) для оградительных сооружений из массивов и массивов-гигантов назначается на 0,6 м выше расчетного уровня в строительный период.

За расчетный строительный уровень принимается:

- в неливых морях — средний многолетний (за период не менее 10 лет) уровень воды в период года, на который намечается производство работ по возведению надводной части сооружения (в настоящей работе допускается принимать средний уровень между СВГ и СНГ по рис. 3, а);

- в ливных морях — средний многолетний (за период не менее **10 лет**) приливной уровень (средний уровень между отметками сизигийных и квадратурных приливов на рис. 3, б).

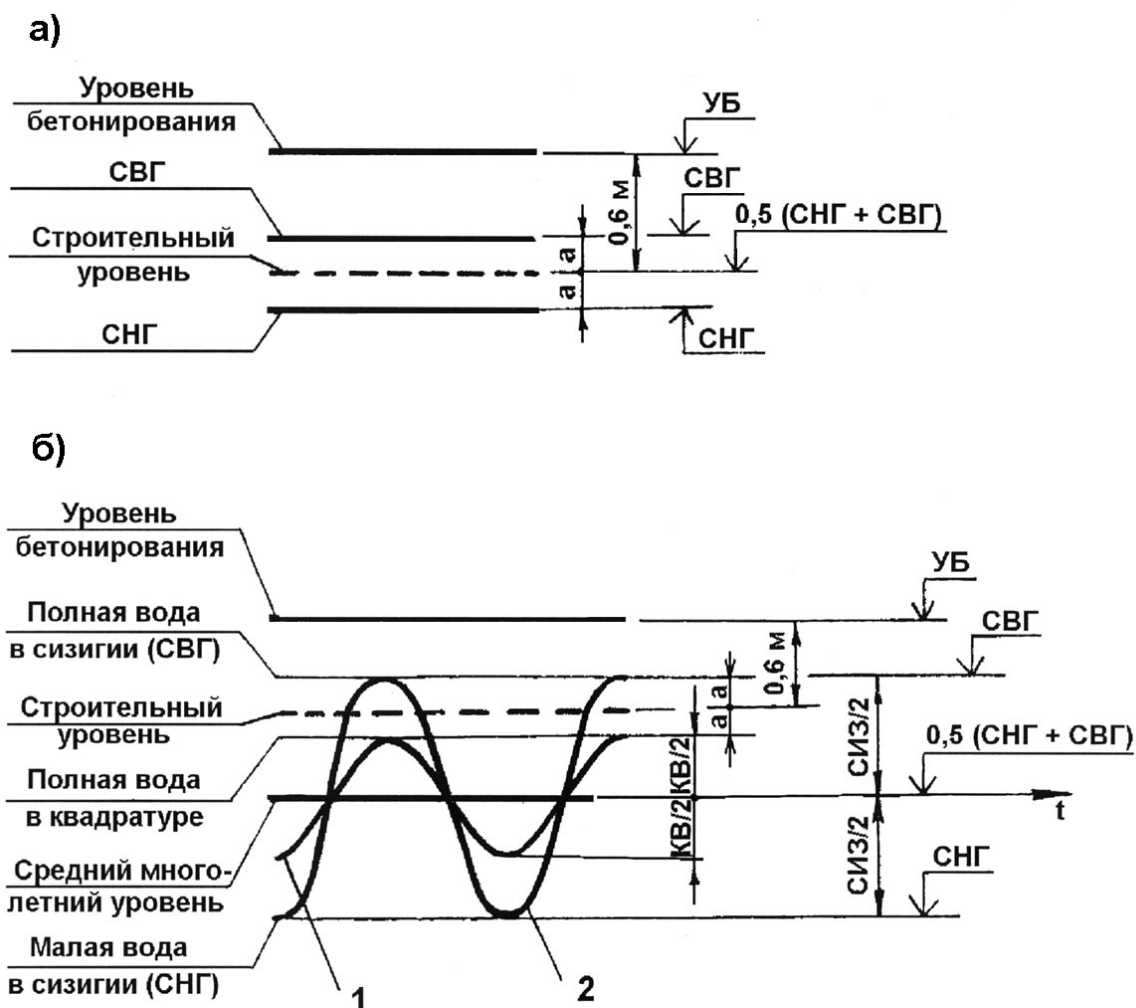


Рис. 3. Схемы определения уровня бетонирования:
a — в неливных и *б* — в ливных морях;
 1 — колебания уровня воды в квадратуре; 2 — то же в сизигии

Конструктивные требования. Длина секций L (расстояние между деформационными швами) в основной части мола-причала в зависимости от выбранного типа конструкции принимается:

- в сооружениях из массивов-гигантов — **20...25 м**, но не более трех высот массива-гиганта;
- в сооружениях из массивовой кладки при плотных основаниях и толщине постели до **2 м** — до **45 м**; в других случаях не более **25 м**.

Толщину каменной постели в основании вертикальной подводной стенки мола-причала следует назначать не менее **1,0 м** при песчаных грунтах дна и не менее **1,5 м** при глинистых грунтах, включая обратный фильтр

толщиной не менее **0,5** м. При скальных грунтах постель может заменяться выравнивающим слоем из каменной наброски толщиной не менее **0,5** м или из бетона толщиной **0,25** м, укладываемого в мешках. Наибольшая толщина постели не должна превышать **3...5** м.

Постель выполняется из несортированного по крупности камня твердых пород в виде наброски на поверхность дна, а в отдельных случаях может частично или полностью заглубляться в котлован, чтобы обеспечить необходимую глубину у причала или исключить образование перед стенкой разбитых волн.

