ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА СССР
(ГОССТРОЙ СССР)

УКАЗАНИЯ
ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ, ПОДВЕРЖЕННЫХ ВОЛНОВЫМ ВОЗДЕЙСТВИЯМ

СН 288—64

Отменен с 1/I-1976г.
пост. N 65 от 30/IV-1975г.
Взод. СНиП II-57-75



МОСКВА—1965

gost.e-ecolog.ru

Издание официальное

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА СССР
(ГОССТРОЙ СССР)

УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ, ПОДВЕРЖЕННЫХ ВОЛНОВЫМ ВОЗДЕЙСТВИЯМ

СН 288—64

Утверждены
Государственным комитетом по делам строительства СССР
14 сентября 1964 г

с 1/I-1976 г. отменен в части определения нагрузок и воздействий



ИЗДАТЕЛЬСТВО ЛИТЕРАТУРЫ ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ
Москва—1965

УДК 626/627.001 12

«Указания по проектированию гидротехнических сооружений, подверженных волновым воздействиям» составлены в развитие глав СНиП II-И 1-62 «Гидротехнические сооружения речные Основные положения проектирования» и СНиП II-И 2-62 «Гидротехнические сооружения морские Основные положения проектирования» Комиссией по волновым воздействиям на гидротехнические сооружения при Совете по проблемам водного хозяйства АН СССР с участием институтов Союзморниипроект и Черноморниипроект Министерства морского флота, Министерства обороны СССР, Московского инженерно-строительного института имени В В Куйбышева, Ичститута гидромеханики АН УССР, Всесоюзного научно-исследовательского института транспортного строительства Гострансстроя СССР, институтов ЦНИИЭВТ, ЛИВТ и Гипроречтранса Министерства речного флота РСФСР, института Гидропроект имени С. Я Жука Государственного производственного комитета по энергетике и электрификации СССР, института Укрводгео Госстроя УССР и др.

Редакторы — кандидаты техн наук Е И. Дышко (Госстрой СССР) и Г. Ф. Красножон (Совет по проблемам водного хозяйства АН СССР)

Государственный комитет по делам строительства СССР (Госстрой СССР)	Строительные нормы	СН 288—64
	Указания по проектированию гидротехнических сооружений, подверженных волновым воздействиям	—

1. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

1.1. Настоящие указания распространяются на проектирование оградительных гидротехнических сооружений на морях, озерах и водохранилищах для защиты от воздействия волн, а также на проектирование берегоукрепительных сооружений и отдельных конструкций, подверженных волновым воздействиям.

1.2. При проектировании сооружений, подверженных волновым воздействиям, кроме настоящих указаний надлежит руководствоваться требованиями глав СНиП II-И.1-62 «Гидротехнические сооружения речные. Основные положения проектирования» и СНиП II-И.2-62 «Гидротехнические сооружения морские. Основные положения проектирования», СН 92—60 «Технические условия определения волновых воздействий на морские и речные сооружения и берега», а также других соответствующих нормативных документов

1.3. Сооружения, подверженные воздействию волн, следует проектировать с учетом опыта строительства, эксплуатации и результатов исследований сооружений такого же типа, работающих в аналогичных условиях.

При проектировании особо ответственных сооруже-

Внесены Советом по проблемам водного хозяйства Академии наук СССР	Утверждены Государственным комитетом по делам строительства СССР 14 сентября 1964 г.	Срок введения 1 апреля 1965 г.

ний, а также сооружений и конструкций новых типов следует предварительно проводить лабораторные исследования на моделях сооружений и в отдельных случаях натурные исследования на опытных участках.

1.4. При проектировании гидротехнических сооружений, подверженных волновым воздействиям, следует учитывать условия и требования:

а) наилучшего удовлетворения основным эксплуатационным требованиям (например, наиболее эффективной защите акватории от волнения и заносимости, наибольшим удобствам в обслуживании судов, надежной защите берега от разрушения и т. п.);

б) наименьшей стоимости строительства и трудоемкости строительных работ, экономного расходования металла и других дефицитных материалов, широкого применения местных строительных материалов, применения новых строительных синтетических материалов;

в) применения сборных железобетонных конструкций, преимущественно из унифицированных стандартных или типовых элементов, с наименьшим количеством типоразмеров;

г) возведения сооружений преимущественно без водоотлива и перемычек с наименьшим объемом водолазных работ;

д) применения прогрессивных методов производства работ при минимальных сроках строительства.

При проектировании сооружений производят выбор типа, конструкции и расположения сооружения в плане, а также следующие расчеты и проверки устойчивости и прочности сооружений и их элементов:

а) проверка общей устойчивости сооружений типа вертикальной стенки и отдельных их частей, расчет напряжений в основаниях сооружений, проверка оснований на сдвиг;

б) проверка устойчивости основания и расчет осадок для сооружений вертикального и откосного типов;

в) проверка устойчивости откосов и отдельных элементов откосных сооружений — камней, массивов, плит, подстилающего слоя, а также прочности плит и других конструкций элементов креплений;

г) другие проверки устойчивости и прочности сооружений и их частей в зависимости от типа и конструкции сооружений, а также местных условий;

д) проверка на высоту наката волн на откос или подъем волны у сооружений, не допускающих перелива через них воды, и определение волногасящего действия сооружения;

е) проверка на размыв донными скоростями дна перед сооружением.

1.5. При разработке конструкций сооружений и выборе варианта необходимо руководствоваться следующими положениями:

а) сооружение и отдельные его элементы должны быть устойчивы в любой стадии их возведения при волнении, возможном в период строительства;

б) при прочих равных условиях рекомендуется отдавать предпочтение типу сооружения, возведение которого возможно при меньшей длительности работ, выполняемых непосредственно на акватории;

в) продолжительность цикла работ, обеспечивающих устойчивость части или элемента сооружения при волнении, возможном в период его строительства (например, производство заполнения оболочки массива-гиганта или ряжа), не должна превышать, как правило, 1,5 суток, на которые может быть дан достоверный прогноз о том, что высота волны не будет превышать 1 *м*;

г) при возведении сооружения следует предусматривать возможность применения такого строительного оборудования, которое может быть быстро убрано при волнении в безопасное место.

1.6. Состав и объем материалов проекта сооружений определяется в соответствии с инструкциями по составлению проектов и смет.

Состав и объем изысканий (топографических и гидрографических, метеорологических, гидрологических, геологических и гидрогеологических, а также гидрохимических и гидробиологических и др.) определяются соответствующими инструкциями для морских и речных гидротехнических сооружений.

В отдельных случаях для разработки и обоснования проектных решений могут проводиться специальные изыскания, лабораторные и натурные исследования.

1.7. В проектах сооружений I и II классов следует предусматривать установку контрольно-измерительной

аппаратуры, триангуляционных марок, марок высотных отметок для контрольных наблюдений за поведением сооружений в период строительства и в процессе эксплуатации.

2. СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ И ИЗДЕЛИЯ

2.1. Все виды строительных материалов и изделий для гидротехнических сооружений должны удовлетворять требованиям соответствующих глав I части СНиП, государственных стандартов и настоящих указаний.

2.2. Проектные марки гидротехнического бетона по водостойкости, водонепроницаемости и морозостойкости должны удовлетворять требованиям ГОСТ 4795—59.

Если, согласно СН 249—63 * «Инструкция по проектированию. Признаки и нормы агрессивности воды-среды для железобетонных и бетонных конструкций», вода-среда признается агрессивной, то марки и составы бетона и мероприятия по защите конструкций от коррозии назначаются с учетом требований глав СНиП I-В.3-62 «Бетоны на неорганических вяжущих и заполнителях», I-В 27-62 «Защита строительных конструкций от коррозии. Материалы и изделия, стойкие против коррозии» и в соответствии с указаниями специальных нормативных документов по проектированию защиты строительных конструкций от коррозии.

2.3. Требования, предъявляемые к бетону сборных элементов и конструкций, определяются условиями их работы в соответствии с главами СНиП I-В 5-62 «Железобетонные изделия. Общие указания» и I-В 5 2-62 «Железобетонные изделия для сооружений» и обозначаются в проекте.

2.4. При назначении проектной марки бетона по прочности на сжатие кроме конструктивных требований следует учитывать требования экономичности и долговечности сооружения.

Проектные марки бетона отдельных бетонных и железобетонных конструкций и их элементов принимаются в зависимости от конструктивных особенностей и условий их работы, но не ниже, чем по табл. 1.

Для железобетонных берегоукрепительных сооружений, расположенных в приурезовой полосе пляжей на

Таблица 1

Проектные марки бетона по прочности на сжатие

Наименование конструкции или элемента	Проектная марка бетона
Массивы-гиганты	300
Бетонные массивы для правильной кладки и наброски	150
Фасонные массивы для набросного крепления откосов	200
Сваи и шпунт из железобетона . . .	300
Плиты железобетонные для крепления откосов .	250

Примечания: 1. Применение бетонов проектной марки 100 и ниже допускается только для заполнения пустотелых элементов и должно быть специально обосновано

2 Бетон омоноличивания рабочих стыков должен иметь проектную марку на одну ступень выше марки бетона омоноличиваемых элементов.

открытых морских побережьях с галечными наносами, следует применять бетон проектных марок не ниже 400.

2.5. Для типовых проектов проектные марки бетона по водонепроницаемости и морозостойкости, а также требования по обеспечению долговечности бетона в условиях агрессивного воздействия внешней среды устанавливают при привязке проекта.

2.6. Для арматуры железобетонных конструкций применяют виды арматурных сталей в соответствии с главами СНиП II-А 10-62 «Строительные конструкции и основания. Основные положения проектирования» и I-В 4-62 «Арматура для железобетонных конструкций», действующими ГОСТами, а также нормативными документами по проектированию бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений.

Для предупреждения коррозии арматуры следует предусматривать в зависимости от условий работы конструкции соответствующие защитные мероприятия.

2.7. Металлы и металлические изделия, применяемые в конструкциях гидротехнических сооружений, должны удовлетворять требованиям главы СНиП I-В.12-62 «Металлы и металлические изделия» и соответствующих ГОСТов.

2.8. Камни для каменных конструкций и отдельных элементов сооружений должны отвечать требованиям

главы СНиП I-В 8-62 «Материалы и изделия из природного камня», а также соответствующих стандартов, технических условий и инструкций.

2.9. Лесные материалы для деревянных элементов и конструкций (ряжи, отбойные рамы, брусья, кранцы, палы и др) должны отвечать требованиям главы СНиП I-В.13-62 «Лесные материалы, изделия и конструкции из древесины» и соответствующих ГОСТов

Не допускается применять деревянные элементы в таких частях сооружений, которые доступны воздействию древоточцев, если не приняты специальные меры защиты.

2.10. В сооружениях, возводимых в прибойной зоне побережий с галечными наносами, не рекомендуется применять деревянные, а также металлические элементы, выступающие над поверхностью пляжа либо находящиеся в зоне интенсивного перемещения гальки.

Для защиты железобетонных элементов конструкций от воздействия абразии следует применять защитные оболочки или облицовки из достаточно прочных материалов. В случае целесообразности рекомендуется применение съемных щитов или иных конструкций, защищающих сооружение от абразии и заменяемых по мере их износа.

В сооружениях из бетона и камня, расположенных в приурезовой зоне побережья с галечными наносами с интенсивным и часто повторяющимся волнением, а также на побережьях, подвергающихся действию тяжелых льдов, должна предусматриваться специальная защитная облицовка из прочных и стойких против выветривания и истирания в условиях воздействия морской воды пород камня (кристаллические породы, прочные песчаники с кремнеземистым цементирующим веществом и т. п).

Для морских граней продольных береговых стен, расположенных в приурезовой зоне галечных берегов, необходимо предусматривать облицовку из камня с пределом прочности при сжатии не менее 600 *кг/см*^{2}.

Примечания 1 Требования, относящиеся к устройству облицовок и защитных оболочек, не распространяются на такие элементы железобетонных конструкций, которые могут заменяться при износе, а также на конструкции из достаточно стойких против абразии материалов

2 Рекомендуется применять камень из пород, степень истираемости которых при истирании на круге не превышает 0,25 *г/см*^{2}

3 Разрешается применение облицовки из искусственных материалов при надлежащем обосновании.

2.11. Расчетные характеристики бетона и арматуры при расчете элементов и конструкций гидротехнических сооружений принимаются по главе СНиП II-В.1-62 «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования» и СН 55—59 «Нормы и технические условия проектирования бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений».

3. ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

3.1. Расчет конструкций гидротехнических сооружений и их оснований производится в соответствии с указаниями глав СНиП II-А 10-62, II-Б 3-62 «Основания гидротехнических сооружений. Нормы проектирования», II-И 1-62 «Гидротехнические сооружения речные Основные положения проектирования», II-И 2-62 «Гидротехнические сооружения морские. Основные положения проектирования», по нормативным документам по проектированию конструкций и отдельных видов гидротехнических сооружений, а также по настоящим указаниям

3.2. В расчетах конструкций и оснований нагрузки и воздействия в сочетаниях следует учитывать в соответствии с указаниями глав СНиП II-А.11-62 «Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования», II-И 1-62 и II-И 2-62.

При выполнении расчетов конструкции сооружения следует учитывать очередность возведения и нагружения сооружения, пространственную работу сооружения, наличие упора одного сооружения в другое, распределение усилий, вызванных пластическими деформациями.

3.3. Расчет несущей способности оснований и устойчивости оградительных сооружений и их осадок с учетом в случае наличия каменной постели может выполняться в соответствии с положениями главы СНиП II-Б.3-62, а также с использованием соответствующей технической литературы.

В случае определения несущей способности оснований сооружений по приложению 1 главы СНиП II-Б.3-62 необходимо дополнительно учесть следующее:

а) при наличии постели, возвышающейся над уровнем дна, очертания зоны *III* (см. приложение 1 главы СНиП II-Б 3-62) призмы обрушения следует подбирать

путем последовательных приближений. При этом ширина горизонтальной бермы и крутизна откоса должны соответствовать необходимому коэффициенту запаса устойчивости, а направление линии скольжения (*СД*) в пределах этой зоны определяется путем последовательных приближений как наиневыгоднейшее в пределах между выходом ее у нижней бровки откоса и наклоном ее к горизонту под углом $45° - \frac{\varphi}{2}$. Вес этой части призмы определяют с учетом расчетного очертания зоны;

б) при наличии частично заглубленной в основание постели вес частей постели и основания, расположенных выше уровня подошвы постели над зоной *III* призмы обрушения, принимают как пригрузку, соответственно увеличивающую вес P_3 призмы обрушения в пределах зоны *III*;

в) в соответствии с главой СНиП II-Б 3-62 действительную эпюру нормальных напряжений как на поверхности постели, так и под ее подошвой следует заменить равновеликой эпюрой напряжений, равномерно распределенных по расчетной ширине (соответственно подошвы сооружения или постели), равной удвоенному расстоянию от центра тяжести действительной эпюры напряжений до наибольшего основания эпюры.

3.4. При проектировании сооружений на водохранилищах расчетные сочетания уровней воды и скоростей ветра допускается принимать по табл. 2.

Таблица 2

Расчетные сочетания уровней воды и скоростей ветра при проектировании сооружений на водохранилищах

Расчетный уровень воды	Вероятность превышения максимальной скорости ветра за период открытого русла в % при классе сооружения		
	I, II	III	IV
А. При назначении отметки гребня сооружения			
Расчетный максимальный уровень воды вероятностью превышения: 1% — для сооружений I класса, 5% — для сооружений II—IV классов	20	30	50

Продолжение табл. 2

Расчетный уровень воды	Вероятность превышения максимальной скорости ветра за период открытого русла в % при классе сооружения		
	I, II	III	IV
Уровень воды по ряду ежедневных наблюдений уровней за период открытого русла с вероятностью превышения 25%	8	10	20
То же, 50% .	4	5	10
То же, 75% .	2	3	5
Б При назначении отметки нижней границы крепления откоса			
Расчетный минимальный навигационный уровень воды .	20	30	50
Уровень воды по ряду ежедневных наблюдений уровней воды за период открытого русла с вероятностью превышения 75% . .	8	10	20
То же, 50% . . .	4	5	10
То же, 25%	2	3	5

Примечание Данные по табл 2 должны приниматься для створа сооружения с учетом кривой подпора при пропуске через основной гидроузел расходов воды расчетной обеспеченности проектируемых сооружений

ВОЗВЫШЕНИЕ ГРЕБНЯ СООРУЖЕНИЯ НАД РАСЧЕТНЫМ УРОВНЕМ

3.5. Возвышения гребня сооружения z_c (в *м*) над расчетным статическим уровнем определяют по формуле

$$z_c = h_{н\,p} + \Delta h + a, \qquad (1)$$

где $h_{н\,p}$ — расчетная высота наката волн с обеспеченностью p%, назначаемой в зависимости от типа, класса и конструкции сооружений по приложению 1; для ориентировочных расчетов высота наката может определяться по СН 92—60;

Δh — высота нагона воды в *м* при расчетной скорости ветра; назначается по данным натурных наблюдений или по расчету по СН 92—60;

a — запас высоты сооружения в *м*, назначаемый в зависимости от типа, класса и конструкции сооружений по указаниям, приведенным в соответствующих разделах настоящих указаний.

В случае неукрепленного откоса и гребня сооружения в расчетах принимают высоту наката $h_{н\,1\%}$. При назначении отметки гребня сооружения на высоте, равной или выше высоты наката $h_{н\,1\%}$ с учетом нагона, перелив воды через сооружение отсутствует.

При назначении отметки гребня сооружения z_c на высоте ниже высоты наката $h_{н\,1\%}$ учитывают возможность переплеска отдельных волн или перелива (перекатывания) волн через гребень сооружения в расчетных условиях.

Переплеск отдельных волн допускается через бетонные сооружения, земляные сооружения с укрепленными гребнем, верховым и низовым откосами, через набросные сооружения, а также при надлежащем обосновании и через сооружения других типов.

При допущении переплеска отдельных волн запас высоты не принимается, а расчетная высота наката назначается в зависимости от типа конструкции в пределах $h_{н\,50\%} \leqslant h_{н\,p} < h_{н\,1\%}$. При наличии крепления откосов и гребня допускается принимать в качестве расчетной высоту наката $h_{н\,50\%}$.

При допущении перелива (перекатывания волн) высота наката волны в зависимости от типа конструкции назначается в пределах $h_{н.\,p} < h_{н\,50\%}$ или совсем не учитывается. Отметка верха сооружения при допущении перелива (перекатывания волн) принимается в зависимости от максимально допустимой по эксплуатационным условиям высоты волны за сооружением на основе технико-экономических расчетов. При этом волновой режим на защищаемой акватории определяется с учетом волнения, возбуждаемого перекатывающимися волнами, и в необходимых случаях проверяется общая устойчивость сооружения.

Окончательную отметку гребня сооружения принимают на основе технико-экономических расчетов, в ко-

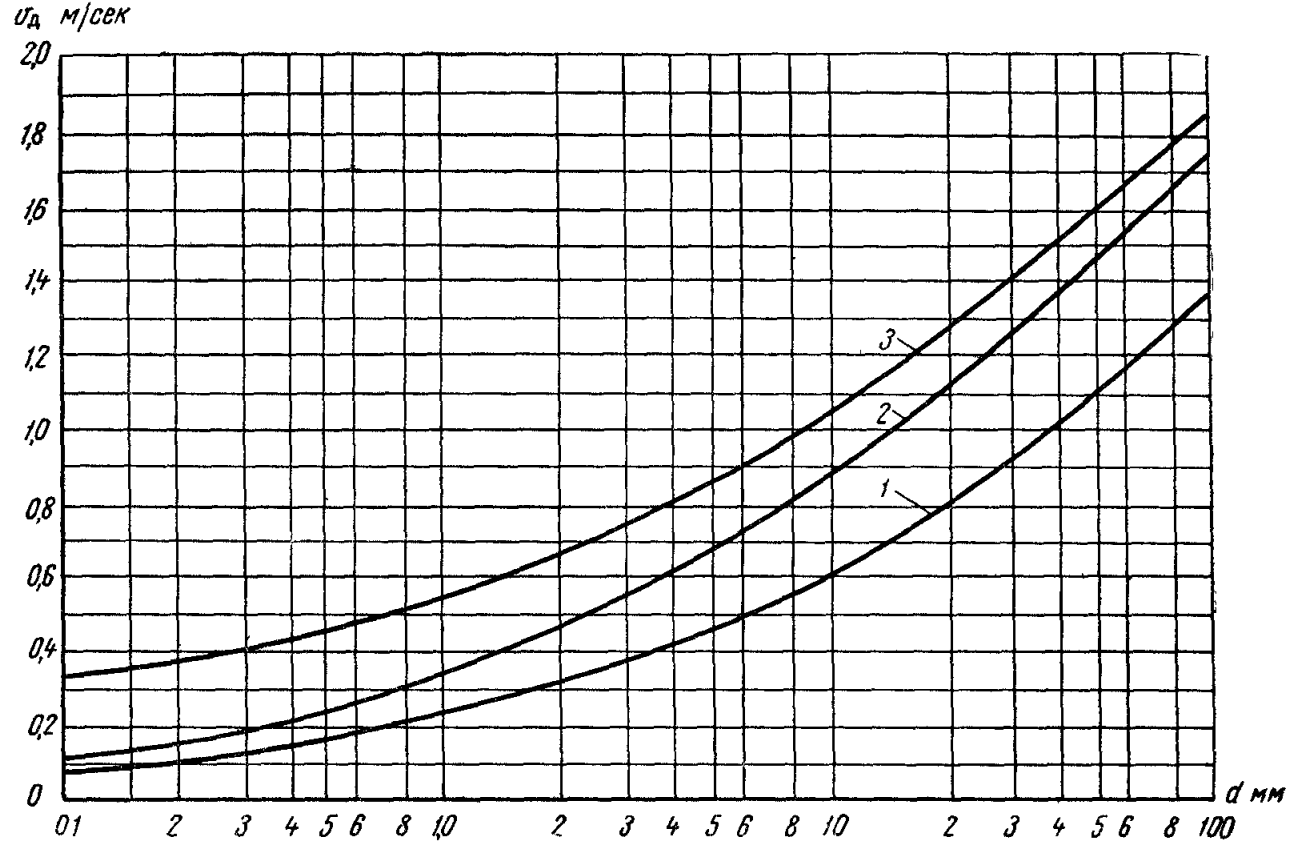


Рис 1 Начальные волновые скорости трогания и перемещения частиц грунта на горизонтальном и слабонаклонном дне

1 — кривая начальных скоростей трогания частиц грунта, *2* — кривая начальных скоростей поверхностного сплошного перемещения грунта, *3* — кривая скоростей массового перемещения верхнего слоя грунта

торых следует учитывать необходимые дополнительные защитные мероприятия на гребне и низовом откосе при вариантах с пониженными отметками.