Высота всех курсов массивов мола-причала из массивовой кладки принимается одинаковой и равной **1,9...2,4** м. В дальнейшем размеры массивов уточняются.

Построение продольного профиля мола-причала. На чертеже, на котором предварительно нанесены продольный профиль дна по оси сооружения и характерные уровни, отыскивается ближайшее к берегу сечение, где удовлетворяются условия **(1)**. Толщина постели здесь принимается минимально допустимой. Для молв-причалов из массивов-гигантов найденное сечение является границей между откосной и вертикальной частями сооружения. Для молв из массивовой кладки дополнительно необходимо соблюдать условие: отметка постели в начальном сечении вертикальной стенки должна приниматься такой, чтобы между постелью и уровнем бетонирования по высоте укладывалось целое число курсов массивов.

Длина мола-причала задается на ситуационной схеме и может уточняться в зависимости от требуемой протяженности причального фронта с заданной глубиной у причала. По длине сооружение разбивается на участки с различными отметками уровня верха постели. Разбивка выполняется так, чтобы на каждом участке максимальная толщина постели не превышала **3...5** м, а длина участка была кратной длине секций. Перепад уровней верха постели на смежных участках для сооружений из массивов-гигантов и ряжей произвольный, а для сооружений из массивовой кладки равен высоте курса массивов.

При построении продольного профиля последние **40...50** м по длине сооружения отводятся на головную часть. В дальнейших расчетах размеры головной части уточняются.

Выбор расчетного сечения. В реальном проектировании оградительного сооружения расчеты производятся для ряда поперечных сечений, характеризующихся разными глубинами, элементами воздействующих волн, высотами постелей и др.

В настоящей работе расчеты следует выполнять только для одного наиболее опасного сечения, назначаемого преподавателем. Для расчетного сечения определяются основные размеры сооружения, которые затем принимаются одинаковыми в пределах всей основной части мола-причала.

2.2. Определение элементов волн в расчетном сечении

[1, § 1.4]; [3, приложение 1]

В задании на разработку проекта мола-причала указаны элементы волн в глубоководной зоне: высота h_d и длина λ_d . При движении к берегу глубины уменьшаются, и происходит трансформация волн, в ходе которой изменяются высоты и длины волн, а период остается неизменным.

Высота h 1%-ной обеспеченности трансформированных волн в расчетном сечении при СВГ находится по формуле

$$h = k_t h_d, \quad (4)$$

где k_t — коэффициент трансформации высоты волны, определяемый по графику на рис. 5 обязательного приложения 1 [3]. Для этого на кривой 1 берется точка с абсциссой, равной d/λ_d , где d — глубина воды в расчетном сечении, отсчитываемая от СВГ. Ордината этой точки на левой шкале дает значение k_t .

Средняя длина λ_d трансформированных волн в расчетном сечении вычисляется по соотношению λ/λ_d , определяемому по графику на рис. 4 обязательного приложения 1 [3] в зависимости от значений отношений d/λ_d и $h_{1\%}/gT^2$. Здесь T — средний период трансформированных волн, найденный по формуле (3).

Высота h_{dif} трансформированных дифрагированных волн 1%-ной обеспеченности со стороны гавани приведена в задании. Средняя длина λ_{dif} дифрагированных волн принимается равной средней длине трансформированных волн со стороны моря ($\lambda_{dif} = \lambda_d$).

2.3. Предварительное построение поперечного профиля в расчетном сечении

[1, § 4.1, 6.1]

Общие положения. Поперечный профиль сооружения в расчетном сечении (рис. 4) рекомендуется строить на миллиметровке в масштабе 1:100.

Расчеты для построения поперечного профиля выполняются в такой последовательности:

- предварительно назначается ширина гравитационной стенки;
- находится отметка кордона;
- находится отметка верха парапета;
- устанавливаются размеры берм каменной постели с внешней стороны и со стороны гавани;
- определяются максимальные донные скорости перед сооружением и назначаются мероприятия по защите основания от размыва.