Примечания 1. Объемы воды, перелив которых через сооружения или отдельные конструкции может быть допущен, должны быть установлены по данным специальных лабораторных исследований

2 При наличии на сооружениях устройств, не допускающих переливов воды, высота гребня сооружения определяется по $h_{н\,1\%}$ с учетом нагона.

3 При проектировании сооружений с допускаемым переливом необходимо наметить пути отвода переливающейся воды и при необходимости предусмотреть специальные дренажные или откачивающие устройства

НИЖНЯЯ ГРАНИЦА КРЕПЛЕНИЯ

3.6. Нижнюю границу крепления откосов сооружений и дна перед сооружениями назначают исходя из условий неразмываемости грунтов откосов и дна донными волновыми скоростями.

Значения донных волновых скоростей движения частиц воды $v_д$, при которых начинается перемещение частиц наносов определенной крупности d, допускается принимать по рис. 1.

Волновые скорости у дна определяют по формулам (43) и (72) СН 92—60 «Технические условия определения волновых воздействий на морские и речные сооружения и берега». При этом в прибойной зоне коэффициент n в формуле (72) ориентировочно принимается равным 1.

Если донные волновые скорости превышают допустимые скорости для грунтов основания, то перед сооружением следует предусматривать крепление дна.

Примечания: 1 При расчетах допустимых скоростей у дна необходимо дополнительно учитывать наличие в ряде случаев прибрежных течений различного рода.

2 При расчетах размывов необходимо принимать во внимание характер перемещения наносов волнением и течениями, а также баланс наносов на расчетном участке дна

4. ВЫБОР ТИПА И РАСПОЛОЖЕНИЯ СООРУЖЕНИЙ В ПЛАНЕ

ВЫБОР ТИПА СООРУЖЕНИЯ

4.1. Основными факторами естественного режима, которые следует учитывать при выборе типа сооружения, являются: грунтовые условия, волнение, глубины, ре-

жим наносов, ледовый режим, а также наличие местных строительных материалов и условия строительства. Выбор типа сооружения производится на основе технико-экономического сравнения вариантов.

4.2. При залегании в основании сооружения слабых грунтов (илы, текуче-пластичные глины и др.), а также в случаях, когда можно опасаться образования на акватории порта «толчеи» в результате многократного отражения волн от внутренней грани сооружения вертикального типа, рекомендуется рассматривать варианты сооружений откосного типа.

4.3. Варианты оградительных сооружений вертикального типа рекомендуется рассматривать при необходимости использования сооружения для причала, для ограждения акватории от явления «тягуна», при стесненных акваториях.

Сооружения вертикального типа с высокой постелью (см. п. 5.2) целесообразно применять на значительных глубинах.

4.4. Типы оградительных сооружений (волноломов) — сквозные, плавучие, пневматические и гидравлические — допускается применять для гашения волны только в случаях, когда не требуется предохранение акватории от занесения наносами и при условии соблюдения основных требований защиты акватории, а также в условиях, указанных в п. 7.2.

Примечание. Пневматические волноломы могут применяться так же, как дополнительная мера защиты акватории от волнения.

4.5. При применении сооружений вертикального типа рекомендуется рассмотреть вопрос о целесообразности применения откосного типа для части стенки, примыкающей к голове.

4.6. При возведении оградительных сооружений на водохранилище до его наполнения целесообразно применять эти сооружения в виде земляных дамб или сооружений вертикального типа с высокой постелью.

4.7. При неблагоприятных условиях волнового режима на акватории порта (частая повторяемость волн значительной высоты) рекомендуется применять причальные сооружения сквозной конструкции (набережные-эстакады с подпричальным откосом и пирсы-эстакады). Береговые крепления при этих условиях рекомендуется применять откосной конструкции, предпочтительно пористые.

ВЫБОР РАСПОЛОЖЕНИЯ СООРУЖЕНИЙ В ПЛАНЕ

4.8. Расположение в плане оградительных сооружений (волноломов, молов, шпор, сооружений на подходах к порту) определяется в соответствии с требованиями глав СНиП II-И.1-62, II-И 2-62 и настоящих указаний.

При компоновке сооружений необходимо учитывать естественные условия строительства (режимы волнения и заносимости, ветровой и ледовый режимы, грунтовые условия, естественные глубины на акватории, топография береговой зоны и т д) и следующие основные требования:

а) защищенность акватории и водных подходов от волнения и заносимости;

б) устойчивость сооружений и береговой полосы;

в) перспективное развитие порта или других хозяйственных комплексов, а также требования норм технологического проектирования (навигационные, связанные с обслуживанием судов, и др).

4.9. Расчетная ширина входа в защищенную акваторию определяется с учетом требований п. 4.8. Ширина входа не должна быть меньше длины расчетного судна. При наличии входного канала допускается уменьшение ширины входа, степень которого устанавливается и обосновывается в проекте.

Ширину входа в защищенную акваторию (рис. 2) для составов речных судов и плотов принимают: для аванпорта — в две полосы, для портов и портов-убежищ — в одну полосу.

Ширину полосы определяют по формуле

$$B_{\text{п}} = 1{,}3\,(l \sin \Theta + b \cos \Theta), \qquad (2)$$

где l и b — соответственно длина и ширина расчетного состава в *м*, включая длину толкача или буксировщика, для буксируемых составов длина троса принимается равной 50 *м*;

Θ — угол дрейфа состава, который может определяться по приближенной формуле

$$\Theta = k_2 \arcsin \frac{k_1 W_{\text{в}} + v_{\text{п}}}{v_{\text{с}}}, \qquad (3)$$

где $W_{\text{в}}$ — нормальная составляющая расчетной скорости ветра к оси судового хода в *м/сек*,

k_1 — опытный коэффициент, принимаемый равным 0,025;

$v_п$ — поперечная составляющая скорости дрейфового течения в *м/сек*, определяемой по данным наблюдений или расчетом;

$v_с$ — минимальная скорость движения состава на спокойной воде и при отсутствии ветра, принимаемая равной 1,2 *м/сек*,

k_2 — коэффициент, учитывающий воздействие удара волн и давление ветра на боковую поверхность состава, принимаемый равным 1,2

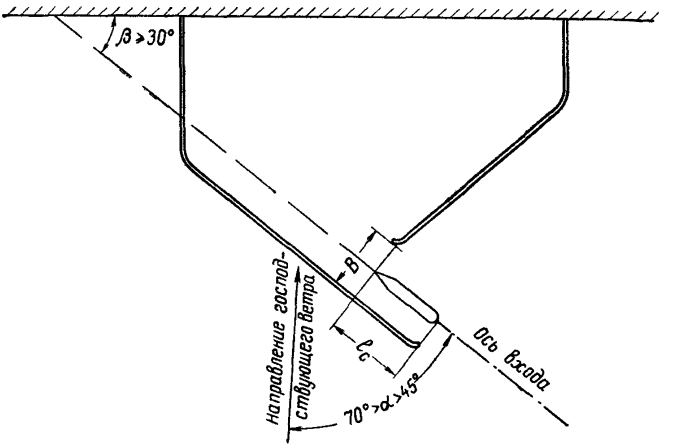


Рис 2 Схема к определению ширины входа в порт

С целью учета возможного перспективного углубления входа в акваторию, а также возможного уположения откоса и изменения глубин со временем допускается принимать расчетную ширину входа с коэффициентом запаса 1,2—1,3.

Примечание За расчетную ширину входа принимают проекцию ширины (на расчетной глубине) на нормаль к оси входа

4.10. Направление оси входа должно составлять с направлением господствующих штормовых ветров и волн угол $\alpha < 70°$. Если этот угол оказывается больше 45°, перекрытие входа принимают равным длине расчетного судна.

Желательно, чтобы направление оси входа составляло с основной береговой линией угол не менее 30°.

4.11. Расположение в плане оградительных сооружений I и II классов следует устанавливать с учетом их профиля, рельефа морского дна и очертаний береговой полосы на основе результатов лабораторных исследований на пространственных моделях.

ТРЕБОВАНИЯ ПО ЗАЩИЩЕННОСТИ АКВАТОРИИ

4.12. Высота волн у причалов не должна превышать величин, указанных в табл. 3.

Таблица 3

Допускаемые высоты волн у причалов

Водоизмещение судна в *т*	Высота волн $h_{5\%}$ в *м*	
	у причалов, расположенных перпендикулярно фронту волнения	у причалов, расположенных параллельно фронту волнения
10 000 и более	1,5	1,0
5000—7000	1,2	0,8
3000	1,0	0,6
2000 и менее	0,7	0,5

Примечания 1 У отдельных причалов могут быть допущены более высокие волны, чем указанные в таблице, при специальном обосновании, с учетом условий эксплуатации.

2 Для танкеров водоизмещением 50 000 *т* и более допускается высота волны до 2 *м*

3 Для рейдов, на которых не производятся перегрузочные работы, может быть допущена высота волны на 30—50% больше указанных в таблице величин.

4.13. Компоновка сооружений при наличии тягуна проектируется с использованием специальных исследований. При этом рекомендуется назначать размеры акваторий с периодом собственных колебаний, отличным от периода волн тягуна, а ширину входа на акваторию принимать минимально допустимой по навигационным условиям.

4.14. Для уменьшения толчеи на акватории порта рекомендуется располагать оградительные сооружения таким образом, чтобы расстояние от отражающей поверхности оградительного сооружения до причала составляло не менее четырех длин расчетной волны.

Не рекомендуется устраивать причалы в зоне главного луча волнения. В этом случае целесообразно применять пирсовую систему с размещением причалов по направлению дифрагированных лучей волнения.

4.15. Для уменьшения заносимости акватории и подходов к ней рекомендуется перекрывать вход в акваторию молами и выводить их на глубины, на которых интенсивность отложения наносов не будет служить препятствием нормальной эксплуатации порта при периодическом ремонтном черпании.

4.16. Оградительные и берегоукрепительные сооружения, возводимые в непосредственной близости к каналу или акватории с искусственными углублениями, следует располагать на таком расстоянии от верхней бровки канала, которое обеспечивало бы необходимую устойчивость сооружения При этом должен быть назначен запас ширины бермы сооружений с учетом перспективного увеличения глубин.

4.17. Для предохранения оградительных сооружений от концентрированного волнового воздействия следует внешнюю сторону сооружений устраивать без входящих углов; в случае необходимости устройства сооружений с входящими углами их величина не должна быть менее 160°, и при этом должен быть обеспечен плавный переход в месте излома.

4.18. При проектировании компоновки оградительных сооружений следует установить (расчетным и опытных путем) изменения, которые вызовут эти сооружения в режиме береговой полосы, и предусмотреть необходимые меры для ее защиты от разрушения.

4.19. Расположение в плане сооружений островного и эстакадного типов, в том числе нефтепромысловых, следует назначать таким образом, чтобы силы волнения и ветра, действующие на сооружения, были минимальными (если это допустимо по технологическим условиям).

4.20. При компоновке оградительных сооружений должна быть предусмотрена возможность их удлинения с учетом перспективы.

4.21. Окончательная компоновка оградительных сооружений должна быть увязана с общей компоновкой порта, принятой при составлении проектного задания на основании пространственного моделирования.

5. ОГРАДИТЕЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ ВЕРТИКАЛЬНОГО ТИПА

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

5.1. Оградительные сооружения вертикального типа применяются преимущественно в виде гравитационных или свайных конструкций. Оградительные сооружения могут также применяться в виде железобетонных оболочек большого диаметра.

Гравитационные конструкции состоят, как правило, из каменной постели (на нескальных грунтах), подводной и надводной (надстройки) частей стенки; свайные — из свайного ограждения в виде частокола или шпунта с заполнением (ядром) и надводной стенки.

Примечания 1. Проектирование конструкций оградительных сооружений из железобетонных оболочек производится на основе специальных исследований.

2 В разделе не рассматриваются ограждающие стенки широких молов

5.2. Глубину заложения гравитационной вертикальной стенки устанавливают на основании технико-экономического сравнения вариантов. Глубину заложения гравитационной стенки рекомендуется принимать не менее $2h_{1\%}$ (h—высота расчетной волны), а в случае устройства постели высотой больше $h_{1\%}$ (высокая постель) — не менее 2,5 $h_{1\%}$, считая от навигационного уровня обеспеченностью 95%. В случае использования внутренней стороны оградительного сооружения под причал требуемая глубина заложения стенок должна быть уточнена.

Верх берменных массивов должен быть принят на глубине $H \geqslant 1{,}5h_{1\%}$.

5.3. При проектировании сооружений вертикального типа, в случае необходимости защиты дна от размыва, защиту следует предусматривать на полосе шириной 0,25—0,40 от длины расчетной волны.

Большее значение ширины защищаемой полосы применяют при грунтах повышенной подвижности.

Защиту дна от размыва осуществляют отсыпкой обратного фильтра, защищенного каменной наброской.

Примечания 1. При разбитых и прибойных волнах рекомендуется значение донных скоростей определять по данным лабораторных исследований.

Допускаемые донные скорости следует определять опытным путем или принимать по кривой *3* рис 1.

2 В случае необходимости защиту дна следует предусматривать и с тыловой стороны.

5.4. При возведении стенок из элементов, передающих на основание из нескальных слабых грунтов форсированную во времени нагрузку (массивы-гиганты, ряжи, столбовая кладка массивов), основание должно быть специально подготовлено (например, путем консолидации илов, замены слабых грунтов более прочными и др.).

5.5. Конструкцию подводной части оградительных сооружений выбирают с учетом местных условий на основании технико-экономического сравнения вариантов.

5.6. Верх подводной стенки после стабилизации осадок должен возвышаться над расчетным строительным уровнем воды на 0,6 *м*.

За расчетный строительный уровень принимается:

а) в неприливных морях — средний многолетний (за период не менее 10 лет) уровень воды в период года, намеченного по проекту для производства работ по возведению надводной стенки;

б) в приливных морях — средний многолетний (за период не менее 10 лет) приливный уровень, т. е. уровень, расположенный между уровнями квадратурных и сизигийных приливов;

в) для водохранилищ — нормальный подпорный уровень (*НПУ*).

Возвышение стенки над расчетным строительным уровнем назначают с учетом осадки сооружения в строительный период, определяемой расчетом.

5.7. Деревянные части оградительных сооружений следует располагать ниже уровня, при котором возможно гниение, устанавливаемого на основании опыта эксплуатации аналогичных сооружений в этом районе.

При отсутствии таких данных уровень, при котором возможно гниение, принимают. в неприливных морях для свайных конструкций — на 0,5 *м* выше и для ряжевых конструкций — на 0,5 *м* ниже многолетнего уровня воды с обеспеченностью 97%; в приливных морях для свайных конструкций — на уровне минимального многолетнего квадратурного прилива, для ряжевых конструкций — на среднем многолетнем уровне, для водохранилищ — на 0,5 *м* ниже навигационного уровня воды обеспеченностью 95%.

5.8. Отметка верха надводной стенки (или парапета) определяется по п. 3 5 настоящих указаний.

При недопущении перелива воды через сооружение отметку верха парапета следует принимать: при швартовке судов с тыловой стороны для отстоя — выше гребня стоячей волны на 0,5 *м*, а при производстве у оградительных сооружений операций с грузами или пассажирами — по аналогии с существующими сооружениями или по лабораторным исследованиям. В последнем случае рекомендуется придавать наружной грани надстройки и парапета криволинейное очертание.

Поперечное сечение парапета определяется расчетом.

По длине сооружения отметку верха стенки допускается менять в соответствии с характером волнения у сооружения; в зоне разбитых и прибойных волн отметка верха сооружения может быть снижена в соответствии с возвышением гребня расчетной волны, определяемым по п. 28 СН 92—60.

5.9. Надстройка устраивается монолитной или сборно-монолитной со швами (конструктивными, осадочными, температурными); при этом должна быть обеспечена надлежащая связь надстройки с подводной стенкой.

Не рекомендуется устраивать уступы между подводной стенкой и надстройкой. Отметку плиты надстройки следует назначать из условия прочности и устойчивости сооружения (что устанавливается расчетом); отметка должна быть выше гребней волн на акватории порта, а в случае движения транспорта по сооружению — равной отметке территории или отличаться от нее в пределах допустимых уклонов.

5.10. Оградительные сооружения в случае разрушающего воздействия попеременного замерзания и оттаивания, а также истирающего действия льда должны быть защищены в зоне этого воздействия путем устройства защитных поясов или принятия других сцеиальных мер.

5.11. При расчете сооружений вертикального типа производится:

а) проверка общей и местной устойчивости сооружений и отдельных его частей;

б) определение величины и характера распределения напряжений в основании сооружений;

в) определение величин деформаций и перемещений сооружения;

г) проверка прочности отдельных частей сооружений;

д) определение возможности размыва дна перед сооружением и за ним.

5.12. Расчет оградительных сооружений следует вести по участкам с различными геологическими условиями и характером волнения, принимая возможные сочетания высоты и крутизны волны наиболее неблагоприятными для устойчивости сооружения.

5.13. При определении волнового давления на вертикальную стенку, расположенную на высокой постели, в случае, когда нижняя бровка наружного откоса призмы расположена от лицевой поверхности стенки дальше, чем половина длины волны, следует в расчетных формулах для давления от стоячей волны принимать расчетную глубину $H_р$ равной

$$H_р = 1{,}43H_с,$$

где $H_с$ — глубина воды над бермой.

5.14. Выбранную ширину подводной стенки проверяют расчетом устойчивости сооружения, деформации и прочности основания и сравнивают полученные величины с допускаемыми их значениями.

5.15. Условия применения различных конструкций вертикального типа принимаются по табл. 4 главы СНиП II-И.2-62, учитывая при этом, что при высоте волны до 5 *м* ряжевые конструкции могут применяться при тех же грунтовых условиях, что и стенки из обыкновенных массивов, а при высоте волны до 5 *м* и грунтах дна, допускающих забивку шпунта и свай, могут применяться стенки двухрядной свайной и ячеистой конструкции.

СООРУЖЕНИЯ ГРАВИТАЦИОННОЙ КОНСТРУКЦИИ

Постель

5.16. Постель выполняется из рваного несортированного (по крупности) камня твердых пород, не размокающих в воде. На бермах постели может быть отсыпан камень большей крупности, чем под подошвой стенки, в соответствии с расчетом устойчивости камня против размыва. Выравнивание постели слоем щебня не допускается.

В случаях невозможности применения несортированного камня постель рекомендуется отсыпать с измене-

нием крупности по слоям, укладывая верхние слои из более крупного камня.

Ядро высокой постели в целях экономии допускается отсыпать из щебня и гравия. Ядро прикрывается камнем крупности, увеличивающейся по высоте и обеспечивающей устойчивость против размыва.

В водохранилищах при возведении постели насухо последнюю рекомендуется отсыпать из песчаного грунта. Песчаные откосы постели и бермы должны быть защищены креплением из камня или бетонными плитами.

5.17. При проектировании постели необходимо определить ее толщину и заложение откосов, осадку за счет уплотнения постели и осадку основания, ширину берм, донные скорости на берме и откосе и вес камней.

5.18. Толщину постели из каменной наброски при нескальных грунтах основания определяют расчетом, но она должна быть не менее 1,5 *м* при глинистых грунтах основания и не менее 1 *м* при песчаных грунтах, включая устраиваемый обратный фильтр толщиной не менее 0,5 *м*.

При скальных грунтах выравнивающий слой должен быть из каменной наброски толщиной не менее 0,5 *м* или из бетона, укладываемого в мешках, толщиной 0,25 *м*.

Изменение отметки верха постели по длине сооружения определяется в зависимости от рельефа дна, требований к толщине постели и характера волнения у сооружения.

При необходимости избежать разбивания волны непосредственно на сооружении рекомендуется изменить отметку верха постели в заданном сечении или устроить постель частично или полностью заглубленной под уровнем дна, или изменить длину горизонтальных участков постели.

При расположении постели в котловане необходимо, чтобы ширина постели понизу была больше ширины стенки не менее чем на двойную величину заглубления.

5.19. При определении объемов работ толщину постели принимают с запасом на осадку, которая слагается из уплотнения наброски постели и осадки основания. Уменьшение высоты постели при уплотнении допускается принимать, как правило, в размере 5—8%.

5.20. Отметки наружной и тыловой берм каменной постели (в поперечном сечении постели) должны приниматься одинаковыми.

Ширина берм может приниматься в предварительных расчетах: наружная — 0,6, а тыловая — 0,4 ширины стенки.

Ширина берм постели должна уточняться из условий общей устойчивости сооружения и постели в соответствии с пп. 5 24 — 5 26 настоящих указаний.

Уширение берм для защиты дна от размыва не рекомендуется.

Примечание При использовании оградительного сооружения для швартовки судов глубину воды над бермой следует согласовать с осадкой судов

5.21. Уклоны откосов каменной постели назначают исходя из условий их устойчивости при волнении в зависимости от крупности камня и величины донных скоростей, но при этом они не должны быть круче 1 : 1,5. Расчет устойчивости камня определенной крупности при заданном заложении откоса и силе волнения производится в соответствии с указаниями п. 6 13.

Примечание Рекомендуется рассмотреть целесообразность применения специальных мероприятий для увеличения устойчивости каменной отсыпки против раскатывания

5.22. В тех случаях, когда вес камней, образующих элементы постели, недостаточен для обеспечения их устойчивости при волнении, необходимо устраивать защитное покрытие откосов и берм.

Толщина защитного покрытия откосов постели должна составлять не менее двух диаметров отсыпанного в откос камня, но не менее 1,0 *м*.

Вес камней, расположенных под защитным покрытием, должен быть не менее 1/20 веса камня защитного покрытия.

В тех случаях, когда затруднительно обеспечить надежное покрытие из камня, следует устраивать защитные покрытия из фасонных или обыкновенных бетонных массивов.

Кладку защитных массивов берм и откосов постели следует производить в один курс.

Покрытия берм и откосов рекомендуется устраивать с минимальным числом продольных и поперечных швов; клиновидные швы между массивами, а также между массивами и сооружениями не допускаются

Защитные массивы на тыловой берме укладывают только у головы сооружения и на участке, примыкающем к голове, где донные скорости при непосредственно прошедшей на акваторию порта или дифрагированной волне могут вызвать перемещение камней постели.

Вес берменных массивов определяется из условия устойчивости против опрокидывания в соответствии с СН 92—60, а также против сдвига при учете взвешивающего волнового давления Коэффициент запаса на опрокидывание принимают равным 1,5.

В предварительных расчетах для морских условий можно принять высоту массивов равной 0,25 h (но не менее 1 *м*), а ширину — не менее 2 *м*.

Отношение наибольшего размера защитного массива в плане к высоте не должно быть более 7.

5.23. Сооружения следует разбивать по длине на секции температурно-осадочными швами. Длину секций устанавливают в зависимости от геологического строения основания, рельефа дна и конструкции сооружения с учетом обязательного устройства сквозного шва в местах возможной резкой разницы в величинах отдельных частей сооружений (изменение грунтовых условий, резкое изменение глубины, примыкание нового сооружения к старому, изменение толщины постели, изменение числа курсов массивов и др).

5.24. Проверка устойчивости сооружений для случаев плоского, смешанного и глубинного сдвигов может производиться по главе СНиП II-Б.3-62 с использованием соответствующей технической литературы и с учетом нижеследующих указаний.

5.25. При плоском сдвиге устойчивость гравитационных конструкций должна проверяться по следующим условиям.

Для случая постели на поверхности грунта основания (рис. 3, *а*):

а) сдвиг стенки в плоскости ее подошвы (по плоскости постели AC) — по условию

$$k_c \leqslant \frac{Qf}{P}, \qquad (4)$$

где k_c — коэффициент устойчивости сооружения при плоском сдвиге, определяется по главе СНиП II-Б 3-62;

P — равнодействующая горизонтальных сил;

Q — равнодействующая вертикальных сил с учетом взвешивающего волнового давления;

f — коэффициент трения сооружения по постели, может приниматься по табл. 4. Для особо ответственных случаев рекомендуется устанавливать значение f опытным путем;

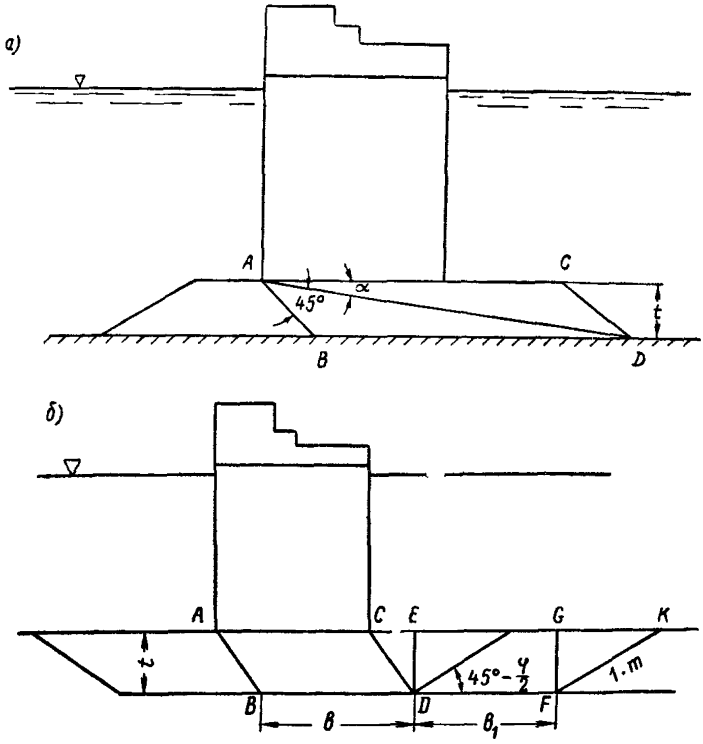


Рис 3 Схема расчета устойчивости сооружения на сдвиг
а — постель находится на поверхности грунта основания, *б* — постель заглублена в грунт основания

Таблица 4

Коэффициенты трения сооружения по постели

Материалы	f
Бетон по каменной наброске	0,6
Гяж на каменной наброске	
а) дерево по камню	0,6
б) дерево по дереву	0,5
Бетон по бетону и по дереву	0,5

б) сдвиг стенки вместе с каменной постелью (по плоскости AD) — по условию

$$k_c \leqslant \frac{Q^I f_к}{P'}, \tag{5}$$

где $f_к$ — коэффициент внутреннего трения каменной наброски, принимается равным 1;

$$Q^I = (Q + Q_п^I)\cos\alpha - P\sin\alpha; \tag{6}$$

$$P' = (Q + Q_п^I)\sin\alpha + P\cos\alpha, \tag{7}$$

где $Q_п^I$ — вес части постели, заключенный в контуре ADC;

α — угол наклона плоскости сдвига AD.

Объемный вес каменной наброски определяется по формуле $\gamma_н = \gamma_м - \gamma(1-n)$, где γ — объемный вес воды в $т/м^3$, $\gamma_м$ — объемный вес материала наброски; n — пористость каменной наброски (следует определять по опытным наброскам); пористость по проекту может приниматься до 30%;

в) сдвиг стенки с постелью по грунту основания (по плоскости BD) — по условию

$$k_c \leqslant \frac{Q^{II} f_{гр}}{P}; \tag{8}$$

где $$Q^{II} = Q + Q_п^{II},$$

$Q_п^{II}$ — вес части постели, заключенной в контуре $ABDC$;

$f_{гр}$ — коэффициент внутреннего трения грунта основания, принимается по результатам опытов.

Для случая постели, заглубленной в грунт основания (рис. 3, *б*):

а) сдвиг стенки вместе с частью постели в контуре $ABDE$ (по плоскости BD) — по условию

$$k_c \leqslant \frac{Q^{III} f_{гр} + E_{отп}}{P}, \tag{9}$$

где $$Q^{III} = Q + Q_п^{III} = Q + \gamma_н t\left(b + \frac{t}{2}\right); \tag{10}$$

$E_{отп}$ — отпор каменной наброски при $\varphi = 45°$;

$$E_{отп} = 2{,}92\gamma_н t^2; \qquad (11)$$

Q^{III} — вес каменной постели, заключенной в контуре $ABDE$;

t — величина заглубления постели под уровнем дна;

б) сдвиг стенки вместе с частью постели в контуре $ABFG$ (по дну и откосу котлована) — по условию

$$k_c \leqslant \frac{Q^{IV} f_{гр} + I}{P}, \qquad (12)$$

где

$$Q^{IV} = Q + Q_п^{III} + Q_п^{IV};$$
$$I = 1{,}4Q_п^{V}(1 + mf_{гр})\frac{m}{1+m^2}; \qquad (13)$$

$Q_п^{IV} = \gamma_н b_1 t$ — вес каменной призмы, заключенной в контуре $EDGF$;

$Q_п^{V}$ — вес каменной призмы, заключенной в контуре FGK;

m — заложение откоса котлована.

5.26. При глубинном сдвиге устойчивость сооружения должна проверяться согласно указаниям главы СНиП II-Б.3-62 и раздела 3 настоящих указаний.

5.27. При расчетах на основные сочетания нагрузок равнодействующая сил не должна выходить за пределы ядра сечения.

5.28 При расчетах на особые сочетания нагрузок допускаются раскрытие швов и отрыв подошвы сооружения от основания на протяжении $b_р \leqslant 0{,}25b$. В этом случае максимальное напряжение под подошвой стенки принимают равным

$$\sigma_{max} = \frac{2Q}{3a}, \qquad (14)$$

где

$$a = \frac{M_у - M_о}{Q};$$

здесь $M_у$ — момент удерживающих сил;

$M_о$ — момент опрокидывающих сил.

5.29. Напряжения по контакту каменной постели с грунтом основания определяют из условия передачи

напряжений через каменную наброску под углом 45° по формулам

$$\sigma'_{max} = \sigma_{max} \frac{b'}{b' + 2t} + \gamma_н t; \quad (15)$$

$$\sigma'_{min} = \sigma_{min} \frac{b'}{b' + 2t} + \gamma_н t \quad (16)$$

(b' принимается равной ширине, на которой сохраняется контакт стенки с постелью).

5.30. Расчет деформаций и перемещений может производиться применительно к указаниям главы СНиП II-Б.3-62.

Величина допустимых конечных деформаций и перемещений конструкции устанавливается в каждом отдельном случае с учетом жесткости конструкции, условий эксплуатации и характера грунтов основания.

Величины деформаций каменной постели в условиях эксплуатации определяют аналогично деформациям основания и суммируют с последними.

Примечание В предварительных расчетах можно принимать модуль деформации каменной постели в зависимости от материала равным от 2500 до 5000 *кг/см*^{2}.

Вертикальная стенка

5.31. Вертикальные стенки выполняются из обыкновенных или специальных бетонных массивов, массивов-гигантов и ряжей.

Примечания 1. Обыкновенными массивами называются бетонные монолиты весом от 5 до 100 *т*, имеющие форму прямоугольного параллелепипеда

2 Применение фасонных массивов и массивов со скошенными гранями, срезанными углами и т. п допускается при наличии обоснования,

Вертикальные стенки из кладки обыкновенных массивов

5.32. Вертикальные стенки из кладки бетонных массивов проектируют в соответствии с указаниями главы СНиП II-И 2-62 и настоящих указаний.

Из кладки бетонных массивов горизонтальными рядами-курсами с перевязкой швов рекомендуется выполнять только подводные части стенок. Кладка массивов в надводных стенках допускается только в том случае, когда подводная часть сооружения образована двумя

свайными рядами с сыпучим заполнением. В этом случае массивы должны укладываться только в один курс.

Применение кладки массивов без перевязки швов (столбовой) допускается при специальном обосновании.

Не рекомендуется применять кладку массивов при неблагоприятных геологических условиях, когда можно ожидать значительной и неравномерной осадки основания сооружения.

5.33. Число типов массивов должно быть минимальным. Отношение наибольшего размера массива в плане к его высоте должно быть: в кладке горизонтальными рядами с перевязкой швов—не более 3, в кладке без перевязки швов — не более 4, в защитных массивах (для покрытий берм и откосов постели) — не более 7.

Отношение наименьшего размера обыкновенного массива в плане к его высоте должно быть не менее 1, или 0,75 для массивов, замыкающих курсы.

Вес обыкновенных массивов в кладке назначается с учетом подъемно-транспортного оборудования, но не менее указанного в табл. 5.

Таблица 5

Минимальный вес обыкновенных массивов в кладке

Высота расчетной волны в *м*	Вес массивов в *т*
2,5—3,5	30
3,5—4,5	40
4,5—5,5	50
5,5—6,0	60
6,0—6,5	80
6,5—7,0	100

Примечания: 1. Рекомендуется применять в кладке массивы наибольшего веса, доступного для транспортирования и укладки имеющимся оборудованием.

2. Допускается для правильной перевязки швов применять массивы меньшего веса в количестве не более 10%.

5.34. Подводная стенка из правильной кладки массивов горизонтальными рядами должна быть по длине разделена сквозными вертикальными осадочными швами на самостоятельно работающие секции

Длину секций рекомендуется назначать: для плотных грунтов основания, когда деформация сооружения определяется осадкой постели при толщине последней до 2 *м*, — не более 45 *м*, в остальных случаях — не более 25 *м*.

Разбивка стенки на секции должна производиться с учетом обязательного устройства швов в местах возможной резкой разницы в величинах осадок отдельных частей сооружений, в местах изменения грунтовых условий, примыкания новой кладки к старой, изменения числа курсов правильной кладки массивов и т. д.

5.35. Поворот направления правильной кладки массивов в стенках должен выполняться:

а) по плавной кривой — путем последовательной кладки фасонных трапецеидальных в плане массивов на всей длине кривой;

б) по ломаной линии — путем укладки фасонных трапецеидальных в плане массивов у углов ломаной линии.

Примечания. 1. Выполнение поворота путем изменения толщины швов не допускается

2. Углы в вершинах ломаной линии должны быть не менее 170°.

5.36. Изменение глубины заложения подводной стенки из правильной кладки массивов должно производиться путем дополнительного введения или исключения нижнего курса массивов либо, в крайнем случае, изменением высоты одного из курсов.

Добавление или исключение в одном месте двух или более курсов массивов не допускается.

В местах непосредственного примыкания сооружения к берегу и резкого уменьшения глубин допускается уменьшение числа курсов кладки без устройства осадочного шва, если длина участка между ступенями кладки меньше 10 *м*.

5.37. Лицевая грань подводной стенки из правильной кладки массивов должна быть плоской. С целью повышения устойчивости стенки допускается при надлежащем обосновании проектировать только нижние курсы с выступом. В этом случае верхние выступающие углы массивов должны быть скошены. Ширину выступов принимают по расчету, но не более 0,6 от высоты курса.

Размер ступеней (выступов) кладки и отношение наибольшего размера массива в плане к его высоте для

верхнего и нижнего курсов кладки, если эти курсы не имеют продольных швов, определяются расчетом. Массивы в этих курсах в соответствии с результатами расчетов допускается применять из марок бетона повышенной прочности (по сравнению со смежными курсами) или армированными.

Примечание Указания настоящего пункта не распространяются на случаи, когда нижний курс образован железобетонной фундаментной плитой, размеры таких плит и выступов нижнего курса определяются расчетом

5.38. Монолитность сооружения из кладки бетонных массивов обеспечивается устройством монолитной или сборно-монолитной надводной стенки, а также:

а) при кладке массивов вертикальными столбами — устройством пазов и гребней на горизонтальных и вертикальных гранях и заполнением колодцев в массивах бетоном с предварительной установкой армокаркасов;

б) при кладке массивов горизонтальными курсами с перекрытием швов для дополнительной связи — устройством пазов и гребней на горизонтальных и вертикальных гранях массивов.

5.39. Величина перекрытия швов между массивами (в зависимости от веса массивов) принимается по табл. 6.

Таблица 6

Длина перевязки швов кладки

Вид перевязки	Длина перевязки швов в *м* при весе массивов в *т*	
	до 40	40 и более
В поперечном разрезе	0,8	0,9
В продольном разрезе и в плане каждого курса	0,5	0,6
В вертикальных сечениях голов оградительных сооружений . .	0,8	0,9

Примечание Допускается уменьшение перевязки швов до 0,4 *м*, но не более чем в 10% швов как в продольном разрезе, так и в плане каждого курса.

5.40. Толщина вертикальных швов между массивами в проектной разрезке правильной кладки должна приниматься в размере 2 *см*. Ширина вертикальных осадочных швов должна приниматься не более 5 *см*.

5.41. Для усиления связи между массивами в подводных стенках сооружений, а также для усиления связи между надстройкой и верхним курсом массивов в необходимых случаях предусматривают специальные устройства (гребни и пазы на лицевых горизонтальных гранях массивов, коротыши из стали и т. п.).

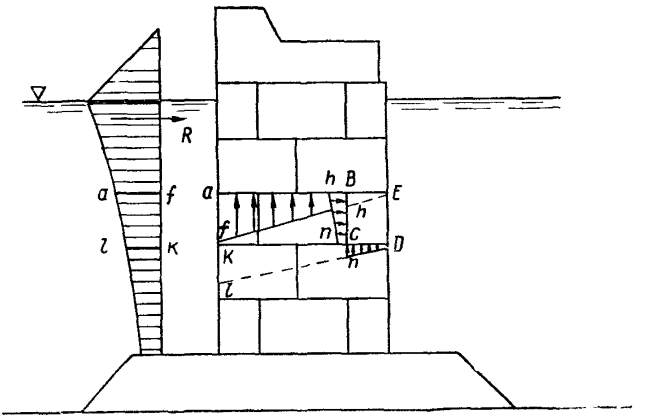


Рис. 4 Схема проверки устойчивости оградительного сооружения из обыкновенных массивов по швам и штрабам (эпюра изгибающего волнового давления показана штриховкой)

5.42. Кроме общих расчетов вертикальные стенки из бетонных массивов подлежат проверке устойчивости по швам и штрабам (рис. 4).

При проверке устойчивости по каждому шву необходимо:

а) определить внешние силы, действующие на часть сооружения, расположенную выше рассматриваемого шва;

б) произвести расчет на сдвиг по данному шву.

При проверке устойчивости и прочности по каждой штрабе необходимо:

а) определить внешние силы, которые действуют на часть сооружения, расположенную выше рассматриваемой штрабы, с учетом волнового давления в вертикальном шве (по линии *BC*);

б) проверить на опрокидывание рассматриваемую часть сооружения относительно крайнего нижнего ребра, в данном случае относительно ребра D;

в) определить напряжения в подошве крайнего массива (по линии CD).

При определении внешних сил следует учитывать волновое давление в горизонтальных швах по треугольной эпюре и в вертикальных швах по трапецеидальной

Проверка напряжений по швам, кроме крайнего участка (линия CD), не требуется

Вертикальные стенки из массивов-гигантов

5.43. Поперечное сечение массивов-гигантов выполняется прямоугольной формы. При большой высоте стенки и относительно малой волновой нагрузке (при неразбитых волнах) рекомендуется применять массивы-гиганты с выступами у основания.

Длина массива-гиганта устанавливается в проекте и, как правило, назначается не более трех высот массива.

Примечание Массивы-гиганты трапецеидальной формы, а также сборной конструкции могут применяться при наличии обоснования

5.44. Массив-гигант делится поперечными, а при значительной ширине и продольными переборками на отсеки размерами вдоль массива-гиганта до 3—4 *м* и поперек 4—6 *м*, заполняемые преимущественно песком, гравием и при наличии камнем.

При тяжелых гидрологических условиях рекомендуется внешние отсеки вдоль продольных наружных стен принимать шириной 1—1,5 *м* и заполнять их бетоном.

5.45 Толщину днища наружных и внутренних стен массива-гиганта определяют расчетом.

Все стенки оболочки массивов-гигантов рекомендуется устраивать, как правило, одинаковой толщины по высоте, в случае ожидаемого тяжелого ледового режима следует предусмотреть утолщение наружных стенок в зоне переменного уровня, применять съемные плиты или предусматривать другие мероприятия.

Пересечение стенок между собой и с днищем рекомендуется усиливать вутами, размер которых принимается примерно равным толщине стенок.

5.46. При заполнении отсеков бетоном должны быть

приняты меры для повышения сцепления его со стенками.

5.47. В случае необходимости должно быть предусмотрено предохранение грунта засыпки от вымывания в строительный период.

5.48. В массивах-гигантах следует предусматривать закладные части для подвешивания кранцев, для крепления ограждения, для буксировки, для отбойных и причальных приспособлений с учетом при этом дальности транспортировки.

5.49. В отсеках массива-гиганта через один следует устраивать отверстия для задвижек (кингстонов), в торцовых отсеках кингстоны не помещают Для затопления отсеков, не имеющих кингстонов, в их стенках следует устраивать отверстия; при этом любой отсек должен заполняться только от одного кингстона В продольной средней перегородке отверстия не устраиваются. Сечения кингстонов принимаются порядка 0,05—0,1 $м^2$.

5.50. Защитный слой для наружных стенок и днища принимают толщиной не менее 35 *мм*, для внутренних стен — 30 *мм*.

5.51. Кроме общих расчетов сооружений из массивов-гигантов надлежит производить:

а) расчет прочности отдельных элементов ящика массива-гиганта;

б) проверку плавучести и остойчивости ящика массива-гиганта.

5.52. Расчет элементов массива-гиганта производится по образованию трещин для наружных стенок и днища и по раскрытию трещин для внутренних стенок.

Расчет следует производить на наибольшие усилия, возникающие в элементах массива-гиганта на различных стадиях строительства и эксплуатации сооружения, с учетом.

а) нагрузок, возникающих при изготовлении, перемещении и спуске на воду;

б) гидростатического давления при транспортировании на плаву;

в) воздействия волны на транспортируемый, а также на затопленный, но еще не заполненный материалом ящик, при этом расчетные параметры волн принимаются среднемаксимальные для периода производства работ за 10-летний срок;

г) давления взвешенного материала засыпки при заполнении отдельных отсеков ящика, результирующего гидростатического давления и реакции основания;

д) воздействия расчетной волны во время эксплуатации;

е) воздействия ледовой нагрузки.

Примечания 1 Расчет по пунктам «а» и «в» следует вести, как для случая особых сочетаний нагрузок.

2 Прочность оболочки массивов-гигантов, изготовляемых на стапелях, должна быть проверена на изгиб от действия собственного веса массива-гиганта как простой балки или балки с консолями в зависимости от расположения опор (домкратов, салазок или тележек)

5.53. При расчете внутренних (продольных и поперечных) переборок следует исходить из рассмотрения наиболее неблагоприятных схем загрузки отсеков, возможных в процессе производства работ, например, предположить, что один из отсеков заполнен насыщенным водой грунтом, а соседний отсек заполнен только водой.

5.54. Расчет днища на прочность следует производить с учетом:

а) реакции основания за вычетом давления засыпки;

б) гидростатического давления воды во время транспортирования;

в) давления засыпки на днище и собственного веса днища.

При расчете днища на нагрузку по пунктам «а» и «в» следует принимать отсутствие соприкасания днища с каменной постелью на участке днища одного из отсеков.

При определении давления засыпки на днище следует учитывать пригрузку от свежеуложенного бетона в надводной стенке в строительный период.

В пределах каждой ячейки днище следует рассматривать как плиту, заделанную по контуру и нагруженную соответствующей результирующей поперечной нагрузкой

5.55. При боковом спуске оболочки массивов-гигантов переднюю стенку необходимо проверять на суммарное давление воды, слагающееся из гидростатического и гидродинамического давлений.

Гидродинамическое давление допускается принимать равным 2 $т/м^2$, при этом считается, что скорость

погружения оболочки в воду при спуске равна 5 *м/сек.*

Если при этой проверке передняя стенка, рассчитанная согласно п. 5 52, не удовлетворяет требованиям прочности, то, изменяя толщину и армирование стенки, надлежит предусматривать конструктивные меры к уменьшению ее пролета во время спуска массива-гиганта.

5.56. Проверка плавучести ящика заключается в вычислении его осадки; при этом по условиям волнения и возможного крена во время буксировки должен быть обеспечен запас надводной части, а также запас глубины под днищем порядка 0,5—1 *м* для удобства установки ящика на постель.

Поперечную остойчивость плавающего массива-гиганта определяют для условия транспортирования без балласта или воды в его отсеках, за исключением необходимого водяного балласта, и для характерных условий начала и конца затопления на месте установки.

Примечание При несимметричной форме массива-гиганта некоторые из его отсеков должны быть загружены таким количеством сыпучего материала (песка) или водяного балласта, чтобы центр тяжести вертикально плавающего массива-гиганта располагался на одной вертикали с центром величины

РЯЖЕВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

5.57. Длину секций оградительных сооружений из ряжей назначают из условий удобства производства работ порядка 20—50 *м.*

5.58. Рекомендуется применять ряжи сплошной рубки с врубкой поперечных и продольных стенок «в лапу» или «в четверть» (прямоугольная врубка) в зависимости от местных условий и требований к конструкции.

При рубке ряжей следует учитывать их осадку около 2%.

5.59. Для защиты выпусков (остатков) от повреждений рекомендуется применение охранных парных сжимов, устанавливаемых на лицевой грани стенок ряжа непосредственно у выпусков, в дополнение к основной системе сжимов. Охранные парные сжимы разрешается стыковать по высоте. Длина выпусков принимается равной полутора диаметрам бревен.