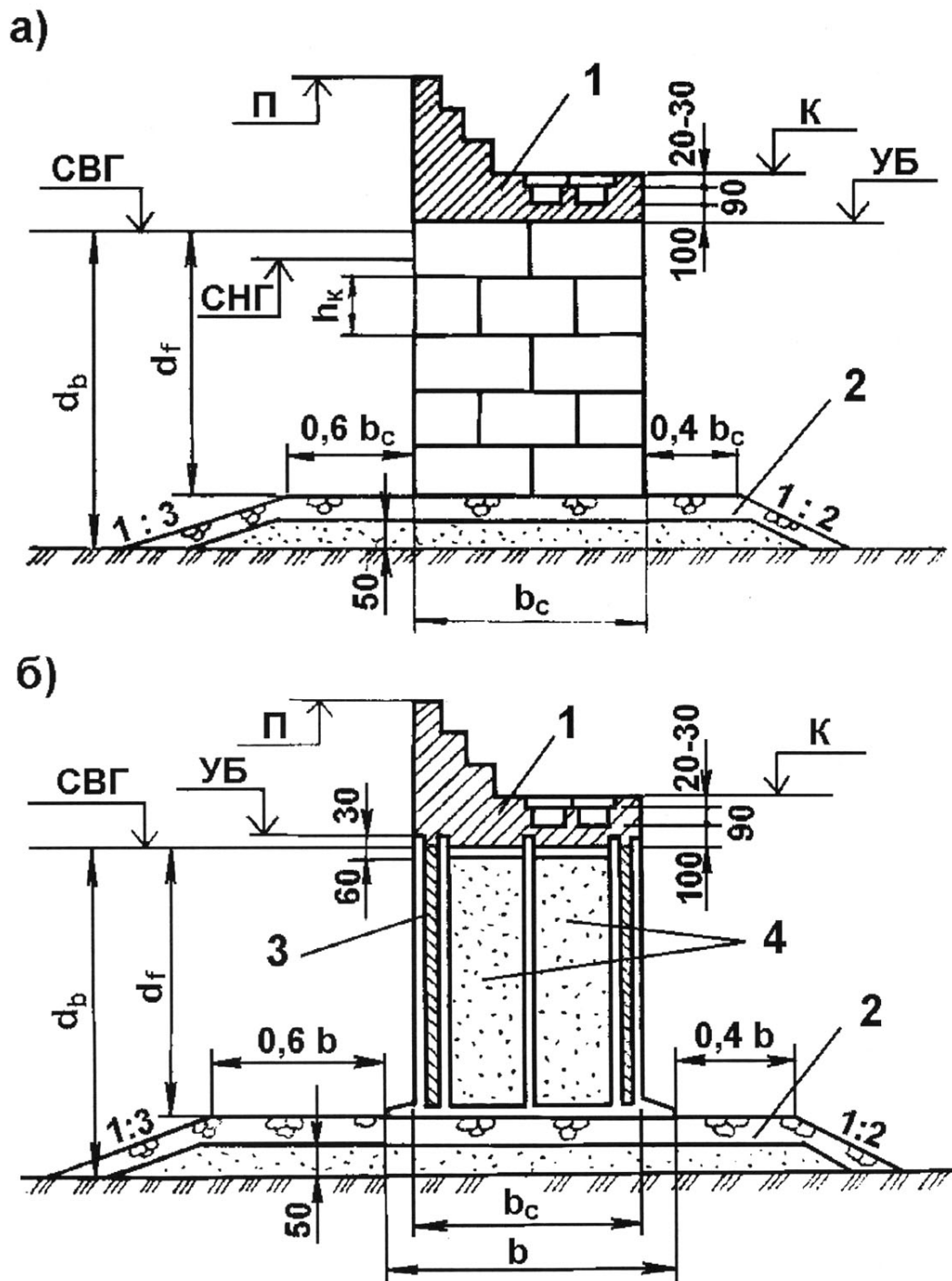


Рис. 4. Поперечные профили сооружений:
a — из обычных массивов; *b* — из массивов-гигантов;
 1 — надстройка; 2 — постель; 3 — бетонное заполнение;
 4 — песчаное заполнение

Предварительное назначение ширины стенки. Ширина подводной части гравитационной стенки окончательно устанавливается расчетами.

Расчеты ведутся для некоторой предварительной ширины b_c стенки, назначаемой по рекомендации:

$$b_c = 0,8 d_f, \quad (5)$$

где d_f — глубина воды от расчетного уровня (СВГ) до подошвы стенки.

Определение отметки кордона. Отметка верха плиты надстройки (отметка кордона) K назначается исходя из следующих условий.

Высота надстройки должна быть достаточной для размещения в ней каналов инженерных сетей высотой $h_k = 0,9$ м, перекрываемых плитами толщиной $t_{пл} = 0,2...0,3$ м, и устройства сплошной плиты толщиной $h_{пл} > 1,0$ м под каналами, так что

$$K = УБ + h_k + t_{пл} + h_{пл}. \quad (6)$$

Отметка кордона должна быть выше гребней бегущих дифрагированных волн со стороны гавани при СВГ, так что

$$K = СВГ + h_{dif,max} + a. \quad (7)$$

где $h_{dif,max}$ — максимальное возвышение свободной волновой поверхности дифрагированных волн над расчетным уровнем, определяемое с помощью формулы (6) [3];

a — запас высоты, равный $0,25...0,50$ м.

Окончательно за отметку кордона принимается большая из величин, вычисленных по формулам (6) и (7).

Определение отметки верха парапета. Высота парапета принимается такой, чтобы исключался перелив волнового потока через сооружение. При стоячих волнах у стенки возвышение верха парапета z_n над расчетным уровнем (СВГ)

$$z_n = \eta_{max} + a, \quad (8)$$

а — отметка Γ верха парапета

$$\Gamma = СВГ + z_n. \quad (9)$$

Здесь η_{max} — максимальное возвышение свободной волновой поверхности стоячих волн над расчетным уровнем, определяемое по формуле (2) [3] при $\cos \omega t = 1$.

Определение размеров берм. Ширина берм каменной постели назначается: наружной (со стороны моря) — $0,6b$; внутренней (со стороны гавани) — $0,4b$, где b — ширина подошвы стенки. Установив окончательно ширину b подошвы сооружения, уточняют ширину берм. Отметки наружной и внутренней берм в поперечном сечении постели должны приниматься одинаковыми.

Уклоны откосов постели назначаются в зависимости от крупности камня на откосах и значений донных скоростей, но не круче $1:1,5$. Обычно принимаются уклоны:

- для наружных откосов — $1:3...1:2$;

- для внутренних откосов — 1:2...1:1,5.

В дальнейших расчетах размеры постели уточняются.

Определение донных скоростей. Максимальная донная скорость $V_{b,max}$ перед сооружением при действии стоячих волн имеет место на расстоянии $0,25\lambda$ от передней грани стенки при СНГ. Она вычисляется по формуле (25) [3].

Максимально допустимые донные скорости на практике обычно принимаются:

- для песчаных грунтов 1,0...1,5 м/с;
- для каменных набросок 4,0...4,5 м/с.

Масса камня, укладываемого в постель, должен быть не менее:

- при донной скорости 2,5 м/с — 40 кг;
- при донной скорости 3,5 м/с — 70 кг;
- при донной скорости 5,0 м/с — 140 кг.

Если значения донных скоростей больше допустимых, то с наружной стороны сооружения устраивается защитное покрытие дна из каменной наброски толщиной 1,0 м (включая обратный фильтр) и шириной $0,4\lambda$.

3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНЕШНИХ НАГРУЗОК, ДЕЙСТВУЮЩИХ НА СООРУЖЕНИЕ В РАСЧЕТНОМ СЕЧЕНИИ

3.1. Нагрузки от воздействия волн

[1, § 2.1, 2.2]; [3, пп. 1.1...1.10]

Общие положения. Оградительные сооружения подвергаются воздействию различных видов нагрузок: от собственного веса; от воздействия волн, льда и кораблей; эксплуатационных нагрузок; нагрузок при сейсмических явлениях и др. Для расчетов нормами установлены сочетания нагрузок: основные и особые. При выполнении настоящей работы расчет производится только на основные сочетания. Сейсмические и другие нагрузки, входящие в особые сочетания, в данной работе разрешается не учитывать.

Основными нагрузками, определяющими размеры и конструкцию молвопричалов, как правило, являются:

- нагрузки от воздействия волн;
- нагрузки от воздействия льда;
- нагрузки от натяжения швартовов.

Расчетом устанавливаются нормативные значения нагрузок на 1 пог. м сооружения.

Волновые нагрузки в курсовой работе допускается определять только для одного из возможных расчетных случаев: на стенку одновременно воздействуют гребень стоячей волны со стороны моря и ложбина бегущей дифрагированной волны со стороны гавани. Максимальные волновые нагрузки имеют место при самом высоком уровне воды (СВЛ).

Расчеты по определению нагрузок от волн на сооружения производятся в следующей очередности:

- вычисляется расчетная глубина перед сооружением;
- устанавливаются ординаты эпюр и строятся эпюры бокового и взвешивающего волнового давления на сооружение от стоячих волн со стороны моря и от бегущих дифрагированных волн со стороны гавани;
- находятся значения и линии действия равнодействующих волнового давления на 1 пог. м сооружения.

Определение расчетной глубины. Условное понятие расчетной глубины d учитывает влияние каменной постели в основании сооружения на взаимодействие волн со стенкой. Для случая, когда берма постели возвышается над дном, расчетная глубина принимается по формуле (1) [3]. Для сооружений, у которых берма не возвышается над поверхностью дна, принимается $d = d_b$.

Определение нагрузок от стоячих волн. Ординаты эпюры бокового волнового давления на вертикальную стенку при гребне стоячей волны (рис. 5, слева) вычисляются в пяти точках по формулам, приведенным в табл. 1 [3].

Между расчетными точками давление меняется по линейному закону. В расчет принимается эпюра в пределах высоты стенки. Величина η_c в табл. 1 определяется по выражению (2) [3].

Взвешивающее волновое давление под подошвой сооружения направлено снизу вверх. Эпюра давления представляет собой треугольник (рис. 5). Максимальная ее ордината имеет место у передней грани стенки и равна значению бокового волнового давления на уровне подошвы сооружения. У тыловой грани стенки взвешивающее волновое давление равно нулю.

Определение нагрузок от дифрагированных волн. Волновая нагрузка от бегущих дифрагированных волн учитывается только при $L \leq 0,8 \lambda_{dif}$, где L — длина секции сооружения; λ_{dif} — средняя длина дифрагированных волн.

При подходе ложбины (подошвы) дифрагированной волны к середине секции сооружения эпюра бокового волнового давления (рис. 5, справа) строится по трем точкам, ординаты в которых находятся по формулам (9...11) [3]. Изменение давления между расчетными точками принимается по линейному закону.

Эпюра взвешивающего волнового давления под подошвой сооружения (рис. 5) имеет вид треугольника. Максимальная ордината эпюры равна p_3 и вычисляется по формуле (11) [3]. В данном случае волновое давление под подошвой сооружения направлено сверху вниз.