В случае необходимости защиты стенки от истирающего действия льда следует устраивать защитные пояса в виде обшивки.

5.60. Надводную стенку устраивают: в нижней части из массивов, а в верхней части из монолитного или сборно-монолитного бетона.

Верхнюю часть надводной стенки следует возводить после стабилизации осадки.

5.61. Кроме выполнения общих расчетов устойчивости и прочности ряжевых конструкций необходимо определить устойчивость ряжа на сдвиг по шву между нижними венцами (под днищем) и рассчитать вертикальные связи ряжа.

Для сечения, расположенного ниже уровня днища, где возможен зазор между днищем и постелью, устойчивость ряжа на сдвиг проверяют по условию

$$k_c \leqslant \frac{Qf_д}{P}, \qquad (17)$$

где P — горизонтальная сдвигающая нагрузка;

Q — нагрузка от полного веса 1 *пог. м* сооружения выше рассматриваемого сечения;

$f_д$ — коэффициент трения дерева по дереву, принимаемый по табл. 4;

k_c — коэффициент сдвига, принимаемый по главе СНиП II-Б 3-62.

5.62. Вертикальные связи — ерши и сжимы — рассчитываются независимо друг от друга; расчет требуется производить при высоте ряжа более 15 *м*.

5.63. Ряжи изготовляют в соответствии с указаниями главы СНиП III-И 1-62 «Гидротехнические сооружения морские и речные транспортные. Правила организации строительства и приемки в эксплуатацию».

Камни, применяемые для загрузки банок ряжа, должны соответствовать требованиям главы СНиП I-В 8-62 «Материалы и изделия из природного камня».

СВАЙНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

5.64. Свайные конструкции делятся на ячеистые и двухрядные свайные конструкции.

Элементы ограждения ячеистой конструкции работают преимущественно на растяжение, а двухрядной свайной — на изгиб.

При выборе типа свайной конструкции следует руководствоваться п. 5.15 и нижеследующими указаниями.

Ячеистые конструкции применяются при значительных глубинах и выполняются из плоского стального шпунта.

Применение ячеистых конструкций, связанное с большим расходом металла и явлением интенсивной коррозии, допускается при специальном обосновании и наличии разрешения.

При выборе двухрядной свайной конструкции, выполняемой из свай разного профиля и материала, следует учесть требующийся при таком типе конструкции значительный расход рваного камня.

Примечания 1 Применение металлического шпунта допускается при обосновании и наличии разрешения

2 Применение железобетонных свай или шпунта допускается при обосновании и принятии мер для предохранения защитного слоя бетона от повреждения льдом или движущимися наносами, а также от появления в нем трещин под действием вибрационных нагрузок

5.65 Материалом для заполнения могут служить. при свайном ограждении — камень, при железобетонных и деревянных шпунтовых ограждениях — камень и щебень, при металлическом шпунтовом ограждении — песчаный и супесчаный грунты.

Песчаный грунт заполнения должен содержать по весу не менее 90% частиц крупностью более 0,1 *мм,* в том числе не менее 50% частиц крупностью 0,25 *мм* и более.

Песчаные и супесчаные грунты заполнения необходимо прикрывать обратным фильтром. При каменном заполнении обратный фильтр укладывают на грунт основания.

В обоих случаях толщина обратного фильтра не должна быть меньше 0,5 *м.*

Отверстия в шпунтовых стенках для пропуска анкерных тяг, ливнеспуски, а также другие отверстия должны быть защищены обратными фильтрами.

Примечание При железобетонном или деревянном шпунте ограждения с песчаным и супесчаным грунтом заполнения необходимо принимать меры защиты от вымыва грунта

5.66. С целью уменьшения разности уровней воды в акватории и внутри шпунтового ограждения рекомендуется предусматривать дренажные устройства.

5.67. Защита дна от размыва выполняется по п 5 3 настоящих указаний Размыв дна допускается, когда вызываемые размывом изменения в конструкции сооружения экономически выгоднее защиты дна. При этом

статический расчет сооружений должен быть произведен с учетом увеличенной до устойчивого дна глубины размыва.

5.68. Верхняя надстройка молов и волноломов свайной конструкции может быть образована, как правило, из монолитных или сборных бетонных плит, а также из монолитного бетона, уложенного по курсу массивов.

Надводную стенку следует делать без нависания над входящими углами между ячейками со стороны моря.

Во избежание посадки надстройки или массивов на анкерные тяги и диафрагмы в секциях надстройки или в массивах предусматриваются ниши или выбираются четверти.

Подошва надстройки должна быть расположена не выше уровня интенсивной коррозии материала ограждения.

Если свайное сооружение возводится на всю высоту из свай или шпунта, включая надстройку, то засыпка покрывается плитами из монолитного или сборного бетона.

5.69. В ячеистых конструкциях сопряжение надстройки из сборных элементов со шпунтовым ограждением осуществляют фасонными массивами или плитами прямолинейного очертания.

5.70. При назначении отметки верха свай или шпунта необходимо учитывать условия коррозии металла и гниения дерева, а также принимать соответствующие защитные меры.

5.71. При расчете конструкций со стенками из шпунта дополнительно к нагрузкам, указанным в разделе 3, определяются нагрузки от гидростатического давления, возникающего за счет разности уровней воды перед сооружением и внутри его (приливы, отливы, сезонные колебания).

Величина гидростатического давления зависит от характера колебаний уровня воды перед стенкой, водопроницаемости стенок, грунта основания и засыпки.

Для стенок легко водопроницаемых (за счет имеющихся дренажных устройств или проницаемости соединений между отдельными элементами при водопроницаемом ядре) гидростатическое давление определяется согласно схемам *I* и *II*, изображенным на рис. 5, при водонепроницаемых стенках и проницаемых грунтах основания и заполнения — согласно схеме *III*.

В случае заполнения сооружения водой при катастрофических колебаниях уровня, при водонепроницае-

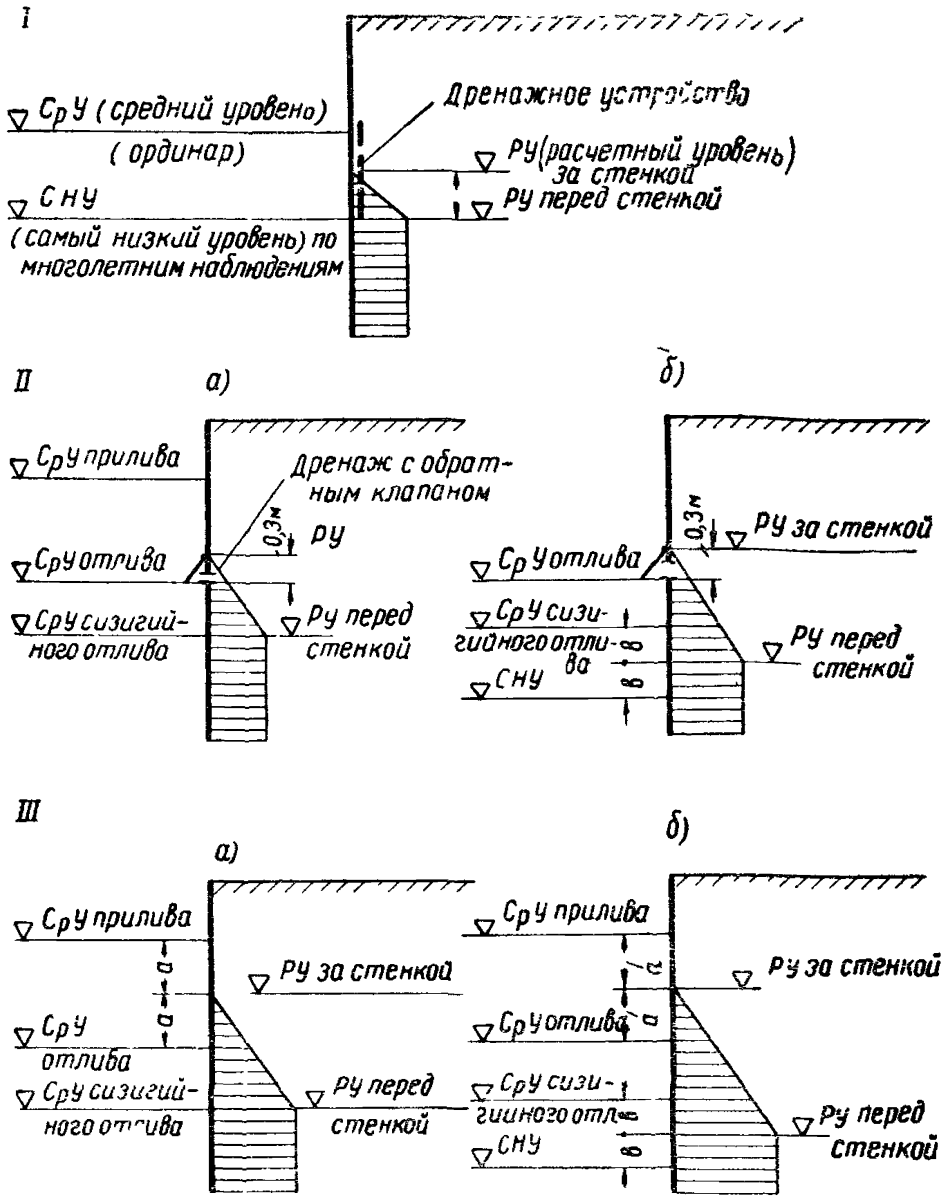


Рис 5. Расчетные давления воды на стенки свайных двухрядных конструкций

I — неприливное море, при наличии дренажного устройства или легко водопроницаемых стенок для основного и особого сочетания нагрузок, *II* — приливное море, при наличии дренажного устройства или легко водопроницаемых стенок *а* — при основном сочетании нагрузок, *б* — при особом сочетании нагрузок, *III* — приливное море, при водонепроницаемых стенках и водопроницаемом грунте основания *а* — при основном сочетании нагрузок, *б* — при особом сочетании нагрузок

мых заполнениях, а также в случаях наличия слоев грунта, содержащих напорную воду, гидростатическое

давление принимается на основании специальных исследований.

Примечание. При расчете прочности стенок и проверке общей устойчивости сооружения на внешние горизонтальные нагрузки расчетный уровень воды внутри ядра принимается на отметке расчетного уровня акватории.

Двухрядные свайные конструкции [1]

5.72. Двухрядные свайные конструкции состоят в общем случае из свайного или шпунтового ограждения, анкерных тяг, распределительных балок, диафрагм, засыпки и надстройки.

5.73. При конструировании шпунтового и свайного ограждений должна обеспечиваться устойчивость засыпки от вымывания при действии волнения.

5.74. Диафрагмы между свайными рядами располагают через 20—30 *м*, устраивают из конструктивных элементов, применяющихся в основной конструкции, и снабжают такими же распределительными балками Постоянными анкерными тягами укрепляют только диафрагмы, являющиеся торцовой стенкой головной секции. Остальные диафрагмы крепят временными анкерными тягами только на период заполнения соседних секций.

Анкерные тяги и распределительные балки ограждающих конструкций из металла или железобетона располагают на отметках не ниже расчетного строительного уровня воды, а конструкций из дерева — ниже уровня, при котором возможно гниение. Понижение уровня расположения анкеров в элементах ограждения из металла и железобетона и повышение уровня при конструкциях из дерева разрешается при наличии специальных обоснований.

5.75. Проектирование двухрядных свайных конструкций производится с учетом прочности и жесткости стенок, глубины их забивки, ширины сооружения, а также свойств материала засыпки и ее уплотнения.

5.76. Расчет сооружений свайной двухрядной конструкции проводится в следующем порядке:

---

[1] Указания настоящего подраздела не распространяются на случаи проектирования сооружений при больших ледовых нагрузках, когда волновые воздействия и швартовные нагрузки имеют второстепенное значение, а также на случаи стенок ограждения из свай-оболочек

а) назначается ширина сооружения (из условия его устойчивости на сдвиг, см. п. 5 77), если она не задана по технологическим соображениям;

б) определяется сечение и глубина забивки шпунтового или свайного ограждений из условия работы сооружения на вертикальные нагрузки и избыточное волновое давление при подходе к сооружению впадины волны (см. пп. 5.78—5.80);

в) проверяется достаточность сечения и глубины забивки внешней стенки при действии горизонтальных нагрузок от давления льда и волнового давления при подходе гребня волны; проверка производится по приложению 4А;

г) проверяется достаточность принятой ширины сооружения из условия его устойчивости на сдвиг и поворот по приложению 4А;

д) проверяется общая устойчивость сооружения (см. п. 5.81);

е) рассчитывают анкерные тяги, распределительные балки и элементы крепления их к стенкам.

5.77. Предварительное назначение ширины сооружения производится из условия устойчивости сооружения на сдвиг по наиболее опасным сечениям

$$k_c \leqslant \frac{G_y \operatorname{tg} \varphi}{P}, \qquad (18)$$

где k_c — коэффициент запаса на сдвиг, принимаемый по главе СНиП II-Б 3-62;

G_y — вес части сооружения и засыпки, расположенных выше рассматриваемого сечения;

P — сумма горизонтальных нагрузок, действующих на сооружение выше рассматриваемого сечения;

φ — угол внутреннего трения грунта в плоскости рассматриваемого сечения.

Примечание Наиболее опасными сечениями являются сечение на уровне дна и сечение по слою наиболее слабого грунта, лежащего ниже дна в пределах глубины забивки ограждения.

5.78. Изгибающий момент в стенке на уровне анкерной тяги определяется как для защемленной на уровне анкера балки, подвергающейся действию давления грунта, зависящему от характера перемещения и деформации консольной части стенки.

Изгибающий момент в пролете, а также глубина забивки стенок и величина анкерного усилия определяют-

ся расчетом ограждения как заанкеренной стенки по методу упругой линии при действии давления грунта, вертикальных нагрузок и избыточного волнового давления при подходе к сооружению впадины волн.

5.79. Расчетные значения усилий с учетом перераспределения давления грунта принимаются равными:

а) изгибающий момент в стенке на уровне анкерной тяги

$$M'_{\text{а}} = M_{\text{а}};$$

б) изгибающий момент в пролете при заполнении песком

$$M'_{\text{пр}} = \frac{M_{\text{пр}}}{1{,}5};$$

в) изгибающий момент в пролете при заполнении камнем

$$M'_{\text{пр}} = \frac{M_{\text{пр}}}{1{,}7};$$

г) анкерное усилие для определения сечения анкера и его крепления к распределительным балкам

$$R'_{\text{а}} = 2R_{\text{а}};$$

д) анкерное усилие для определения сечения распределительных балок

$$R'_{\text{а}} = 1{,}5R_{\text{а}}.$$

Глубина забивки стенки принимается $t' = 1{,}1\,t$ (где t — см. рис. 22 и 23).

Примечания 1 При подборе сечения стенок учитываются их одновременная работа на изгиб и действие нормальных сил.

2 При подборе сечения анкеров должно учитываться «зависание» на них грунта, если оно не исключено соответствующими конструктивными мероприятиями.

5.80. Давление грунта при расчете стенок определяется с учетом его неоднородности и следующих указаний:

а) эпюра горизонтальной составляющей активного давления засыпки на стенки для определения момента в пролете и анкерного усилия строится с учетом взаимного экранирования стенок по классической теории без учета трения грунта о стенки. Перераспределение давления грунта вследствие деформации стенок учитывает-

ся поправочными коэффициентами, вводимыми в последующем к результатам расчета;

б) эпюра горизонтальной составляющей пассивного давления грунта ниже дна строится с учетом трения грунта по стенке при коэффициенте пассивного давления $\lambda_п$, принимаемом для случая горизонтальной поверхности засыпки и вертикальной стенки по таблице приложения 4А, величина угла трения грунта по стенке для деревянного шпунта принимается равной 0,75 φ, для металлического шпунта корытного профиля и для железобетонного шпунта угол трения — равной φ, но не более 30°;

в) эпюра давления грунта для определения изгибающего момента в стенке на уровне анкерной тяги принимается по приложению 4Б.

5.81. Проверку устойчивости грунта в основании свайных двухрядных сооружений рекомендуется производить при наличии слоя слабого грунта, залегающего ниже стенок ограждения, по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения.

Ячеистые конструкции

5.82. В оградительных сооружениях применяются ячеистые конструкции цилиндрического и сегментного типов

При выборе типа ячеистой конструкции рекомендуется учесть преимущества цилиндрического типа по условиям производства работ и эксплуатации.

Примечание Не рекомендуется применять ячеистые конструкции с пересекающимися диафрагмами.

5.83. Радиус ячеистой конструкции цилиндрического типа и ширина конструкции сегментного типа принимаются по условиям устойчивости конструкции с учетом требований эксплуатации и ограничиваются прочностью замковых соединений.

Радиус очертания наружных стенок в сегментных конструкциях следует принимать равным расстоянию между диафрагмами.

Радиус козырьков в цилиндрических ячейках следует принимать меньше, чем радиус ячеек.

Примыкание козырьков к ячейкам должно осуществляться под углом 90° к касательной, проходящей через точку примыкания козырька к окружности ячейки

5.84. При значительной ледовой нагрузке каждая ячейка должна быть изнутри снабжена кольцевой железобетонной плитой, толщину которой определяют расчетом Вырез кольца можно принимать равным $^1/_2$ диаметра ячейки, среднюю плоскость кольцевой плиты следует располагать на среднем ледовом уровне. Для лучшей передачи ледовой нагрузки ячейки и козырьки следует снабжать поверху металлическими кольцами углового профиля

5.85. При проектировании надстройки ячеистой конструкции следует учитывать возможность ее использования для повышения коррозиестойкости сооружения, повышения его устойчивости на перекос, защиты засыпки от размыва при переливе через гребень стенки, обеспечения наилучших условий работы сооружения при ледовой нагрузке, навале судов и др.

5.86. Устойчивость ячеистой конструкции на сдвиг по вертикальной плоскости проверяют по следующим условиям.

Для конструкций сегментного типа:

а) при нескальных грунтах основания — по условию

$$k_c \leqslant \frac{E_p b}{3M}(2\operatorname{tg}\varphi + \operatorname{tg}\varphi_0 + 3f) + \frac{M_o}{M}; \qquad (19)$$

б) при нескальных грунтах основания, когда предполагается отсутствие сопротивления шпунта погружению или выдергиванию, — по условию

$$k_c \leqslant \frac{E_p b}{3M}(\operatorname{tg}\varphi + f) + \frac{M_o}{M}; \qquad (20)$$

в) при скальных грунтах основания — по условию

$$k_c \leqslant \frac{2E_p b}{3M}(\operatorname{tg}\varphi + 0{,}25\operatorname{tg}\varphi_0 + 1{,}25f) + \frac{M_o}{M}. \qquad (21)$$

Для конструкций цилиндрического типа

а) при нескальных грунтах основания — по условию

$$k_c \leqslant 0{,}59\frac{D^2 E_p}{M}(\operatorname{tg}\varphi + 0{,}04\pi\operatorname{tg}\varphi_0 + f) + \frac{M_o}{M}; \qquad (22)$$

б) при нескальных грунтах основания, когда предполагается отсутствие сопротивления шпунта погружению или выдергиванию, — по условию

$$k_c \leqslant 0{,}59\frac{DE_p}{M}(\operatorname{tg}\varphi + f) + \frac{M_o}{M}, \qquad (23)$$

в) при скальных грунтах основания — по условию

$$k_c \leqslant \frac{D^2 E_p}{M}(\operatorname{tg}\varphi + 0{,}02\pi \operatorname{tg}\varphi_0 + f) + \frac{M_0}{M}. \qquad (24)$$

В формулах (19)—(24) принято:

M — момент внешних сил относительно середины основания на уровне острия свай или шпунта;

M_0 — момент отпора грунта основания;

E_p — расчетная величина распора грунта заполнения, которая принимается для сегментного типа как для плоской стенки: $E_p = E$;

для цилиндрического типа давление грунта на единицу длины круговой стенки E_p вычисляется по формуле

$$E_p = E\eta \qquad (25)$$

(E — давление грунта на плоскую стенку, определяемое по классической теории; η — коэффициент, который принимается по графику, изображенному на рис. 6, в зависимости от угла внутреннего трения грунта φ и отношения полной высоты ячейки H к ее радиусу R, при этом допускается принимать для φ его средневзвешенное значение);

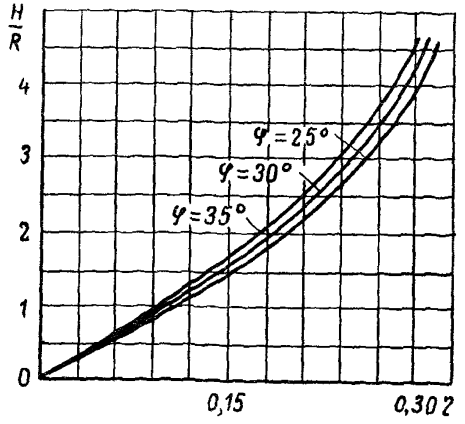


Рис. 6. График для определения коэффициента η

$\operatorname{tg}\varphi$ — коэффициент внутреннего трения грунта внутри ячейки;

$tg\varphi_0$ — коэффициент трения грунта по шпунту (допускается принимать по табл. 7); приближенно $\varphi_0 = 0{,}7$;

f — коэффициент трения в замках шпунта, принимаемый равным 0,4;

b — расчетная ширина ячейки; для сегментного типа $b = 0.9\ b_{макс}$, для цилиндрического типа $b = 0{,}85D$, где D — диаметр ячейки.

Таблица 7

Коэффициенты трения грунта по шпунту

Наименование грунта	Коэффициент $tg\ \varphi_0$
Песок	
сухой	0,35
влажный	0,40
насыщенный водой	0,25
Глина	
твердая с небольшой влажностью (10—15%)	0,35
влажная твердо-пластичной консистенции	0,25
мягко-пластичной консистенции	0,12
ил	0,07

5.87. Коэффициент запаса на сдвиг по вертикальной плоскости при расчете ячеистых конструкций следует принимать по табл. 8

Таблица 8

Коэффициенты запаса на сдвиг

Сочетания нагрузок	Коэффициент запаса при классе капитальности сооружения	
	I—II	III
Основные	1,4	1,2
Особые	1,2	—

5.88. Проверку устойчивости основания против выпирания грунта из-под шпунта при нагрузке ячейки грунтом, а также проверку общей устойчивости сооружения производят в соответствии с указаниями главы СНиП II-Б.3-62.

5.89. Кроме общих расчетов устойчивости при проектировании сооружений ячеистого типа производится расчет замковых соединений на разрыв.

Разрывающие усилия в замковых соединениях относят к одной погонной единице по высоте шпунта Максимальные разрывающие усилия находят путем построения эпюры разрывающих усилий по высоте шпунта.

Прочность замковых соединений проверяют по условию

$$\frac{P_{доп}}{P_{раз}} \geqslant 1{,}5, \tag{26}$$

где $P_{доп}$ — допускаемое разрывающее усилие в замках шпунта;

$P_{раз}$ — действительное разрывающее усилие в замках шпунта;

$$P_{раз} = P_{гр} + P_{соср} = P_{коз} + P_{волн}, \tag{27}$$

где $P_{гр}$ — разрывающее усилие от распора грунта засыпки;

$P_{соср}$ — разрывающее усилие от действия сосредоточенных нагрузок (лед и пр);

$P_{волн}$ — разрывающее усилие от волновой нагрузки;

$P_{коз}$ — разрывающее усилие, передаваемое козырьком через узловую шпунтину, в виде сосредоточенной силы от давления засыпки на козырек.

5.90. Разрывающее усилие от распора грунта засыпки определяют:

в наружных стенках сегментных ячеек и в стенках цилиндрических ячеек по формуле

$$P_{гр} = aR; \tag{28}$$

в диафрагмах сегментных ячеек по формуле

$$P_{гр} = al, \tag{29}$$

где l — расстояние между диафрагмами;

R — радиус цилиндрической ячейки;

a — ордината распора для прямой стенки

$$a = \lambda_{al} \sum_{i=1}^{n} \gamma_i \left(h_i + \frac{q_i}{\gamma_i} \right), \tag{30}$$

где h_i — высота слоя грунта;

γ_i — объемный вес i-того слоя грунта;

q_i — вертикальное давление на поверхности i-того слоя грунта;

λ_{ai} — коэффициент распора.

5.91. Разрывающее усилие от сосредоточенной нагрузки в случае наличия в зоне действия силы жесткой диафрагмы определяется по формуле

$$P_{\text{соср}} = \alpha A P_{\text{вн}}, \tag{31}$$

где α — коэффициент, учитывающий распределение сосредоточенных нагрузок на высоте 3—4 *м*, принимаемый равным 0,3;

$P_{\text{вн}}$ — внешняя нагрузка на 1 *пог. м* длины сооружения (например, ледовая, навал судна и пр);

A — коэффициент, характеризующий форму ячейки; A принимается. для сегментных ячеек равным l, для цилиндрических ячеек равным половине расстояния между центрами козырьков ячеек ($l_к$).

5.92. Разрывающее усилие от сосредоточенных нагрузок, передаваемых козырьком, принимают равным (только для цилиндрических ячеек)

$$P_{\text{коз}} = a_{\text{кр}} r \cos\beta, \tag{32}$$

где $a_{\text{кр}}$ — интенсивность давления грунта для цилиндрической стенки;

r — радиус козырька в *м*;

β — угол, образованный касательной к козырьку в точке его примыкания к основной ячейке с диаметральной плоскостью цилиндра, нормальной к продольной оси сооружения.

5.93. Максимальное разрывающее усилие от волновой нагрузки (в случае образования стоячей волны) определяют:

а) для ячеек сегментного типа — по формуле

$$P_{\text{волн}} = \gamma \frac{h}{2} \bar{z}_{\text{вп}} l, \tag{33}$$

где h — высота исходной волны;

$\bar{z}_{\text{вп}}$ — определяется по рис. 29 СН 92—60;

б) для ячеек цилиндрического типа — по формуле

$$P_{\text{волн}} = \frac{\gamma h \bar{z}_{\text{вп}} l_к}{4}. \tag{34}$$

ГОЛОВНЫЕ И КОРНЕВЫЕ УЧАСТКИ ОГРАДИТЕЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ ВЕРТИКАЛЬНОГО ТИПА

5.94. Длину и ширину головного участка оградительных сооружений определяют расчетом с учетом эксплуатационных требований (размещение портовых огней, маяков и служебных помещений). Ориентировочно ширину головного участка следует принимать на 30—40% больше ширины сооружений, а длину — равной двойной ширине Уширение следует делать в сторону порта. Головной участок следует отделять швом от основного сооружения

5.95. Толщину плиты надводной части головного участка сооружения гравитационного типа принимают на 1—1,5 *м* больше толщины плиты основного участка. Парапет на головном участке следует устраивать с трех сторон.

5.96. Выступающие внешние углы головного участка следует срезать и бермы уширять на 25—30%; вес защитных массивов следует увеличивать на 30% по сравнению с принятыми для основного участка сооружения.

5.97. При недостаточной глубине на входе головной участок оградительных сооружений вертикального типа рекомендуется располагать на втопленной постели.

5.98. При расчете головного участка сооружения следует:

а) принимать коэффициенты запаса, соответствующие классу на один выше, чем класс основного сооружения;

б) не допускать раскрытие шва по подошве сооружения;

в) учитывать косину подхода волн.

5.99. Головной участок сооружения на общую устойчивость следует рассчитывать как единый блок, принимая со стороны моря максимальную волновую нагрузку и со стороны гавани гидростатическое давление при уровне воды ниже статического на величину Δh, значение которой в долях исходной волны h принимается по данным табл. 9

5.100. Протяженность и конструкция корневого участка, сопрягающего сооружение с берегом, определяется в зависимости от рельефа дна и прилегающей береговой полосы, характера и силы волнения, а также от основной конструкции сооружения.

Корневая часть может быть осуществлена из кладки обыкновенных массивов в виде двухрядной перемыч-

ки, откосного типа и др. Конструкция корневой части сооружения выбирается на основании технико-экономического сравнения вариантов Вес элементов наброски (камней, массивов), укладываемых в корневые части, следует принимать с учетом изменения характера волнения и элементов волн на мелководье.

Таблица 9

Значения коэффициента Δh

Длина волны λ в $м$	Значения $\Delta h/h$ при ширине головного участка в $м$ и длине головного участка в $м$											
	15				20				25			
	20	25	30	40	20	25	30	40	20	25	30	40
50	0,35	0,30	0,2	0,20	0,30	0,20	0,65	0,0	0,10	0,00	0,10	0,10
75	0,20	0,25	0,3	0,30	0,25	0,25	0,25	0,3	0,40	0,37	0,35	0,25
100	0,10	0,15	0,2	0,25	0,18	0,22	0,25	0,3	0,28	0,31	0,33	0,34

Выбранную конструкцию корневого участка и крепление дна перед ними, а также прилегающих участков берега рекомендуется проверять на моделях.

Отметки верха плиты и парапета корневого участка принимают в соответствии с отметкой территории и эксплуатационными требованиями. Защиту этого участка от переливающейся волны и всплесков следует принимать в соответствии с указаниями настоящего раздела.

Длину врезки корневой части в берег следует принимать равной полуторной величине наката волны на берег при максимальном волнении.

5.101. Участки дна и береговой полосы, прилегающие к корневому участку мола с морской стороны, должны быть защищены от размыва.

6. НАБРОСНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

ВЫБОР ТИПА НАБРОСКИ И ПРОФИЛЯ СООРУЖЕНИЙ

6.1. Набросные сооружения (например, волноломы, молы, дамбы, шпоры, берегоукрепительные сооружения) могут выполняться в виде наброски из камня (несортированного и сортированного) без крепления и с

креплением откосов и из обыкновенных и фасонных массивов.

6.2. Набросные сооружения могут возводиться либо с соблюдением проектных откосов, либо без планировки откосов с расчетом на уполаживание их волнением в процессе эксплуатации.

6.3. Вид наброски при принятой конструкции сооружения выбирают на основании технико-экономического сравнения вариантов с учетом гидрологических условий, силы волнения, имеющихся подъемно-транспортных средств и местных материалов, а также объема работ.

6.4. При наличии значительного волнения в целях увеличения волногасящей способности сооружений из наброски массивов, а также защиты акватории порта от наносов рекомендуется нижнюю часть сооружения выполнять из каменной наброски.

6.5. При возведении на набросном сооружении монолитной надстройки внешний откос сооружения следует доводить до высоты 0,7 h (h — высота расчетной волны) над максимальным расчетным уровнем и устраивать перед надстройкой берму шириной 0,5—1,0 h. Надстройку следует возводить после прекращения осадки сооружения.

6.6. Поперечный профиль оградительного набросного сооружения принимают трапецеидальной формы с переменным или постоянным уклоном граней (рис. 7).

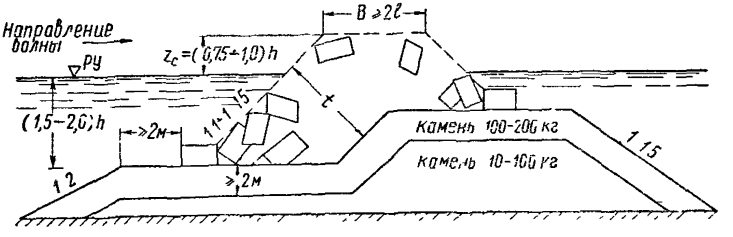


Рис 7 Поперечный профиль оградительного набросного сооружения (l — длина массивов, набрасываемых в сооружение)

Заложение откосов назначают в зависимости от вида конструкции сооружения и его защитного крепления.

При выборе поперечного профиля сооружения рекомендуется учитывать повышение волногасящей способности сооружения при придании надводным откосам более пологих уклонов, чем подводным откосам.

При каменной наброске с креплением откосов из крупного камня или бетонных массивов заложение откосов назначают в пределах от 1 : 1,25 до 1 . 4, в зависимости от силы волнения и крупности принятого для крепления камня или массивов.

При наброске из бетонных массивов (обычных или фасонных) заложение откосов принимается в пределах от 1 : 1 до 1 : 1,5.

Профиль сооружения, расположенного в прибойной зоне, следует, а в остальных случаях рекомендуется проверять лабораторными исследованиями.

Примечание Допускается устанавливать профиль набросного сооружения на основании аналогов, когда сооружение находится в одинаковых с аналогом условиях, с проведением соответствующих поверочных расчетов

6.7. Пористость наброски допускается принимать: при несортированном камне наброски с уплотнением— 35—38%, при сортированном камне — 38—42%; в уплотненной наброске массивов двух крупностей — 40—42%, одной крупности — 42—44%; при наброске тетраподов— 50—52%; в неуплотненной наброске (по окончании строительства) из камня — на 5—7%, из массивов и тетраподов — на 7—10% больше

Уплотнение следует учитывать при назначении отметки верха сооружения.

6.8. При проектировании поперечного профиля сооружения назначают:

а) заложение внешнего (морского) и внутреннего откосов;

б) возвышение верха над расчетным уровнем;

в) заглубление верха постели под расчетный уровень;

г) ширину по верху и урезу воды.

6.9. Расчетную обеспеченность высоты волны в данной системе волн принимают равной 2% при пологости волн, соответствующей расчетной высоте волны

НАБРОСКА ИЗ КАМНЯ

6.10. Возвышение верха сооружения из каменной наброски z_c над расчетным максимальным уровнем (с учетом нагона) в случаях, когда не допускается перекатывание или перелив волн через гребень сооружения, определяется по формуле (1) п. 3 5. При этом высота наката волны принимается $h_{н\,1\%}$ и определяется по

приложению 1, а запас высоты a принимается равным 0,1 h.

Возвышение верха парапета над расчетным максимальным уровнем принимается как для основного сооружения.

При допущении перелива (перекатывания) волн отметка верха сооружения принимается с учетом высоты подходящих волн и допустимой высоты волны за сооружением.

6.11. Если допускается перелив (перекатывание) волн через гребень сооружения, то крепления гребня и тылового откоса должны быть усилены. При этом вес отдельного камня на гребне рекомендуется принимать на стадии проектного задания увеличенным на 20%.

На стадии рабочих чертежей степень усиления крепления гребня и тылового откоса, а также волновой режим на акватории рекомендуется устанавливать на основе лабораторных исследований.

6.12. Ширина сооружения по гребню назначается в зависимости от условий производства работ и эксплуатации и принимается порядка 4—6 *м* для сооружений, возводимых на море, и 3—4 *м* на водохранилищах. Увеличение ширины сооружения должно быть обосновано в проекте.

6.13. Устойчивость камней на откосе против волнового воздействия в зоне их обрушения до глубины 0,7 h от минимального расчетного уровня проверяют согласно СН 92—60.

Вес отдельных камней или массивов в набросных сооружениях ниже зоны обрушения волн может быть определен по формуле

$$Q_z = Qe^{-\frac{4\pi z K_н}{\lambda}}, \qquad (35)$$

где Q_z — вес отдельных камней или массивов на глубине z, отсчитываемой от минимального расчетного уровня воды;

Q — вес отдельных камней или массивов, определяемый по СН 92—60;

$$K_н = \frac{0{,}6z}{h};$$

λ — длина расчетной волны.

6.14. Крепление внешней грани сооружения, если оно предусматривается в проекте, должно состоять не ме-

нее чем из двух слоев камней, устойчивых против волнового воздействия.

6.15. Подошву сооружения и дно перед ним считают устойчивыми, если обеспечена неразмываемость грунтов основания волновыми донными скоростями.

При определении воздействия волновых донных скоростей необходимо учитывать, что если на протяжении не менее 0,5 λ глубина воды перед откосом меньше критической глубины, на которой происходит разбивание волн, то нижняя граница откоса и дно перед ним будут подвергаться воздействию прибойных волн (см. п. 3 6 настоящих указаний).

Допускаемые значения волновых донных скоростей не должны превышать значений по кривой *3* рис 1.

6.16. При возведении сооружений на больших глубинах рекомендуется укладывать камень несколькими слоями, подбирая толщину слоев и крупность камней в них в зависимости от расчетных скоростей на соответствующих глубинах Чередование крупности камней в отдельных слоях следует принимать таким образом, чтобы каждый слой надежно защищал нижележащие слои от вымывания Такая защита может быть обеспечена при назначении размера камней нижележащего слоя равным или большим $^1/_3$ размера (или $^1/_{20}$ веса) камней вышележащего слоя.

Из условий удобства производства работ по отсыпке камня толщину слоев различной крупности рекомендуется принимать не менее 2 *м*.

6.17. В целях удешевления сооружения, возводимого из наброски сортированного камня, и уменьшения осадок за счет уплотнения камня рекомендуется устраивать в теле сооружения ядро из несортированного камня.

НАБРОСКА ИЗ ОБЫКНОВЕННЫХ И ФАСОННЫХ МАССИВОВ

6.18. При проектировании наброски из обыкновенных массивов следует руководствоваться главой СНиП II-И 2-62 и нижеследующими указаниями.

Поперечный профиль сооружения назначается в соответствии с рекомендациями п. 6.6 настоящих указаний

6.19. Легко размываемые песчаные грунты в основании сооружения при наличии размывающих скоро-

стей следует прикрывать слоем щебня или гравия толщиной не менее 0,5 *м*.

При илистых грунтах основания под каменной наброской следует устраивать песчаную подушку или предусматривать другие меры по упрочению основания. Проектирование подушки выполняют в соответствии с указаниями раздела 5.

6.20. Проверку устойчивости массивов на откосе выполняют по СН 92—60.

Минимальную толщину слоя наброски массивов (t) принимают равной удвоенному размеру отдельного массива.

Соотношение размеров сторон массивов рекомендуется принимать $1 : 1 \cdot 1{,}5$.

6.21. Устойчивость подошвы сооружения и дна перед ним проверяют в соответствии с п. 6.15 настоящих указаний.

6.22. Фасонные массивы (тетраподы, трибары, стабиты и т. д.) применяют, как правило, для крепления откосов из каменной наброски.

Проверку устойчивости фасонных массивов на откосе выполняют по СН 92—60 по формуле (81): для тетраподов — при $\mu = 0{,}008$; для трибаров, набросанных в два слоя, — при $\mu = 0{,}0056$; для уложенных трибаров (с вставкой друг в друга) — при $\mu = 0{,}0026$.

Толщину слоя наброски тетраподов принимают равной их полуторной высоте.

При применении иных видов фасонных массивов устойчивость их на откосе следует проверять путем проведения лабораторных исследований.

ГОЛОВНЫЕ И КОРНЕВЫЕ УЧАСТКИ НАБРОСНЫХ ОГРАДИТЕЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ

6.23. При проектированных головных участков сооружений следует учитывать требования защищенности акватории порта от волнения и безопасности входа судов в порт.

Для безопасности входа в порт у головных участков рекомендуется устройство направляющих палов или устройство на головном участке вертикальной стенки, выходящей за пределы головы. Расположение палов и вынос вертикальной стенки принимаются на расстояние не менее двух длин набрасываемых массивов или 5 *м* для сооружений из каменной наброски.

6.24. Крепление головного участка сооружений, подвергающихся концентрированному воздействию волн, устраивают усиленным на длине 20—25 *м* по урезу воды.

Рекомендуется вес защитных элементов увеличивать в два раза по сравнению с расчетным весом массивов для основного профиля при выполнении головного участка из вертикальных элементов и на 20% при откосном профиле.

6.25. Корневые участки молов должны быть надежно врезаны в берег для защиты их от размыва прибойными волчами Врезку мола в берег выполняют не менее чем на двойную ширину сооружения, считая по расчетному уровню

Кроме того, должно предусматриваться крепление корневого участка мола, дна перед ним и прилегающего участка берега.

6.26. Вес элементов наброски (камней, массивов), укладываемых в корневые участки, следует назначать с учетом изменения характера волнения и элементов волн на мелководье.

6.27. Запроектированные конструкции корневых участков сооружений, крепления дна перед ними, а также прилегающих участков берега, подвергающихся воздействию прибойных волн, рекомендуется проверять на моделях.

7. ЗЕМЛЯНЫЕ ОГРАДИТЕЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ И КРЕПЛЕНИЕ ИХ ОТКОСОВ

ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

7.1. Земляные оградительные сооружения могут быть безнапорными или напорными. К первым относятся преимущественно портовые оградительные дамбы, защищающие акватории от ветровых волн. Ко вторым относятся в основном берегорые защитные дамбы, ограждающие от затопления территории, лежащие ниже нормальных или наивысших уровней воды в водоеме.

Конструкция оградительных земляных сооружений определяется в основном степенью воздействия ветровых волн со стороны водоема.

7.2. Проектирование земляных оградительных сооружений производится в соответствии с требованиями

глав СНиП II-И.4-62 «Плотины земляные насыпные. Нормы проектирования», II-И 5-62 «Плотины земляные намывные. Нормы проектирования» и настоящего раздела.

7.3. Возвышение гребня земляного оградительного сооружения (или парапета) над максимальным статическим уровнем воды с расчетной вероятностью превышения для сооружения данного класса капитальности определяется по формуле (1) п. 3 5 и в соответствии с главой СНиП II-И 4-62 При этом высота наката волн на откос определяется по приложению 1, запас высоты сооружения в случае необходимости принимается не менее 0,1 *h*.

Расчетные параметры волн принимаются с учетом табл. 10 п 7.16 настоящий указаний Расчетная максимальная скорость ветра принимается с вероятностью превышения, отвечающей классу капитальности данного сооружения (см. п 8 СН 92—60) Отметки гребня оградительных сооружений проверяются на форсированный уровень воды в водохранилище при пропуске через гидроузел максимальных (поверочных) расходов воды в сочетании со среднемноголетней максимальной скоростью ветра за период форсировки уровней по наблюдениям в течение не менее 10 лет или по указаниям нормативного документа для расчета максимальных расходов воды при проектировании гидротехнических сооружений на реках.

На гребне сооружений со стороны водоема для уменьшения объема земляного тела следует, как правило, устраивать парапет. Возвышение верха парапета над расчетным максимальным уровнем назначают так, чтобы расчетный накат волн на откос с парапетом (по приложению 1) не превышал верха парапета В случае устройства парапета допускается увеличить запас высоты до 0,2 *h*.

ГОЛОВНЫЕ И КОРНЕВЫЕ УЧАСТКИ СООРУЖЕНИЙ

7.4. Корневой и головной участки земляных оградительных сооружений выполняются такого же типа и той же конструкции, которые приняты для основного участка сооружения.

7.5. Допускается уширение гребня сооружения на головном участке в соответствии с эксплуатационными

требованиями (размещение портовых огней у маяков, устройство необходимых площадок при них).

7.6. Головные участки оградительных сооружений на длине не менее 10 *h* по ординару или *НПУ* следует возводить с усиленным креплением. Элементы крепления головных участков следует рассчитывать на высоту волны, на 20% бо́льшую, чем для основного участка оградительного сооружения.

7.7. В проекте следует предусматривать прочное сопряжение корневых участков оградительных сооружений с берегом, обеспечивающее защиту их от размыва прибойными волнами Врезка их в берег должна предусматриваться на глубину не менее чем ширина сооружения, считая по ординару или *НПУ*. Крепление в месте врезки должно плавно входить в берег и распространяться на естественный берег на длину до 25—30 *м*.

КРЕПЛЕНИЕ ОТКОСОВ

7.8. Крепление земляных откосов следует проектировать в соответствии с требованиями главы СНиП II-И 4-62 и настоящих указаний.

7.9. Крепление состоит из следующих элементов:

1) покрытия;

2) подготовки или фильтра (фильтровая подготовка), если они необходимы;

3) упора или зуба и фильтра в их основании.

7.10. Покрытия устраиваются, как правило, железобетонные и каменные. Применение асфальтобетонных покрытий, а также покрытий повышенной гибкости из других материалов должно быть обосновано дополнительными исследованиями и технико-экономическими расчетами.

7.11. Покрытия должны быть устойчивы и надежно противостоять силам, возникающим при обрушении волн, ледовым воздействиям, а также воздействиям климатических факторов.

Покрытия из плит следует рассчитывать также:

а) на монтажно-транспортные нагрузки;

б) на температурные и усадочные напряжения;

в) на трещиностойкость;

г) на ударную нагрузку или вибрацию с ускорениями, которые могут вызвать деформацию грунта откоса.

Примечание Монолитные и сборные омоноличенные железобетонные покрытия не рекомендуется применять при возможной неравномерной осадке основания

В этом случае при технико-экономической целесообразности устройства монолитных или омоноличенных железобетонных покрытий (с равнопрочными швами) плиты надлежит армировать двойной арматурой или выполнять их предварительно напряженными

7.12. Фильтровая подготовка под покрытием должна предохранять от выноса частиц грунта укрепляемого откоса Фильтрорая подготовка должна проектироваться с использованием соответствующих нормативных документов и технической литературы.

7.13. Верхнюю границу крепления устанавливают для основного крепления на отметке высоты наката волны $h_{н\ 50\%}$ и для облегченного на отметке $h_{н\ 10\%}$. При этом следует учитывать ветровой нагон, определяемый при расчетном уровне воды акватории, соответствующем классу капитальности сооружения

7.14. Нижнюю границу крепления определяют по условию неразмываемости грунтов откоса максимальными продольными (вдольбереговыми) и донными волновыми скоростями в условиях нормальной эксплуатации (см п. 3 6). Нижняя граница основного крепления не должна быть выше нижней кромки припая ледяного покрова к откосу. Нижнюю границу основного крепления следует назначать на глубине $H = 2\ h_{1\%}$, считая от минимального уровня воды в водоеме

Поверочные расчеты нижней границы основного крепления следует проводить как для минимального уровня, так и при других возможных расчетных уровнях.