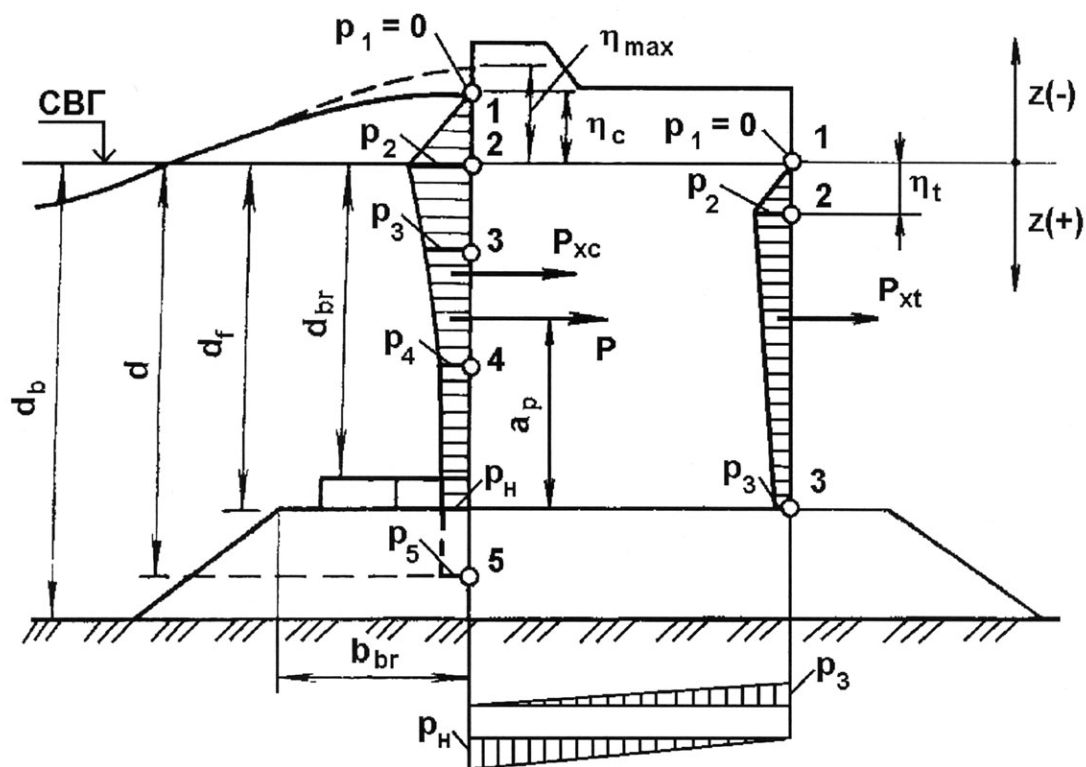


Рис. 5. Эпюры волнового давления на вертикальную стенку
в расчетном случае:
слева — от гребня стоячей волны;
справа — от ложбины дифрагированной волны

Определение равнодействующих волнового давления. Равнодействующие бокового волнового давления P_{xc} , P_{xt} при нахождении у стенки с одной стороны гребня, а с другой — ложбины волны, соответственно, устанавливаются по площадям эпюр давления. Расчеты производятся для 1 пог. м длины стенки. Линии действия сил проходят через центры тяжести соответствующих эпюр. Суммарное значение горизонтальной нагрузки на сооружение от воздействия волн равно $P_x = P_{xc} + P_{xt}$. Аналогично определяется вертикальная равнодействующая P_z взвешивающего волнового давления под подошвой сооружения.

3.2. Нагрузки от воздействия льда

[3, пп. 5.1...5.18]

В районах с тяжелыми гидрометеорологическими условиями ледовые нагрузки могут определять размеры и конструкцию оградительного сооружения. При действии льда на вертикальную стенку возникают различные виды нагрузок. Так, могут иметь место:

- нагрузки от воздействия движущихся ледяных полей;
- нагрузки от сплошного ледяного покрова при его температурном расширении;

- нагрузки от заторных и зажорных масс льда;
- нагрузки от примерзшего к сооружению ледяного покрова при изменении уровня воды.

В настоящей курсовой работе определяются только нагрузки от движущихся ледяных полей, при этом характеристики льда (при его наличии) приводятся в бланке задания.

Нагрузка $F_{c,w}$ от воздействия движущихся ледяных полей толщиной h_d на секцию мола-причала шириной L при $L/h_d \geq 50$ определяется по формуле (119), а при $L/h_d < 50$ — по формуле (121) [3].

Расстояние $z_{F_{c,w}}$ от самого высокого уровня воды (СВГ) до точки приложения ледовой нагрузки необходимо принимать равным $0,2h_d$.

3.3. Нагрузки от натяжения швартовов

[2, § 1.2, с. 14...16]; [3, п. 4.11]

Действующее на тумбу полное усилие S от натяжения закрепленного на ней швартова зависит от размерений ошвартованного корабля, нагрузок на корабль от ветра, течения и волн, положения тумбы на причале и др. При выполнении курсовой работы значения S допускается принимать приближенно:

- при заданной глубине у причала $d_b \leq 8,0$ м $S = 50$ тс (490 кН);
- при $d_b > 8,0$ м $S = 75$ тс (736 кН).

Поперечная нагрузка S_q на швартовную тумбу (проекция силы на горизонтальную ось, перпендикулярную к линии кордона) вычисляется по формуле

$$S_q = S \sin \alpha \cos \beta, \quad (10)$$

где α, β — углы наклона швартова; в настоящей работе допускается полагать $\alpha = \beta = 30^\circ$.

Нормативная швартовная нагрузка s_q , приходящаяся на 1 пог. м длины секции сооружения, равна $s_q = S_q / L$. На секциях длиной 20...25 м, как правило, устанавливается одна швартовная тумба, а на секциях 40...50 м — две тумбы. Точку приложения нагрузки от натяжения швартовов необходимо принимать на 0,3 м выше отметки кордона.

4. РАСЧЕТЫ УСТОЙЧИВОСТИ СООРУЖЕНИЯ, УТОЧНЕНИЕ ОСНОВНЫХ РАЗМЕРОВ

4.1. Определение ширины мола-причала

[1, § 6.1, с. 148...149]

Общие положения. В ходе проектирования оградительного сооружения типа вертикальной гравитационной стенки после определения внешних

нагрузок выполняются следующие расчеты:

- проверка устойчивости сооружения на опрокидывание;
- вычисление напряжений под подошвой стенки и под постелью;
- проверка устойчивости сооружения на плоский сдвиг;
- проверка устойчивости сооружения на глубинный сдвиг;
- другие расчеты, связанные с особенностями конструкции и местными условиями.

Расчеты ведутся последовательно для некоторой предварительно назначаемой ширины стенки.

Назначение ширины стенки. Ранее при построении поперечного профиля сооружения ширина стенки b_c принималась по зависимости (5). Для последующих расчетов устойчивости мола-причала ее определяют с большей точностью исходя из двух условий (рис. 6):

- допустимого соотношения краевых напряжений под подошвой сооружения и устойчивости стенки на сдвиг — по формуле (6.2) [1];
- устойчивости стенки на сдвиг по подошве — по формуле (6.4) [1].

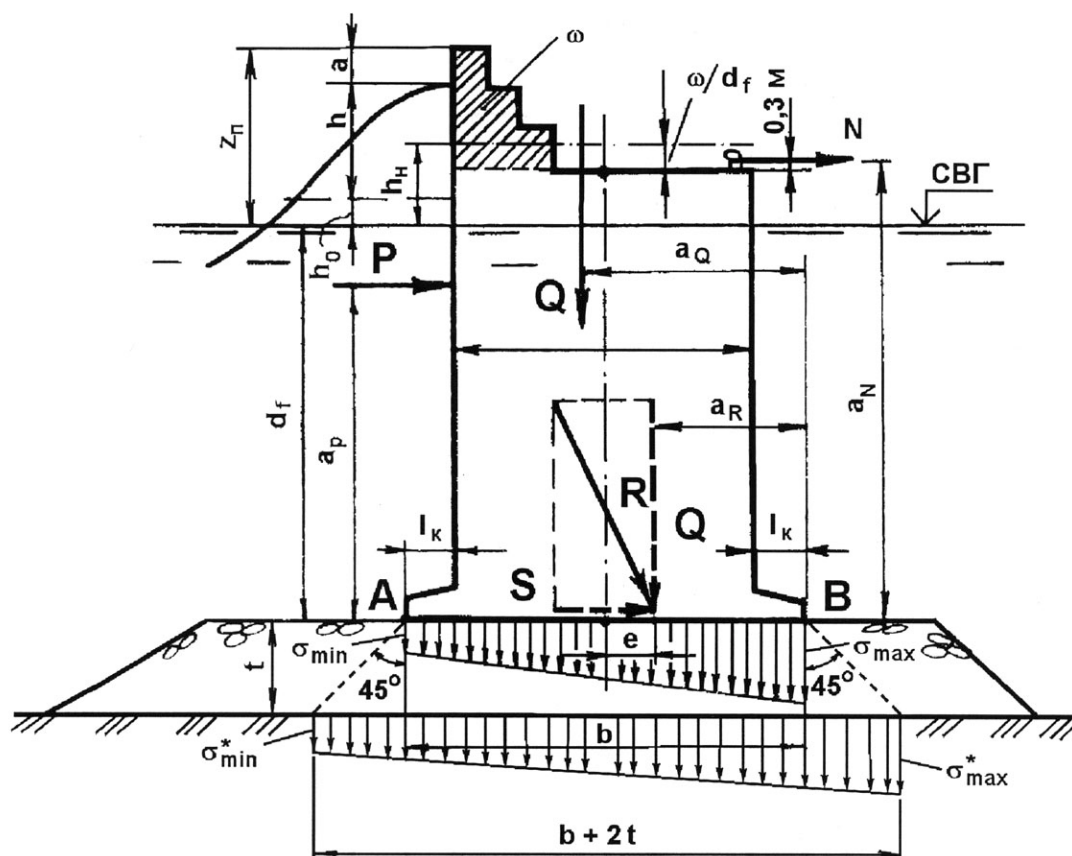


Рис. 6. Расчетная схема к определению размеров поперечного сечения сооружения

Класс мола-причала назначается в зависимости от высоты сооружения: при глубине воды более 25 м — I класс; от 5 до 25 м — II класс; менее 5 м — III класс.

Для дальнейших расчетов берется ширина сооружения b_c , большая из значений, полученных по формулам (6.2) и (6.4) [1]. После определения ширины стенки уточняются размеры берм каменной постели в расчетном сечении.

4.2. Расчет устойчивости сооружения на опрокидывание

[1, § 6.3, с. 152]

Устойчивость сооружения считается обеспеченной, если выполняется условие (6.11) учебника.

4.3. Расчет напряжений под подошвой стенки и под постелью

[1, § 6.2, с. 149...151]

Эпюры давления под подошвой и под постелью сооружения (рис. 6) строятся по формулам (6.5...6.8) учебника.

Проверяются минимальные напряжения σ_{min} под подошвой (отрицательные напряжения под подошвой не допускаются) и максимальные напряжения σ_{max} (они не должны превосходить расчетных сопротивлений R_0 каменной постели, т. е. $\sigma_{max} \leq R_0$).

Максимальные напряжения σ_{max}^* под постелью не должны быть больше расчетных сопротивлений R_0 грунта основания, т.е. $\sigma_{max}^* \leq R_0$.

В данной работе расчетные сопротивления R_0 допускается принимать равными:

- для каменной постели 600 кПа;
- для песков гравелистых и крупных 600...500 кПа;
- для песков средней крупности 500...400 кПа;
- для песков мелких 300...200 кПа.

4.4. Расчет устойчивости сооружения на плоский сдвиг

[1, § 6.3, с. 153...154]

В настоящей работе рассчитывается сооружение, постель которого возвышается над поверхностью дна (рис. 7). При этом возможны следующие расчетные случаи для плоского сдвига:

- сдвиг сооружения по плоскости AB каменной постели;
- сдвиг сооружения вместе с частью каменной постели по наклонной плоскости AD ;
- сдвиг сооружения вместе с постелью по плоскости ED дна.