Нижняя граница облегченного крепления устанавливается по данным кривой *3* рис 1. При отсутствии облегченного крепления следует проверять и в необходимых случаях корректировать нижнюю границу основного крепления.

В случае устройства крепления дна перед сооружением из мелкого каменного материала количество материала крепления определяется с учетом необходимости покрытия им в дальнейшем верхового откоса воронки размыва.

В том случае, если нижняя граница крепления получается по расчету ниже поверхности дна откоса, необходимость укрепления дна или заглубления нижней границы крепления определяется в зависимости от величины донных волновых скоростей.

При назначении нижних границ крепления необходимо учитывать ледовый режим водоема.

7.15. Упор в основании покрытия выполняется из армобетонных массивов (монолитных или сборных) или нескольких рядов камней, укладываемых на сплошном слое фильтра.

Размеры упора назначаются в зависимости от заложения и высоты откоса и коэффициента трения покрытия по контакту с материалом откоса, которым учитывается также взвешивание покрытия в условиях волновых воздействий.

7.16. Расчетные обеспеченности высоты волн в данной системе при расчете крепления рекомендуется принимать по табл. 10.

Таблица 10

Расчетные обеспеченности высоты волны

Расчетные элементы	Расчетная обеспеченность высоты волн в их системе в %
Высота наката волн на откос	1
Толщина плит покрытия основного крепления при расчетах на устойчивость	1
Размер (вес) отдельных камней каменной наброски основного крепления .	2
Силовое воздействие волн на крепления из монолитных или сборных плит	1
Нижняя граница основного крепления	1
То же, облегченного крепления .	5

Примечание. Параметры волн определяют для румбов, составляющих не менее 30° с линией уреза воды При расчете принимают значения элементов волн тех направлений, которые оказывают наибольшее силовое воздействие на крепление откосов

Монолитные и сборные железобетонные покрытия

7.17. Размеры плит в плане и толщину их устанавливают по расчету на устойчивость (при откате волны), проверяют на прочность и по трещиностойкости

Проверка размеров плит на прочность и по трещиностойкости производится с учетом волновых и ледовых воздействий, неравномерных осадок и температур-

ных и усадочных напряжений, возникающих в плитах в период твердения бетона, способа производства работ и местных условий строительства, методов и способов складирования, подъема, транспортировки и укладки.

Примечания 1. При ожидаемой неравномерной деформации откоса плиты следует рассчитывать по образованию трещин.

Расчет плит на прочность и трещиностойкость производится в соответствии с указаниями СН 55—59 «Нормы и технические условия проектирования бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений». При этом следует учитывать динамический характер нагрузок.

2 При необходимости быстрого опорожнения водоема дополнительно учитывается фильтрационное давление со стороны откоса

3. Плиты креплений откосов рекомендуется рассчитывать на волновые нагрузки в двух направлениях — вдоль откоса и вдоль уреза воды

4 Расчетные усилия в плитах допускается определять как для балок, лежащих на упругом основании

7.18. По условиям устойчивости толщину железобетонных плит с открытыми швами и карт для откосов с $m = 2 \div 5$ рекомендуется определять по формуле

$$t = 0{,}07\eta h \sqrt[3]{\frac{\lambda}{B}} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_м - \gamma} \cdot \frac{\sqrt{m^2 + 1}}{m}, \qquad (36)$$

где t — толщина плиты в $м$;

B — длина ребра плиты или карты в направлении, нормальном к урезу воды, в $м$;

η — коэффициент, принимаемый для монолитных плит равным 1, для сборных плит — 1,1;

m — заложение откоса;

$\gamma_м$ — объемный вес плиты.

Допускается уменьшение толщины плит с водонепроницаемыми швами по данным эпюры противодавления, полученной на основании результатов экспериментальных исследований.

7.19. Монолитные и сборные покрытия, а также подготовку под покрытия проектируют в соответствии с указаниями главы СНиП II-И 4-62.

7.20. Горизонтальные швы монолитных покрытий рекомендуется располагать вне зоны максимальных волновых воздействий.

7.21. Размеры сборных плит и плотность грунтов откоса должны назначаться таким образом, чтобы предотвратить опасные деформации основания при динамической нагрузке и вибрации плит.

Размеры открытых швов в покрытиях из сборных плит должны назначаться минимальными с учетом зернового состава фильтра. Вертикальные открытые швы рекомендуется размещать вразбежку.

7.22. Размеры карт покрытий из сборных омоноличенных плит рекомендуется назначать: вдоль линии уреза воды — до 30 *м*; нормально к линии уреза воды — до 20 *м*.

Применение карт или монолитных плит бо́льших размеров возможно при изготовлении их предварительно напряженными и должно быть обосновано в проекте.

При омоноличивании сборных плит в карты должна обеспечиваться водонепроницаемость швов.

7.23. При конструкциях швов, не обеспечивающих их водо- и грунтонепроницаемость, монолитные плиты следует укладывать на сплошной слой фильтра подготовки или на ленточный фильтр шириной 0,6—1 *м* (по низу фильтра). Применение ленточных фильтров может быть целесообразным при размерах плит в плане больше 8×8 *м* и должно обосновываться в проекте.

В случае, если обеспечивается достаточная водонепроницаемость и трещиноустойчивость плит и швов покрытия, выполняется только подготовка из щебня, гравия и других материалов.

Сборные плиты с водопроницаемыми швами следует укладывать на сплошной фильтр.

Каменная наброска

7.24. Расчетный вес отдельных камней наброски защитного покрытия из сортированных камней для откосов $2 \leqslant m \leqslant 5$ рекомендуется определять по формуле (81) СН 92—60 (которая дается для состояния предельного равновесия) с введением коэффициента запаса 1,5.

Применение неполномерных по весу камней допускается в количестве не более 25% общего объема наброски при условии их равномерного распределения по откосу. При этом минимальный вес неполномерного камня не должен быть менее половины веса расчетного камня.

7.25. Расчетный вес отдельного камня покрытия из наброски горной массы (без сортировки камня), содержание которого в горной массе составляет более 50%.

определяют по формуле (81) СН 92—60 с введением коэффициента запаса 2.

Вопрос о применении горной массы следует решать в зависимости от зернового состава массы, неоднородность которой допускается в пределах $k_{60} = \frac{d_{60}}{d_{10}} = 3 \div 15$

7.26. Толщину слоя наброски из сортированных камней и горной массы принимают по главе СНиП II-И 4-62.

7.27. Покрытие из наброски сортированных камней укладывают по сплошному слою подготовки.

Под покрытие из наброски из горной массы подготовку можно не укладывать в тех случаях, когда состав этой массы обеспечивает образование между ней и грунтом откоса естественного обратного фильтра.

НЕУКРЕПЛЕННЫЕ ОТКОСЫ

7.28. Применение неукрепленных пологих откосов из песка (искусственные пляжи) допускается как при фронтальном, так и при косоподходящем волнении при условии, что профиль и зерновой состав грунта откоса будет отвечать динамическому равновесию для расчетных параметров волн.

При косоподходящем волнении, вызывающем на отдельных участках размыв откоса, следует осуществлять следующие дополнительные защитные мероприятия:

а) периодическое пополнение грунта взамен грунта откоса, унесенного течениями вдоль берега;

б) устройство на откосах специальных конструкций, способствующих выпадению части наносов из вдольберегового потока (см. раздел 11);

в) устройство на наиболее ответственных частях откоса (или на всем откосе) облегченных покрытий.

Целесообразность применения неукрепленных откосов должна в каждом случае устанавливаться на основе технико-экономических расчетов и сравнения со стоимостью откосов с креплением.

Примечание. Под динамическим равновесием понимается такое состояние откоса, при котором суммарный перенос частиц грунта волнением и течениями за время расчетного шторма равен нулю

7.29. Следует избегать устройства выступающих в водоем углов и мысов, которые подвергаются интенсивному продольному размыву.

При проектировании неукрепленных откосов следует учесть, что оптимальные условия работы такого откоса получаются при фронтальном подходе волн.

При невозможности получения фронтального подхода волн целесообразно придавать сооружению в плане плавную вогнутость со стороны водоема.

7.30. Параметры волн для расчета пологого неукрепленного откоса определяются по всем действующим румбам; за расчетные принимают наибольшие полученные значения параметров волн.

7.31. Назначение отметки верха неукрепленного откоса производится по формуле (1), принимая высоту наката $h_{н\ 0,1\%}$.

7.32. Назначение профиля неукрепленного напорного откоса на участке до отметки нижнего предела размывающего действия волны (НПР) производится с использованием имеющихся методов проектирования аналогичных земляных сооружений.

Отметку нижнего предела размывающего действия (*НПР*) по откосу определяют по зависимости

$$НПР = РУВ - H_р,$$

где $H_р$ — глубина размывающего действия волны, определяемая по формуле (72) СН 92—60, принимая в формуле $H = H_р$ и $v_z = v_р$, т. е. равной скорости массового передвижения наносов для расчетной крупности грунта d, которая определяется по кривой *3* рис. 1;

РУВ — расчетный уровень воды, т. е. уровень, при котором получена наибольшая (расчетная) величина $H_р$.

7.33. Неукрепленные откосы выше уровня воды необходимо защищать от ветрового переноса грунта (дефляции). Эта защита может быть осуществлена в виде покрытия из более тяжелого грунта, пескоудерживающих щитов и т. д. либо с помощью биотехнических мероприятий (посев травы, посадка кустарников и т. п.). Сухие низовые откосы рекомендуется защищать от дефляции преимущественно с помощью биотехнических мероприятий.

7.34. Проектирование защитных мероприятий против возможных размывов косоподходящим волнением выполняется на основе определения расходов вдольбереговых потоков наносов и анализа их режима.

При этом необходимо:

а) установить участки сооружения и берега, нуждающиеся в такой защите;

б) определить направление и величину вдольберегового расхода наносов по каждому участку и численные характеристики происходящих на них процессов (абразии и аккумуляции) для необходимого отрезка времени;

в) выбрать и рассчитать тип и конструкцию защитных сооружений на абрадируемых участках.

Определение расхода наносов при косоподходящем волнении производится с учетом параметров волн и их угла подхода, размеров и объемного веса наносов, а в необходимых случаях — уклонов и формы береговой зоны в пределах глубин перемещения наносов по имеющимся данным экспериментальных исследований.

7.35. Годовую величину суммарного переноса грунта на данном участке берега или сооружения определяют как алгебраическую сумму вдольбереговых расходов наносов (максимальных транспортирующих способностей), вызываемых волнением всех румбов.

Такие расчеты следует выполнять для каждого расчетного участка, а также для прилегающих размываемых участков берега.

По данным расчета устанавливают места аккумуляции, транзита и размыва.

К аккумулятивным и транзитным участкам, которые не нуждаются в дополнительных защитных мероприятиях, относятся:

а) участки, у которых расходы наносов имеют одинаковый с расходом ближайшего примыкания знак (направление), причем

$$Q_{\text{п}} \geqslant Q_1 \geqslant Q_2 \ldots \geqslant Q_k,$$

где $Q_{\text{п}}$ — расход на участке примыкания;

Q_1, Q_2 — расход на первом, втором и так далее, считая от примыкания, участке;

Q_k — расход такого (в последовательном ряду) участка, далее за которым знак расхода меняется на противоположный;

б) такие два соседних участка, расходы которых Q_k и Q_{k+1} направлены друг к другу и имеют достаточное питание из прилегающих участков, т. е. при

$$Q_{k-1} > Q_k \text{ и } Q_{k+1} \leqslant Q_{k+2};$$

в) участки, которые имеют одинаковый знак с расходом соседнего участка, откуда приходит большой и равный расходу рассматриваемого участка расход наносов.

7.36. Для пологих неукрепленных откосов, для которых кратковременное отступление линии уреза недопустимо (например, для намывных нефтепромысловых сооружений), положительный годовой баланс наносов является недостаточным условием для долговечности и надежности сооружения.

Для таких сооружений следует дополнительно выполнять:

а) проверку на наиболее опасный месячный цикл волнения;

б) проверку на наиболее сильный в году шторм.

Величина смыва грунта на абрадируемых участках не должна приводить к аварии сооружения (размыву тела дамбы и затоплению лежащей за ней территории и т. п.).

8. ОТДЕЛЬНО СТОЯЩИЕ СПЛОШНЫЕ ОПОРЫ. СКВОЗНЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ОБТЕКАЕМЫЕ ВОЛНОЙ. ПОДВОДНЫЕ ТРУБОПРОВОДЫ

ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

8.1. Указания настоящего раздела распространяются на проектирование конструкций, обтекаемых волной (морские маяки и навигационные знаки, сквозные причалы и пирсы, сквозные островные опорные конструкции различного назначения, транспортные эстакады и приэстакадные площадки морских нефтяных промыслов, подводные трубопроводы, укладываемые на дно, и т п).

8.2. Класс капитальности отдельно стоящих сплошных опор и сквозных гидротехнических сооружений, обтекаемых волной, принимают в зависимости от значения, характеристики сооружения и его назначения в соответствии с указаниями глав СНиП и других нормативных документов.

8.3. Нагрузки от воздействия волн на отдельно стоящие опоры и сквозные конструкции надлежит определять по СН 92—60.

Примечание. Волновые нагрузки, определяемые по СН 92—60, при расчете несущих конструкций сооружений по методу разрушающих нагрузок принимаются как расчетные

8.4. Расчеты отдельно стоящих опор и сквозных конструкций на волновые воздействия надлежит выполнять для двухмерной волны, вероятностные характеристики которой в зависимости от класса капитальности сооружения устанавливаются по табл. 11.

Таблица 11

Характеристики расчетной волны

Показатели характеристики волны	Вероятностные характеристики волны при классе капитальности сооружений			
	I	II	III	IV
Обеспеченность высоты расчетной волны в данной системе в %	1	5	10	15
Пределы изменения отношения периода расчетной волны к его среднему значению	0,8—1,2	0,8—1,2	0,9—1,1	0,9—1,1

8.5. Динамический эффект от действия волновой нагрузки на отдельно стоящие опоры и сквозные конструкции следует учитывать путем введения коэффициента динамичности $k_д$, назначаемого в зависимости от отношения периода собственных колебаний сооружения T к среднему периоду видимых волн $\tau_{ср}$.

Ориентировочные значения $k_д$ приведены в табл 12.

Таблица 12

Коэффициенты динамичности при воздействии волновых нагрузок

T / $\tau_{ср}$	0,01	0,1	0,3	0,5
$k_д$	1	1,15	1,3	1,55

8.6. Нагрузки от судов, передаваемые на причальные устройства сквозных островных причалов и других сквозных конструкций, к которым ошвартовываются суда, надлежит определять по «Техническим условиям определения нагрузок от судов на причальные сооружения» (СН 114—60) с учетом наибольшей скорости ветра, при которой возможна стоянка у причала расчетного судна

8.7. При проектировании причалов и пирсов на открытых морских побережьях нагрузки от складируемых грузов, перегрузочных машин и транспортных средств следует принимать по нормам технологического проектирования морских (речных) портов

8.8. С целью уменьшения силового воздействия волн на отдельно стоящие опоры и сквозные конструкции рекомендуется:

а) принимать ориентацию сооружения в плане таким образом, чтобы в направлении господствующего и наиболее интенсивного волнения конструкции воспринимали бы наименьшее волновое давление и обладали бы наибольшей сопротивляемостью;

б) поднимать верхнее строение сквозных конструкций на высоту, исключающую воздействие на него волнения;

в) принимать увеличенные пролеты сквозных (мостовых) конструкций и соответственно наименьшее число опор;

г) придавать обтекаемые формы поверхностям оснований или опорам сквозных конструкций;

д) располагать основную (рабочую) часть конструкции на глубинах, исключающих образование разбитых или прибойных волн

МОРСКИЕ СТАЦИОНАРНЫЕ НАВИГАЦИОННЫЕ СООРУЖЕНИЯ

8.9. К морским стационарным навигационным сооружениям, возводимым для обеспечения безопасности судоходства, относятся: маяки, навигационные знаки, подводные (донные) гидроакустические излучатели, электромагнитные подводные средства навигационного оборудования (ведущие и секущие подводные кабели).

8.10. Морские маяки и навигационные знаки надлежит, как правило, располагать за естественными препятствиями (банками, рифами, отмелями и т. п.), умень-

шающими воздействия на них наносов, течения, подвижек льда и других факторов естественного режима.

Примечание Место расположения сооружений должно быть доступно для обслуживающих судов, по крайней мере, в навигационный период

8.11. Конструкция надводной части маяков и навигационных знаков обычно выполняется в виде сплошных стенок (башенный тип), решетчатых ферм или смешанного типа.

Железобетонные надводные строения маяков и навигационных знаков башенного типа следует осуществлять, как правило, из сборных элементов. Башни маяков и навигационных знаков должны иметь такие форму и поверхность, при которых обеспечиваются быстрый сток воды и наименьшее обледенение.

8.12. Для обеспечения наименьших нагрузок от волн, плавающего и торосящегося льда на части конструкции морских маяков и навигационных знаков, расположенные в зоне воздействия поверхностных волн и льда, эти части конструкций рекомендуется проектировать с предельно возможным уменьшением поперечных размеров (на уровне спокойного водоема), применением наклонных поверхностей и приданием им обтекаемой формы.

8.13. Тип конструкций подводных частей морских маяков и навигационных знаков рекомендуется принимать по табл 13.

Таблица 13

Условия применения конструкций морских стационарных навигационных сооружений

Типы конструкций	Основные условия применения конструкции
Гравитационные	Грунты основания — от скальных до средней плотности, глубина воды до 10—15 *м*, волнение — любых параметров, любые леловые нагрузки
Из металлического шпунта	Грунты, допускающие погружение шпунта на требуемую глубину, глубина воды до 10 *м;* волнение — любых параметров, но при режиме, позволяющем достигнуть обеспечечной прочности конструкции за время между двумя ближайшими штормами средние ледовые нагрузки и воздействия (при толщине льда до 0,5 *м*)

Продолжение табл 13

Типы конструкций	Основные условия применения конструкции
На опускных колодцах	Грунты основания любые, кроме скальных, глубина воды до 20—30 *м*, волнение — любых параметров, любые ледовые нагрузки и воздействия
На опорах из цилиндрических оболочек, погружаемых в грунт	Грунты, допускающие погружение цилиндрических оболочек на требуемую глубину, глубина воды до 50 *м*, волнение — любых параметров, но редко повторяющееся, лед слабый и средний без существенных подвижек

8.14. В случае необходимости для повышения устойчивости сооружений на сдвиг и опрокидывание рекомендуются следующие специальные конструктивные мероприятия:

а) устройство анкеров для крепления сооружения к естественному основанию;

б) устройство в плоскости подошвы гравитационного сооружения специальных выступов — зубьев, погруженных в естественное основание;

в) устройство защитных стенок из свай (шпунта), забитых по периметру основания.

8.15. При расчете анкеров для крепления сооружения к естественному скальному основанию надлежит исходить из предположения, что внешние нагрузки воспринимаются только анкерами.

8.16. Естественные размываемые основания гравитационных сооружений при донных скоростях, превышающих предельно размываемые, определяемые по кривой *3* рис. 1, должны быть защищены от размывающего действия волн и течений в зоне шириной 0,3—0,5 длины расчетной волны.

Примечание. Проект конструкции креплений на стадии рабочих чертежей необходимо уточнять по результатам лабораторных исследований

8.17. Внешние отсеки массивов-гигантов и ряжей, применяемых для подводных частей морских маяков, надлежит заполнять, как правило, бетоном (методом подводного бетонирования); внутренние отсеки допускается заполнять сыпучими материалами.

8.18. Внутреннее пространство подводных частей ограждающих конструкций из металлического шпунта надлежит заполнять камнем, а в зоне интенсивных ледовых воздействий предусматривать усиление конструкции для восприятия этих воздействий

При проектировании надстройки рекомендуется учитывать указания п. 5 85

8.19. Для защиты конструкций сооружений от истирающего действия льда, взвешенных наносов и ударов волн рекомендуется устраивать защитные пояса или при надлежащем обосновании облицовку наружных поверхностей камнем твердых пород.

8.20. При расчете стационарных сооружений гравитационного типа надлежит исходить из условия недопущения раскрытия шва (возникновения отрицательных напряжений) по подошве сооружения

8.21. В стационарных навигационных сооружениях следует предусматривать устройство причального фронта для швартовки гидрографических судов и катеров, прибывающих с целью периодического обслуживания маяков или навигационных знаков

8.22. Кабельные сети, идущие от донных гидроакустических излучателей, а также ведущие и секущие подводные кабели электромагнитных средств навигационного оборудования в прибрежных участках (в зоне действия разбитых и прибойных волн) надлежит надежно защищать от возможных механических повреждений при воздействии волн и течений.

СКВОЗНЫЕ ОСТРОВНЫЕ ПРИЧАЛЫ И ПРИЧАЛЫ НА ОТКРЫТЫХ МОРСКИХ ПОБЕРЕЖЬЯХ

8.23. Причалы, возводимые на открытых или недостаточно защищенных от волн участках морских побережий, разделяются на следующие типы·

а) сквозные островные причалы, удаленные на значительные расстояния от берега,

б) сквозные причалы, примыкающие к берегу;

в) причалы в виде палов

8.24. При выборе расположения в плане указанных в п. 8.23 причальных сооружений помимо учета норм технологического проектирования морских портов надлежит учитывать следующие специфические требования:

а) направление причальной линии должно возможно ближе совпадать с направлением луча господствующего в навигационный период волнения;

б) требуемые глубины у причалов и на подходах к ним должны быть обеспечены без дноуглубления, т. е при естественных глубинах моря.

8.25. Отсчетные уровни, глубины и запасы глубин у причалов на открытых морских побережьях назначаются по нормам технологического проектирования с учетом характеристик наибольшей волны, при которой допускается стоянка у причала расчетного судна с наибольшей осадкой.

8.26. Максимальный отсчетный уровень для определения возвышения низа пролетного строения причалов и пирсов на открытых морских побережьях в приливных и неприливных морях следует назначать на основе графика многолетней продолжительности стояний фактических уровней за навигацию с обеспеченностью: 5% для сооружений II класса и 10% для сооружений III класса.

Низ пролетного строения причалов и пирсов на открытых морских побережьях, как правило, должен быть поднят над максимальным расчетным уровнем на высоту, при которой исключается удар о пролетное строение наибольших расчетных волн, с обеспеченностью в системе 0,1%.