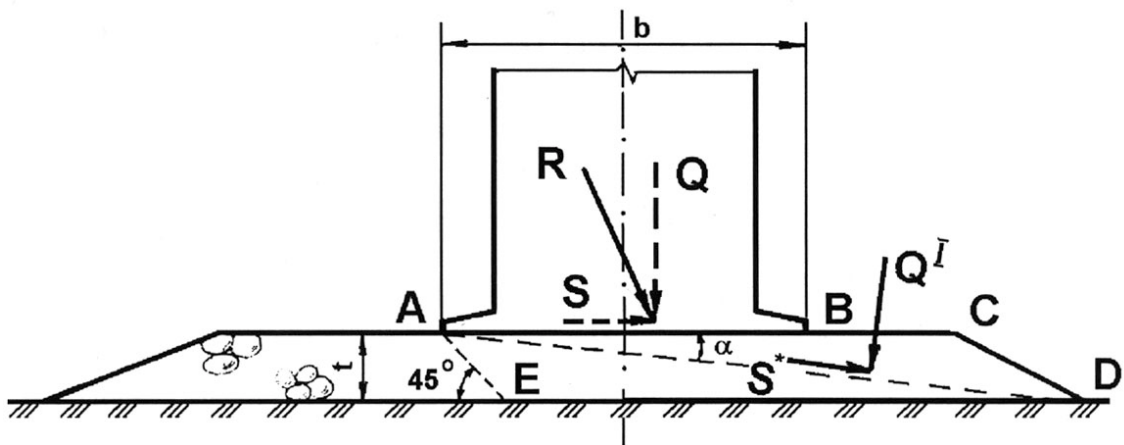


Рис. 7. Расчетная схема к определению устойчивости сооружения на плоский сдвиг

Устойчивость сооружения на плоский сдвиг по указанным плоскостям проверяется по формулам (6.1), (6.13, 6.14) [1].

4.5. Расчет устойчивости сооружения на глубокий сдвиг по методу ВНИИГ

[1, § 6.3, с. 158...162]; [4, приложение 7]

Метод расчета несущей способности основания подробно изложен в [1]. Расчеты выполняются в следующей очередности.

Вычисляются расчетная ширина b' сооружения и приведенное напряжение σ^* под постелью по формулам:

$$b' = 2/3 (b + 2t) (\sigma_{max}^* + 2 \sigma_{min}^*) / (\sigma_{max}^* + \sigma_{min}^*); \quad (11)$$

$$\sigma^* = 1/2 (\sigma_{max}^* + \sigma_{min}^*) (b + 2t) / b'. \quad (12)$$

Здесь b — ширина подошвы сооружения; t — толщина постели; σ_{max}^* и σ_{min}^* — крайние напряжения под постелью.

По формуле (7) рекомендуемого приложения 7 [4] определяются значения силы предельного сопротивления сдвигу R_u для не менее чем трех задаваемых значений угла δ' (в долях от угла внутреннего трения φ_1 — см. табл. на стр. 34, 35 [4]).

По найденным значениям R_u с помощью формул (8, 9) рекомендуемого приложения 7 [4] определяются σ и τ_{lim} .

Строится график несущей способности основания $\tau_{lim} = f(\sigma_{lim})$ для расчетной ширины b' сооружения, показывающий взаимосвязь между предельными касательными и нормальными напряжениями (см. чертеж б на стр. 33 [4]).

По значению приведенного напряжения σ^* с помощью графика находится τ_{lim}^* и проверяется соблюдение условия (6.1) [1] устойчивости сооружения. В данном случае расчетное значение сдвигающей силы $F = S$ и $R = \tau_{lim}^* b'$. Здесь S — равнодействующая фактически действующих на сооружение горизонтальных сил.

5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАЗМЕРОВ ГОЛОВНОЙ И КОРНЕВОЙ ЧАСТЕЙ СООРУЖЕНИЯ

5.1. Головная часть

[1, § 4.7, с. 127]

Длина и ширина головного участка сооружения определяется расчетом исходя из эксплуатационных требований. Ориентировочно ширину головного участка следует принимать на **30...40%** больше ширины сооружения в основной части, а длину — равной двойной ширине. Уширение следует делать в сторону гавани. Головная часть отделяется от основной части швом.

Толщина бетонной плиты надстройки головного участка принимается на **1,0...1,5 м** больше толщины плиты основной части. Парапет выполняется с трех сторон. Выступающие внешние углы срезаются, бермы постели уширяются на **25...30%**.

Принятые размеры головного участка проверяются и уточняются расчетом. В данной учебной работе такие расчеты допускается не выполнять.

5.2. Корневая часть

[1, § 4.7, 3.2...3.6]

Общие положения. Конструкция корневой части принимается откосного профиля из наброски сортированного камня с защитным покрытием внешнего откоса обыкновенными бетонными массивами или фасонными блоками.

За расчетное берется сечение (рис. 8) в начале откосного профиля (граничное сечение между корневой и основной частью сооружения). Здесь вычисляются высота и средняя длина трансформированных волн со стороны моря при СВГ по рекомендациям п. 2.2.

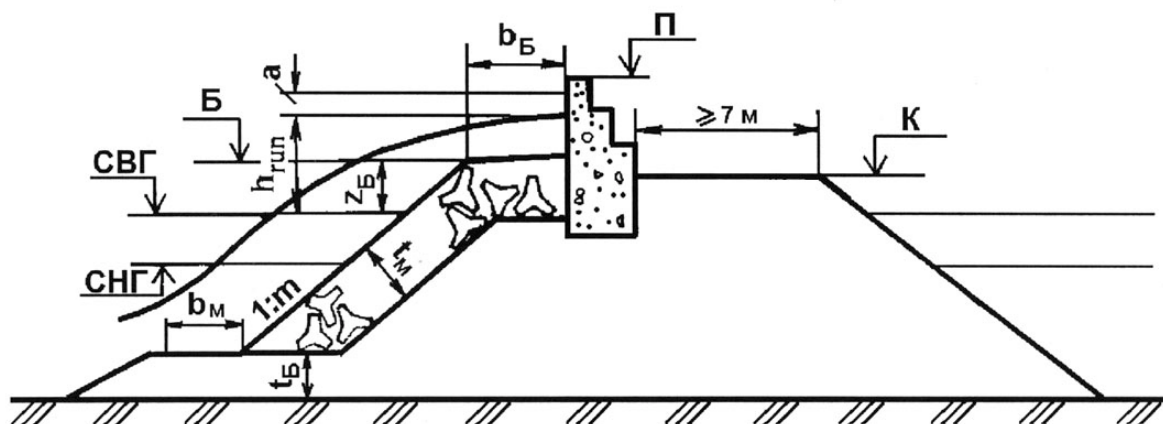


Рис. 8. Поперечный профиль корневой части сооружения

В ходе расчета корневой части сооружения последовательно определяются:

- отметка верха парапета и пологость откосов;
- массы массивов и камней на откосе со стороны моря и со стороны гавани;
- габаритные размеры — отметка верха и ширина бермы перед парапетом, ширина проезжей части, размеры парапета и др.;
- толщины слоев отсыпки камня (наброски или укладки массивов).

Определение отметки верха парапета и пологости откосов. Отметка верха парапета для корневой части сооружения принимается равной отметке парапета в основной части. Из этого условия определяются уклоны (пологости) откоса со стороны моря для вариантов защиты откоса камнем или массивами (фигурными блоками). Предварительно значениями пологости откоса задаются и вычисляют превышение z_n верха парапета над уровнем *СВГ* и отметку Π верха парапета по формулам

$$z_n = h_{rum1\%} + a, \quad \Pi = СВГ + z_n. \quad (12)$$

Здесь $h_{rum1\%}$ — высота наката волн 1%-ной обеспеченности на откос, определяемая по формуле (25) [3]; a — запас; принимается $a > 0,1h$, но не менее 0,5 м; *СВГ* — отметка *СВГ*.

Если полученные по (12) значения отличаются от отметки парапета в основной части сооружения, следует изменить m и повторить расчет. Окончательно принимается m , при котором отметка верха парапета равна отметке парапета основной части или близка к ней.

Аналогично определяется величина m для внутреннего откоса. Здесь отметка высоты наката волн на откос должна быть меньше отметки кордона. В настоящей работе допускается расчет не производить и принимать пологость откоса $m = 1,25...1,50$.

Определение массы массивов и камней. Для внешнего откоса оно выполняется по [1, § 3.6, с. 87...88]. При этом высоту $h_{2\%}$ волны 2%-ной обеспеченности в формуле (3.1) [1] допускается принимать равной $0,9h$, где h — высота волны 1%-ной обеспеченности. Рассматриваются варианты защиты откосов камнем, обыкновенными бетонными массивами и тетраподами. Окончательный вариант выбирается после согласования с преподавателем.

Массу камня для внутреннего откоса в настоящей работе допускается не определять, а ориентировочно принимать такой же, как и во втором сверху слое с внешней стороны сооружения.

Определение габаритных размеров. Отметка верха корневой части сооружения принимается равной отметке кордона. Превышение верха внешнего откоса над *СВГ* $z_B = 0,7h$, а отметка бермы перед парапетом

$$B = СВГ + z_B. \quad (13)$$

Ширина b_B бермы перед парапетом назначается из условий: $b_B = (0,5...1,0)h$ и $b_B \geq 2l$, где l — размер в плане располагаемых на берме

элементов наброски. Ширина проезжей части не менее **7,0** м. Размеры парапета выше отметки кордона принимаются такими же, как и в основной части сооружения.

Скорость скатывания потока по внешнему откосу у дна $v = 0,5 v_{b,max}$, где $v_{b,max}$ определяется по **(12)** [3] при значениях d_b , h , λ для расчетного сечения откосной части сооружения. Если значения v превышают максимально допустимые скорости для грунтов дна, то перед откосом устраивается защитное покрытие из каменной наброски шириной $b_n \geq 2,0$ м и толщиной $t_b \geq 2,0$ м. Данные о максимально допустимых донных скоростях для различных грунтов и минимально допустимых массах камней отсыпки приведены в п. 2.3.

Определение толщины слоев отсыпки. Укладка или наброска массивов и камней осуществляется обычно двумя слоями расчетного веса. Общая толщина t_m двухслойной наброски ориентировочно принимается равной удвоенному размеру отдельного массива (камня) или полуторной высоте одного тетрапода.

Камень отсыпается послойно. Минимальная толщина отсыпки камня определяется по формуле

$$t = 3(Q/\rho_k)^{1/3}, \quad (14)$$

но не должна быть менее 2,0 м. Здесь Q — масса камня, ρ_k — плотность камня в воздухе.

Масса Q_n камней нижележащего слоя вычисляется в зависимости от массы Q_v камня вышележащего слоя из условия

$$Q_v / Q_n \leq 20, \quad (15)$$

обеспечивающего защиту нижнего слоя от вымывания. Ядро сооружения отсыпается из несортированного камня.

ЛИТЕРАТУРА

1. Кульмач П.П., Филиппенок В.З., Заритовский Н.Г. Морские гидротехнические сооружения. Часть I. Основы морской гидрологии и оградительные сооружения / Под ред. П.П. Кульмача / ЛВВИСУ. — Л., 1990. — 199 с.
2. Кульмач П.П., Филиппенок В.З., Заритовский Н.Г. Морские гидротехнические сооружения. Часть II. Причальные, шельфовые и берегоукрепительные сооружения / Под ред. П.П. Кульмача / ЛВВИСУ. — Л., 1991. — 391 с.
3. СНиП 2.06.04-82*. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов) / Минстрой России. — М.: ГП ЦПП, 1996.
4. СНиП 2.02.02-85. Основания гидротехнических сооружений / Минстрой России. — М.: ГП ЦПП, 1996.