СКВОЗНЫЕ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ МОРСКИХ НЕФТЯНЫХ ПРОМЫСЛОВ

8.27. К сквозным гидротехническим сооружениям, возводимым в основном для добычи нефти в море, относятся островные основания, транспортные эстакады и приэстакадные площадки, опоры линий электропередачи

Тип конструкции и размеры сквозных гидротехнических сооружений морских нефтяных промыслов устанавливают в зависимости от технологических требований с учетом глубины и других факторов естественного режима в месте возведения объекта.

8.28. Отдельно стоящие островные основания сквозной конструкции возводят из одного или нескольких блоков, изготовляемых на берегу с последующей доставкой на плаву и установкой на месте в открытом море. Закрепление блоков конструкций к грунту дна осуществляется забивными, бурозаливными, комбинированными сваями или сваями другой конструкции

8.29. Низ пролетного строения (нижняя линия верхнего непрерывного пояса конструкции) сквозных островных оснований, транспортных эстакад и приэстакадных площадок морских нефтепромысловых гидротехнических сооружений должен возвышаться над самым высоким уровнем не менее чем на высоту гребня волны с обеспеченностью в данной системе 0,1%.

8.30. При проектировании сквозных сооружений морских нефтяных промыслов надлежит принимать во внимание следующие сочетания волновой, ветровой и вертикальной нагрузок:

а) при одновременном действии волновой, ветровой и вертикальной нагрузок менее опасную горизонтальную силу учитывают с коэффициентом 0,8;

б) при расчете подвышечных конструкций нефтепромыслов на предельную нагрузку от веса обсадной колонны расчетные вертикальные усилия от волновой и ветровой нагрузок учитывают с коэффициентом 0,4;

в) при расчете морских транспортных эстакад на действие расчетной эксплуатационной вертикальной подвижной нагрузки расчетную скорость ветра принимают по данным наблюдений, но не более 20 *м/сек*;

г) при проверке устойчивости конструкций сквозных островных оснований в процессе монтажа до прикрепления их к морскому дну посредством забитых и забуренных свай расчетные ветровую и волновую нагрузки учитывают с коэффициентом 0,25;

д) при расчете опор и пролетного строения транспортных эстакад на монтажные условия (при наличии монтажного крана) расчетную скорость ветра следует принимать по данным наблюдений, но не более 12 *м/сек*; при этом надлежит учитывать: ветровую нагрузку — на верхнее строение сооружения, монтажный кран, монтируемую ферму пролетного строения; волновую нагрузку — на одну готовую опору и одну сваю незавершенной строительством опоры; менее опасную горизонтальную нагрузку надлежит учитывать с коэффициентом 0,5.

8.31. При проектировании опор морских линий электропередачи напряжением выше 1 *кв* надлежит руководствоваться «Правилами устройства электроустановок» (ПЭУ), указаниями главы СНиП II-И 9-62 «Линии электропередачи напряжением выше 1 *кв*. Нормы проектирования» и нижеследующими указаниями.

8.32. Основания морских линий электропередачи следует проектировать с учетом волнового давления на элементы конструкций основания, определяемого по СН 92—60 при расчетной высоте волны с обеспеченностью: 10% для анкерных опор и 15% для промежуточных опор.

8.33. Расчетные нагрузки от веса бурового оборудования на сквозные гидротехнические сооружения морских нефтепромыслов надлежит определять с учетом динамического эффекта, который учитывается с помощью коэффициента динамичности 1,2 к статическим нагрузкам.

МОРСКИЕ ПОДВОДНЫЕ ТРУБОПРОВОДЫ

8.34. При проектировании на морях и внутренних водоемах подводных трубопроводов, подверженных воздействию волн или течений (или одновременному их воздействию), следует руководствоваться главой СНиП II-Д 10-62 «Магистральные трубопроводы Нормы проектирования» и нижеследующими указаниями

8.35. Морские подводные трубопроводы следует рассчитывать на устойчивость против всплытия и перемещения под действием волн и донных течений.

8.36. При расчете волновых воздействий на подводные трубопроводы надлежит выделять следующие участки трассы прокладки.

а) глубоководный — с относительной глубиной $\frac{H}{\lambda} > 0{,}5$;

б) мелководный — при глубине $H_{кр} < H \leqslant 0{,}5\lambda$;

в) прибрежный — при глубине $H \leqslant H_{кр}$.

Характеристики расчетной волны принимают по табл. 14.

Таблица 14

Характеристики расчетной волны

Вид трубопроводов	Обеспеченность высоты расчетной волны в %	Отношение периода расчетной волны к его среднему значению
Магистральные трубопроводы	5	0,8—1,2
Ответвление магистральных трубопроводов . .	10	0,9—1,1

Трубопроводы, укладываемые на дно моря на глубоководных участках трассы, на волновые воздействия не рассчитываются.

8.37. Подводные магистральные трубопроводы на прибрежных участках трассы рекомендуется погружать в траншеи; глубина траншеи должна быть такой, чтобы в морской зоне трубопровод покрывался слоем грунта толщиной не менее 0,5, а в прибрежной — 1,5 *м*; при скальном донном грунте, выходящем на поверхность, допускается принимать толщину слоя пригрузки над трубопроводом 0,5—1 *м* по всему прибрежному участку трассы

8.38. Расчет давления волн и течений на лежащий на дне трубопровод следует производить с введением понижающего коэффициента неодновременности действия сил по всей трассе трубопровода, принимаемого в зависимости от расстояния между точками закрепления трубопровода по табл. 15.

Таблица 15

Коэффициенты снижения волновых нагрузок

Расстояние между опорными точками	Меньше 0,25λ	От 0,25λ до 0,50λ	От 0,50λ до λ	Больше λ
Коэффициент снижения волновых нагрузок	0,8 $\frac{n}{m}$	0,7	0,6	0,5

8.39. Допустимый наименьший вес G свободно лежащего на морском дне трубопровода при воздействии на него волнения и течений надлежит определять по условию

$$G + \frac{m_3}{m_4} G_{\text{пр}} \geqslant \frac{m_1}{m_4 nf} [P_x]_{\text{расч}} + \frac{m_2}{m_4} [P_z]_{\text{расч}}, \qquad (37)$$

где $[P_x]_{\text{расч}}$ и $[P_z]_{\text{расч}}$ — расчетные значения с учетом направления подхода волн к трассе трубопровода и коэффициента снижения по п. 8.38 горизонтальной (боковой) и вертикальной (подъемной) силы от воздействия волн и течений;

$G_{пр}$ — вес транспортируемого по трубопроводу продукта (для газопроводов $G_{пр} = 0$);

m_i — коэффициенты перегрузки, принимаемые по табл. 16;

n — коэффициент, характеризующий условия соприкасания трубопровода с подстилающим грунтом дна, принимаемый по табл. 16,

f — коэффициент трения при перемещении трубопровода поперек трассы, принимаемый по табл. 17.

Таблица 16

Коэффициенты перегрузки, принимаемые при расчете трубопроводов

Вид нагрузки (воздействия)	Коэффициент перегрузки
Горизонтальная проекция силы воздействия волн и течений m_1	1,0
Вертикальная проекция силы воздействия волн и течений m_2	1,05
Вес транспортируемого жидкого продукта m_3	0,95
Собственный вес трубопровода с учетом защитного покрытия и прогрузки m_4	0,9

Таблица 17

Коэффициенты трения трубопроводов по дну и коэффициенты соприкасания

Вид грунта морского дна	Значения коэффициентов	
	f	n
Разрушенная скала, скальные грунты	0,65	1,15
Пески крупные и гравелистые	0,55	1,25
Мелкие пески и супеси	0,45	1,35
Илистые и суглинистые грунты	0,40	1,45

8.40. В случае, если определенный по формуле (37) допустимый наименьший вес G оказывается бо́льшим, чем действительный вес трубопровода (с учетом защитных антикоррозийных покрытий) $G_{тр}$, трубопровод следует балластировать специальными грузами, надежно закрепляемыми к трубопроводу через определенные расстояния, или устраивать сплошное утяжеляющее покрытие

Примечание При расчете балластировки участков трубопроводов, укладываемых в траншеи и засыпаемых грунтом слоем не менее 0,5 *м* над верхом трубопровода, волновые воздействия не учитываются.

8.41. На участках трассы, где донные грунты представляют собой мощный слой слабого ила, в который свободно погружается трубопровод, дополнительно производят проверочный расчет трубопровода исходя из достижения предела текучести при работе на поперечный изгиб или растяжение от действия собственного веса, уменьшенного на вес объема ила, вытесненного трубопроводом, от веса транспортируемого продукта и других воздействий, но при этом силовые воздействия волн и течений не учитывают.

9. СПЕЦИАЛЬНЫЕ ТИПЫ ВОЛНОЗАЩИТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

9.1. К специальным типам волнозащитных сооружений относятся пневматические, гидравлические, сквозные и плавучие волноломы.

9.2. При проектировании оградительных сооружений рекомендуется учитывать для специальных типов сооружений области их применения по табл. 18.

Таблица 18

Условия применения специальных типов волноломов

Тип волнолома	Назначение	Основные условия применения
Пневматический Гидравлический	Постоянная и временная защита акваторий и отдельных сооружений от волнения	$\lambda \leqslant 40$ *м*; $\frac{h}{\lambda} > \frac{1}{15}$; $H > \frac{\lambda}{3}$ $\lambda \leqslant 20$ *м*; $\frac{h}{\lambda} > \frac{1}{15}$; $H > \frac{\lambda}{3}$

Продолжение табл. 18

Тип волнолома	Назначение	Основные условия применения
Плавучий	Переносные оградительные сооружения на незамерзаемых акваториях	$h < 4$ м; $\frac{h}{\lambda} > \frac{1}{20}$; $H > 2{,}5h$
Сквозной: а) с тонким экраном $\left(B < \frac{h}{2}\right)$	Постоянная и временная защита акваторий и отдельных сооружений от волнения (тип по пунктам «в», «г», и «д» только на незамерзающих акваториях)	$h < 3$ м; $\frac{h}{\lambda} > \frac{1}{12}$; $H > 4h$
б) с экраном ящичного типа $\left(B > \frac{h}{2}\right)$		$h < 3$ м; $\frac{h}{\lambda} > \frac{1}{20}$; $H > 4h$
в) с неподвижной решеткой		$h < 4$ м; $\Delta H < 0{,}7$ м; $\frac{h}{\lambda} > \frac{1}{20}$; $H > 3{,}5h$
г) с подвижной решеткой		$h < 4$ м; $\Delta H < 4$ м; $\frac{h}{\lambda} > \frac{1}{20}$; $H > 3{,}5h$
д) с качающимся понтоном		$h < 4$ м; $\Delta H < 4$ м; $\frac{h}{\lambda} > \frac{1}{20}$; $H > 3{,}5h$

Обозначения: B — ширина экрана; ΔH — амплитуда колебания уровней водоема.

ПНЕВМАТИЧЕСКИЕ ВОЛНОЛОМЫ

9.3. Пневматические волноломы могут применяться с целью создания защищенных от волнения акваторий портов на водохранилищах, озерах и в бухтах морских побережий. На открытых морских побережьях пневматические волноломы могут применяться только для создания акваторий, частично защищенных от ветрового

волнения при высоте волн до 5 *м*, с целью увеличения продолжительности годовой эксплуатации открытых рейдовых стоянок, пунктов беспричального снабжения и т. п.

Пневматические волноломы могут использоваться в качестве постоянных или временных сооружений также для защиты от волнового воздействия входов в порты, доковых и шлюзовых ворот, ворот судоподъемных сооружений, при проведении аварийно-спасательных и ремонтно-строительных работ.

9.4. Пневматический волнолом состоит из компрессорной, ресивера-водомаслоотделителя, магистральных воздуховодов, рабочих воздуховодов, снабженных устройствами для выдачи воздуха, и опор для воздуховодов.

Рабочие трубы пневматического волнолома рекомендуется располагать на глубинах $H_т^0 \approx \frac{\lambda}{2}$, но не менее $\frac{\lambda}{3}$.

9.5. Гасящее действие пневматического волнолома оценивается коэффициентом гашения $k_г$:

$$k_г = \frac{h_н - h_к}{h_н}, \qquad (38)$$

где $h_н$ — высота начальной волны в *м*;

$h_к$ — высота конечной (погашенной) волны в *м*

9.6. Удельный расход воздуха в *нм*^{3}/*мин м* при определении мощности компрессорной установки допускается определять для заданной степени гашения высоты расчетных волн, имеющих крутизну $\frac{h}{\lambda} > \frac{1}{15}$, по формуле

$$q_0 = 18{,}8\xi\eta \frac{\lambda^{5/2}}{\ln\left(1 + \frac{\lambda}{20}\right)}, \qquad (39)$$

где η — безразмерный эмпирический коэффициент, определяемый по графику рис. 8 в зависимости от $H_т^0 \approx \frac{\lambda}{2}$ и коэффициента гашения $k_г$;

ξ — эмпирический коэффициент, учитывающий влияние уменьшения глубины укладки рабо-

чих труб $H_т$ против $H_т^0 \approx \frac{\lambda}{2}$ на гасящую способность установки; определяется по графику рис. 9.

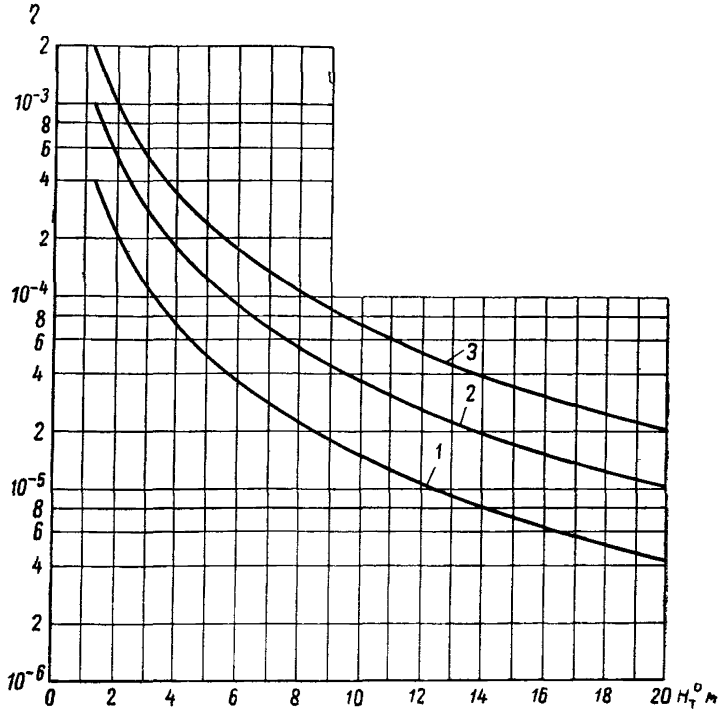


Рис. 8. Зависимость коэффициента η от глубины установки пневматического волнолома при $H_т^0 \approx \frac{\lambda}{2}$

1 — при $k_г = 0{,}25$, *2* — при $k_г = 0{,}50$, *3* — при $k_г = 0{,}75$

9.7. Для обеспечения гасящего действия пневматического волнолома независимо от угла подхода волн рекомендуется устраивать волноломы с замкнутым контуром ограждения.

Размеры ограждаемой от волнения акватории, создаваемой пневматическими волноломами с незамкнутым контуром, должны определяться с учетом дифракции волн. В этом случае расчет защищенности акватории на стадии проектного задания можно производить

по методу, применяемому для оградительных сооружений вертикального профиля, с последующим уточнением полученных результатов на основании данных крупномасштабных лабораторных исследований.

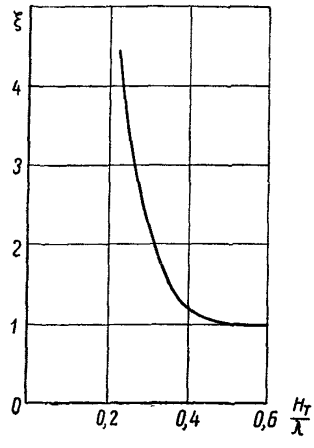


Рис 9 Влияние относительной глубины установки пневматического волнолома на требуемую мощность

9.8. Для обеспечения надежности и экономичности волнолома при использовании его для гашения волн меньших параметров, чем расчетные, следует предусматривать устройство компрессора в составе не менее двух самостоятельных агрегатов.

9.9. Количество магистральных воздуховодов определяется плановым расположением пневмоволнолома, рельефом дна и принятым решением по автономности работы отдельных участков пневмоволнолома и должно быть минимальным.

9.10. Подводную часть установки следует выполнять из антикоррозийных и антиобрастающих материалов в морской воде.

Для выдачи воздуха в воду рекомендуется применять рабочие трубы с перфорацией. При этом необходимо предусматривать меры против засорения отверстий перфорации.

Диаметр перфорации труб рекомендуется принимать в пределах $d = 4 \div 8$ *мм* при шаге $a = 100 \div 400$ *мм*.

Рабочие трубы могут представлять собой непосредственное продолжение магистральных воздуховодов. Между магистральными и рабочими трубами рекомендуется ставить обратные клапаны, предотвращающие засорение магистральных воздуховодов.

9.11. При проектировании постоянных волноломов рекомендуется рассмотреть возможность использования магистральных воздуховодов как несущих элементов,

воспринимающих все нагрузки на воздуховоды между опорами Рабочие воздуховоды рекомендуется устраивать съемными с целью периодической замены и освобождения от обрастания и засорения.

9.12. Конструкция опор должна обеспечить горизонтальность положения рабочих воздуховодов. Допускаемое отклонение от горизонтального положения рабочих воздуховодов должно указываться в проекте.

Расстояния между опорами определяются прочностью и жесткостью несущей конструкции, конструкциями опор и условиями возведения волнолома. Тип опор — гравитационные, свайные, якорно-поплавковые — выбирается в зависимости от рельефа дна и условий возведения пневмоволнолома, а также условий эксплуатации.

9.13. Расчет перфорации и давления воздуха в магистральных и перфорированных воздуховодах производится по приложению 2А.

ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ ВОЛНОЛОМЫ

9.14. Гидравлический волнолом состоит из насосной, распределительного устройства, магистральных трубопроводов, рабочих трубопроводов, снабженных насадками, и конструкций, обеспечивающих установку рабочих труб непосредственно под поверхностью воды.

Возможность применения гидравлических волнолomов рекомендуется рассматривать для условий их работы на водохранилищах, озерах и в бухтах морских побережий Рабочие трубы волнолома располагают непосредственно под поверхностью воды на глубинах воды $H \geqslant \frac{\lambda}{3}$.

Примечание Гидравлические волнолomы могут применяться также для защиты от волнения плавучих средств технического и вспомогательных флотов При этом рабочие трубы располагаются на бортах судов.

9.15. Оценка эффективности работы гидравлического волнолома может производиться по результатам лабораторных испытаний.

Явления, характеризующие работу гидравлических волнолomов, моделируются по закону гравитационного подобия.

Гасящее действие гидравлического волнолома оценивается коэффициентом гашения по формуле (38).

9.16. Требуемую для обеспечения заданной степени гашения мощность потока в месте гашения допускается определять по формуле

$$N_{\text{п}} = 30{,}7k\xi\lambda^{5/2} \ \textit{квт/м}, \qquad (40)$$

где k — безразмерный коэффициент, определяемый по графику рис. 10 и соответствующий случаю гашения волн различной крутизны на глубине $H = \frac{\lambda}{2}$ в зависимости от степени гашения $k_{\text{г}}$;

ξ — безразмерный коэффициент, определяемый по графику рис. 11 в зависимости от действительной глубины.

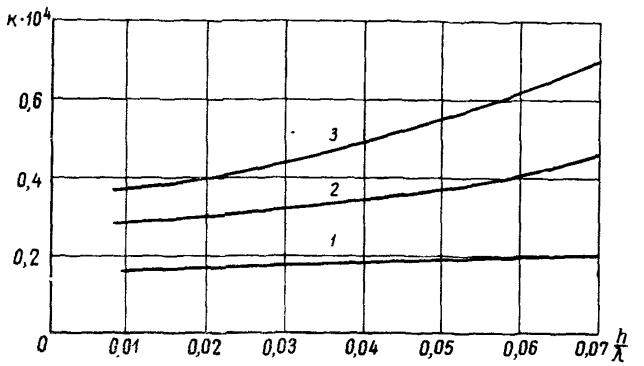


Рис 10 График для определения коэффициента k
1 — при $k_{\text{г}} = 0{,}25$ *2* — при $k_{\text{г}} = 0{,}50$, *3* — при $k_{\text{г}} = 0{,}75$

9.17. Требуемую мощность струй на выходе из насадков $d = 20$ *мм*, расположенных на одной рабочей трубе с шагом $a = 400$ *мм*, допускается определять по формуле

$$N_{\text{с}} = \kappa_1 N_{\text{п}}, \qquad (41)$$

где κ_1 — коэффициент, определяемый по графику рис. 12 в зависимости от длины волны.

Удельный расход истекающих из насадков струй определяется по формуле

$$q = \frac{2g}{\gamma v_{\text{с}}^2} N_{\text{с}} \ \textit{м}^3/\textit{сек м}, \qquad (42)$$

где v_c — скорость истечения воды из насадков в *м/сек*;

N_c — мощность струй в *кгм/сек м*,

g — ускорение силы тяжести в *м/сек*^{2}.

Скорость истечения воды из насадков должна приниматься с учетом конструкции волнолома и требуемой

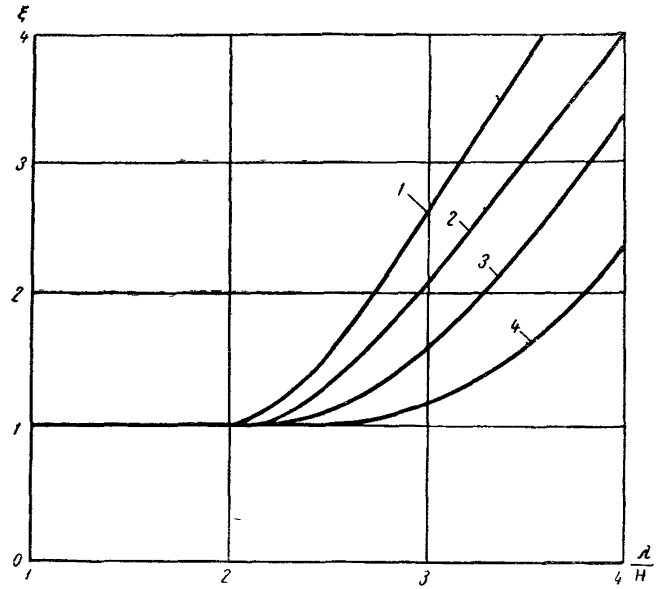


Рис 11 График для определения коэффициента ξ

1 — при $\frac{h}{\lambda} = 0{,}07$, *2* — при $\frac{h}{\lambda} = 0{,}05$, *3* — при $\frac{h}{\lambda} = 0{,}03$, *4* — при $\frac{h}{\lambda} = 0{,}01$

скорости потока в зоне гашения, принимая, что толщина потока в зоне гашения должна быть близкой к $T_п \approx \frac{\lambda}{20}$.

Скорость потока в зоне гашения может быть определена по формуле

$$u_{max} \geqslant 2 \sqrt[3]{\frac{g}{T_п \gamma} N_п} \quad м/сек, \qquad (43)$$

где $N_п$ — мощность потока в *кгм/сек м*.

9.18. Для обеспечения гасящего действия гидравлического волнолома независимо от угла подхода волны рекомендуется волноломы устраивать с замкнутым контуром ограждения.

Размеры ограждаемой от волн акватории, создаваемой гидравлическим волноломом с незамкнутым контуром, следует определять с учетом дифракции волн.

9.19. Для обеспечения надежности работы гидравлического волнолома и экономичности установки при использовании его для гашения волн меньших параметров, чем расчетные, насосная должна иметь не менее двух агрегатов.

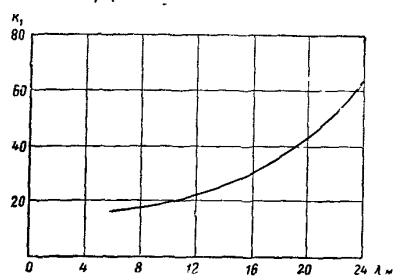


Рис. 12. График для определения коэффициента K_1

Количество магистральных трубопроводов определяется плановым расположением гидравлического волнолома и возможной необходимостью автономности работы отдельных его участков.

Магистральные трубопроводы следует укладывать с уклоном, обеспечивающим полное освобождение системы от воды после окончания ее работы.

При колебаниях уровня воды акватории более чем на 0,5 *м* в установке гидравлического волнолома на стационарных опорах должно быть предусмотрено устройство, обеспечивающее заданное положение рабочих труб относительно уровня воды.

Рабочий трубопровод может быть осуществлен в виде трубы диаметром до 500 *мм*, снабженной горизонтальными насадками.

Гидравлический расчет рабочих трубопроводов производится по приложению 2Б.

СКВОЗНЫЕ ВОЛНОЛОМЫ

9.20. К сквозным относят волноломы, ограждающие поверхности которых не прикрывают всей толщи воды (см. табл. 18).

Применение сквозных волноломов может рассматриваться в тех случаях, когда не требуется защита акваторий от заносимости.

9.21. Сквозной волнолом с волногасящим экраном, расположенным между опорами, может применяться для частичного гашения волн высотой до 3 *м*, крутизной не менее $^1/_{20}$ и при глубине воды до 25 *м* независимо от условий колебания уровня воды и замерзания акватории.

Сквозные волноломы с волнозащитными экранами могут совмещаться с причальными сооружениями.

Наиболее рациональное отношение пролета экрана и ширины опорных бычков определяется технико-экономическим расчетом

При проектировании сооружений на замерзающих акваториях передние грани опор выносятся впереди экрана с тем, чтобы давление или удар льдин воспринимались опорами, а не экраном На акваториях с легким ледовым режимом лицевую грань опор можно совмещать с экраном.

Волногасящее действие волноломов с экраном и горизонтальные нагрузки на экраны на стадии проектного задания могут определяться по приложению 3. Расчет сооружений производится по существующим методам с использованием соответствующей технической литературы.

9.22. Сквозной волнолом с неподвижной волногасящей решеткой состоит из отдельно стоящих опор и ряда секций пролетных строений, составленных из пластин, наклоненных в сторону, обратную распространению волн.

Степень гашения волн решеткой зависит от их крутизны, глубины воды и угла подхода луча волны к сооружению. При косом подходе волн к волнолому эффективность гашения повышается

Сквозной волнолом с неподвижной решеткой рекомендуется применять на незамерзающих акваториях для частичного гашения волн высотой до 4 *м*, крутизной более $^1/_{20}$, на глубине воды более 3 5 *h м* и при изменении уровня воды не более чем на 0,7 *м*

9.23. Сквозной волнолом с подвижной волногасящей решеткой состоит из решетки со стабилизатором и плавучестями, сквозных опор и системы креплений, обеспечивающей гасителю плоскопоступательные перемеще-

ния в поперечном направлении (рис. 13). Такой тип волнолома может применяться на незамерзающих акваториях при глубинах воды $H = (3{,}5 \div 4)h$, высоте волн до 4 *м*, с крутизной не менее $^1/_{20}$ и колебаниях уровней воды до 4 *м*.

Стабилизаторы следует располагать в средней части гасителей на глубине примерно 1,5 h от поверхности

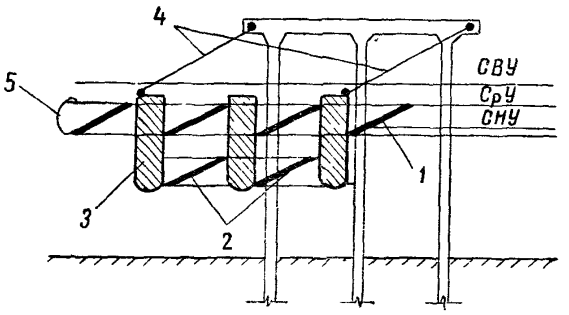


Рис. 13. Схема волнолома с гасителем, имеющим плоскопоступательную подвижность

1 — пластины гасителя, *2* — пластины стабилизатора, *3* — плавучести; *4* — система крепления гасителя на шарнирах, *5* — козырек

воды, нормально к направлению перемещения гасителя. Площадь поверхности стабилизатора рекомендуется принимать равной половине площади поверхности волногасящих пластин.

Плавучести для поддержания на плаву гасителя со стабилизатором не должны иметь развитой поверхности, подверженной воздействию волн. Рекомендуется применять цилиндрические вертикальные плавучести, расположенные в промежутках между волногасящими пластинами решетки и возвышающиеся над ними не менее чем на 0,1 h.

Для устранения волнопродукции при перемещениях гасителя в его конструкции у задней пластины со стороны акватории следует предусматривать защитный козырек с цилиндрической поверхностью, очерченной радиусом, равным ширине пластины.

Участок волнолома по ширине опор со стороны акватории должен перекрываться двумя задними пластинами гасителя.

Система крепления гасителя должна обеспечивать неизменяемость в продольном направлении.

9.24. Качающийся волнолом (рис. 14) состоит из плавучего корпуса, шарнирно соединенного с неподвижной опорной частью двумя сквозными фермами (ногами).

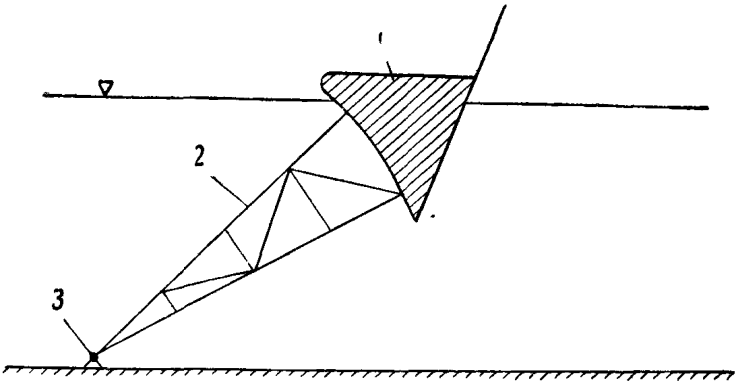


Рис 14 Схема качающегося волнолома
1 — плавучий корпус, *2* — ферма, *3* — шарнир

Качающийся волнолом выполняется из ряда секций длиной каждая $(0{,}4 \div 0{,}5)\lambda$. Расстояние между корпусами секций не должно быть менее 1 *м*.

Качающийся волнолом может применяться для частичного гашения волн высотой до 4 *м*, длиной до 80 *м* при амплитуде колебания уровней до 4 *м*.

Для достижения высокой степени защищенности (до 80—85%) акватории от волнения период собственных колебаний $\tau_в$ качающегося волнолома на спокойной воде должен быть несколько больше максимального расчетного периода волн τ для данного места.

При расчете следует учитывать образование перед фронтом волнолома стоячих волн.

Опоры волнолома могут выполняться в виде бетонных массивов или плавучих понтонов, буксируемых на место установки в собранном с секцией виде, затем затапливаемых и загружаемых грунтом или камнем, в виде свайных конструкций и т. п. Опорные шарниры можно располагать на статическом уровне моря, применяя при этом высокие свайные или иные опоры. При значительных расчетных нагрузках на шарниры и больших

глубинах в месте установки секций предпочтительнее располагать шарнирную опору у дна. В отдельных случаях в качестве опорной конструкции можно использовать причальные сооружения, учитывая при их расчете нагрузки, передаваемые через шарниры от каждой секции волнолома.

Плавучий корпус волнолома может быть выполнен из железобетона.

Поверхность корпуса волнолома, обращенная в сторону защищаемой акватории, выполняется цилиндрической, передняя грань и палуба выполняются плоскими.

Для достижения необходимой осадки плавучего корпуса следует предусмотреть балластировку. При использовании в качестве балласта воды необходимо предусмотреть разбивку внутренней емкости корпуса на более мелкие отсеки для предотвращения возникновения резонансных колебаний воды внутри корпуса

Каждая секция волнолома должна быть оборудована устройствами для ее затопления водой, для откачки воды или продувки воздухом.

Жесткость корпуса должна быть обеспечена продольными и поперечными переборками.

Примечание При применении качающегося волнолома в качестве временного быстро устанавливаемого волногасительного сооружения секции волнолома подлежат многократному использованию

ПЛАВУЧИЕ ВОЛНОЛОМЫ

9.25. Плавучие волноломы рекомендуется применять с гасителями волновой энергии решетчатого типа.

Плавучий волнолом с решетчатым волногасителем выполняется из отдельных шарнирно соединенных между собой секций (рис. 15).

Особое внимание следует уделять надежности системы заякорения. Система заякорения должна предусматривать равномерное натяжение цепей по каждому борту; в противном случае следует принимать, что нагрузка на каждую секцию сооружения воспринимается только одной, наиболее сильно натянутой цепью с каждого борта.

Плавучие волноломы могут применяться на незамерзающих и не требующих защиты от заносимости аква-

ториях при высоте исходной волны $h \leqslant 4$ *м*, крутизне $\frac{h}{\lambda} \geqslant \frac{1}{20}$ и глубинах $H \geqslant 2{,}5\ h$.

9.26. Проектирование плавучих волноломов должно производиться в соответствии с правилами Морского регистра СССР и Речного регистра РСФСР по постройке металлических или железобетонных судов (в зависи-

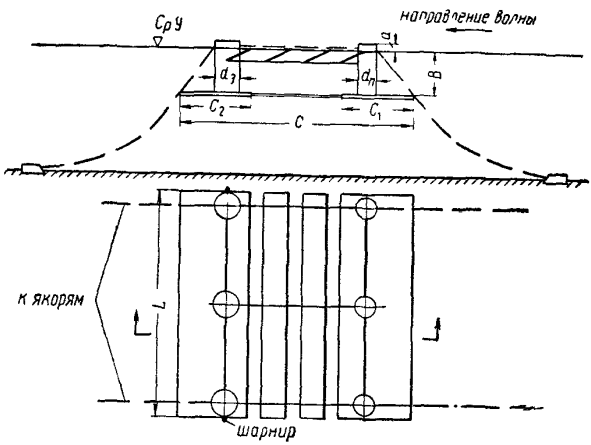


Рис 15 Схема плавучего волнолома

$C=11\ d_э$; $C_1 = C_2 = 3{,}5\ d_э$, $B = 2\ d_э$, $d_п = 0{,}8\ d_э$, $a = 0{,}1\ d_э$; $L = 0{,}67\ \lambda$

мости от материала сооружения) и с учетом следующих указаний.

Вертикальные цилиндрические плавучести волнолома должны быть водонепроницаемыми и снабжены водоотливными средствами. Если вес всей конструкции плавучего волнолома с учетом цепей превышает водоизмещение вертикальных плавучестей, следует предусмотреть дополнительно поперечные плавучести, расположенные на стабилизаторах в плоскости поперечных ферм.

Крен и дифферент секций должен быть исключен соответствующей балластировкой плавучестей.

9.27. Шарниры, соединяющие секции плавучих волноломов, должны обеспечивать возможность поворота в двух взаимно-перпендикулярных направлениях. Реко-

мендуется применять сферические шарниры, которые следует ставить на задние плавучести выше уровня волн (см. рис. 15).

9.28. Якорные цепи следует применять судовые с распорками или без них, в зависимости от величины усилий. В случае больших усилий следует применять двойную цепь, пропущенную через блок.

Якоря устанавливаются так. два впереди и два сзади на каждую секцию волнолома. Якоря не должны допускать дрейфа волнолома, что обеспечивается предварительным натяжением цепей, составляющим не менее 20% расчетных усилий.

Расчет системы заякорения (длины цепей), усилий в цепях, нагрузок на якоря, перемещения сооружения под действием внешних сил производится в соответствии с разделом 10.

9.29. При производстве лабораторных исследований плавучего волнолома на стадии рабочих чертежей желательно изучить влияние нерегулярного волнения на сооружение и якорные системы.

10. ПЛАВУЧИЕ ЗАЯКОРЕННЫЕ СООРУЖЕНИЯ

10.1. Устройства заякорения плавучих сооружений (причалов, волноломов, доков и т п), подверженных воздействию волн и течений, включают якорь-цепи и якоря.

При проектировании устройств заякорения следует определять:

а) калибр цепей;

б) длины цепей и их заложения;

в) перемещения плавучего сооружения под действием внешних сил;

г) усилия в цепях и нагрузки на якоря;

д) жесткостную характеристику системы, дающую связь между величинами внешней силы и перемещениями сооружения;

е) свободные колебания плавучего сооружения (на тихой воде);

ж) вынужденные колебания плавучего сооружения;

з) работу сооружения на резонанс.

Кроме того, могут производиться также другие расчеты в зависимости от конструкции сооружения, систе-

мы заякорения, производственных и местных условий и т. д.

Примечание. Расчеты свободных и вынужденных колебаний, а также поверку динамической работы сооружения на резонанс производят по имеющимся методам

10.2. Система заякорения должна обеспечивать одинаковое натяжение цепей, расположенных по одному и тому же борту. Конструкция системы заякорения должна позволять регулировать в процессе эксплуатации величину первоначального натяжения цепей.

В случае невозможности обеспечения одинакового натяжения цепей следует считать, что нагрузки воспринимаются только двумя наиболее сильно натянутыми цепями этого борта.

Схему заякорения следует принимать по возможности наиболее простой при меньшем числе цепей. Цепи должны приниматься такой длины, чтобы имелся лежащий на дне перед якорем участок цепи, при наличии которого отсутствует вертикальная составляющая усилия на якорь.

10.3. При выборе места установки плавучего сооружения и проектировании системы заякорения следует учитывать, что до приобретения якорями полной держащей силы может иметь место осадка и сдвиг якорей по дну.

При установке железобетонных якорей с квадратным основанием на мягких грунтах величину дрейфа можно принимать равной $(1 \div 2)\ A$, где A — длина стороны основания якоря.

Якоря рекомендуется располагать на возможно меньших глубинах (в том числе на берегу) с учетом конкретных условий

10.4. Системы заякорения могут быть симметричные и несимметричные. Несимметричные системы заякорения показаны на рис. 16. Исходными данными для статического расчета системы заякорения являются:

H_1' — горизонтальная составляющая натяжения до приложения внешней силы (первоначальное состояние), одинаковая по всей длине свободных провесов как передней (расположенной со стороны направления действия внешней силы), так и задней (расположенной с противоположной стороны) цепей;

$q;\bar{q}$ — соответственно вес единицы длины передней и задней цепей в воде;

$h;\bar{h}$ — соответственно вертикальные проекции свободного провеса передней и задней цепей.

Изложенные ниже расчеты предполагают положение якорей уже стабилизированным.

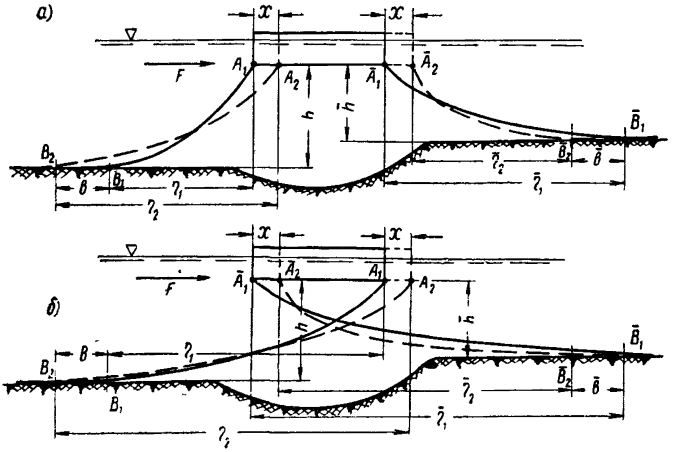


Рис 16. Несимметричные системы заякорения

а — обыкновенная схема заякорения, *б* — схема заякорения при необходимости обеспечения глубины у кордона

При проектировании различают расчетные случаи — одностороннее и двухсторонее заякорения. При одностороннем заякорении предполагается, что внешняя сила воспринимается передней цепью с параметрами q, h, H_1; при двухстороннем заякорении внешняя сила распределяется между передней и задней цепями.

ОДНОСТОРОННЕЕ ЗАЯКОРЕНИЕ

10.5. При расчете следует рассматривать два состояния: первоначальное и расчетное.

а) Первоначальное состояние

Горизонтальная проекция η_1 (см. рис. 16) свободного провеса цепи находится из выражения

$$\operatorname{ch}\frac{\eta_1}{a_1} = 1 + \frac{h}{a_1}, \qquad (44)$$

где a_1 — параметр цепной линии;

$$a_1 = \frac{H_1'}{q}. \tag{45}$$

Длина свободного провеса цепи (длина участка $A_1 B_1$) равна

$$S_1 = a_1 \operatorname{sh} \frac{\eta_1}{a_1}. \tag{46}$$

Величину полного натяжения цепи в цепной опоре T_1 (точка соединения цепи с сооружением) определяют по зависимости

$$T_1 = q(a_1 + h). \tag{47}$$

б) Рабочее состояние

Усилие на якорь (горизонтальная составляющая натяжения цепи) составляет

$$H_2' = H_1' + F, \tag{48}$$

где F — внешняя горизонтальная сила.

Величины a_2, η_2, S_2, T_2 определяются по формулам (44) — (47), в которых индекс 1 должен быть заменен на 2

Величина горизонтального перемещения x сооружения составляет

$$x = (S_1 - \eta_1) - (S_2 - \eta_2). \tag{49}$$

ДВУХСТОРОННЕЕ ЗАЯКОРЕНИЕ

10.6. При несимметричной системе заякорения параметры a_2, a_2 цепных линий передней и задней цепей определяют из системы уравнений (рабочее состояние)

$$\left.\begin{aligned} qa_2 - \bar{q}\,\bar{a}_2 &= F; \\ \sqrt{a_2} + k\sqrt{\bar{a}_2} &= \chi\sqrt{a_2\bar{a}_2}; \end{aligned}\right\} \tag{50}$$

$$k = \frac{h\sqrt{h}}{\bar{h}\sqrt{\bar{h}}}; \tag{51}$$

$$\chi = \frac{\sqrt{a_1} + k\sqrt{\bar{a}_1}}{\sqrt{a_1\bar{a}_1}}. \tag{52}$$

Усилия на якоря составляют

$$H_2' = qa_2; \quad \bar{H}_2' = \bar{q}\,\bar{a}_2. \tag{53}$$

Проверку решения производят по условию $H_2' - \overline{H}_2' = F$.

Элементы заякорения для передней (η_2, S_2, T_2) и, если необходимо, для задней ($\overline{\eta}_2$, $\overline{S}_2$, $\overline{T}_2$) цепей определяют по формулам (44)—(47). Перемещение x вычисляют по формуле (49), куда подставляются величины элементов передней цепи

При симметричной системе заякорения

$$\overline{a}_1 = a_1;\ \overline{S}_1 = S_1;\ \overline{\eta}_1 = \eta;\ \ \overline{q} = q;\ \ \overline{h} = h.$$

Примечания 1 Буквенные обозначения с чертой относятся к задней цепи

2 Величина $\overline{a}_1 = \dfrac{H_1'}{\overline{q}}$.

10.7. При проектировании систем заякорения плавучих сооружений, подверженных воздействию волн, следует производить динамический расчет.

Динамическое воздействие приближенно может быть учтено умножением величин усилий в цепях и нагрузок на якоря на коэффициент динамичности $k_д \approx 1{,}4 - 1{,}5$. Для задних цепей, кроме того, одновременно вводится поправочный коэффициент $k \approx 0{,}7 \div 0{,}8$.

11. БЕРЕГОУКРЕПИТЕЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

11.1. Способы укрепления берега, тип, конструкцию и основные размеры берегоукрепительных сооружений следует выбирать на основе технико-экономического сравнения вариантов и учета природных процессов, происходящих в береговой зоне, в зависимости от ожидаемой эффективности сооружений, их стоимости и долговечности.

При защите берега рекомендуется принимать меры по закреплению и увеличению полосы береговых пляжей.

Для образования и расширения пляжа за счет накопления и удержания наносов устраиваются обычные буны или берегоукрепительные волноломы, а для предупреждения размыва существующих отложений наносов — буны консервации

На размываемых участках берега в тех случаях, когда существующий пляж еще имеет достаточную ши-

рину, рекомендуется возводить сооружения, задерживающие наносы с целью консервации (сохранения).

На участках берега, где пляжа нет или ширина его недостаточна, рекомендуется применять буны или волноломы, образующие пляж либо за счет природного поступления наносов, либо в результате удержания искусственно отсыпаемого материала

Примечание В тех случаях, когда необходимо обеспечить гашение волн самой конструкцией волнолома, применяются волноломы специальных типов с высоким волногасящим эффектом (волноломы полного профиля с надводным гребнем, волноломы из обыкновенных или фасонных массивов и т д)

11.2. При проектировании берегоукрепительных сооружений необходимо предусматривать мероприятия, устраняющие нарушения устойчивости берега и поверхности дна в прибрежной зоне у места постройки сооружения и на смежных с ним участках.

При устройстве продольных береговых стен волноотбойного типа в условиях открытых морских берегов, образованных легкоподвижными песчаными или песчано-илистыми наносами и подвергающихся воздействию волн высотой более 1,5 *м*, эти стены не должны располагаться в пределах нижних двух третей ширины зоны наката волн на пляж, считая эту ширину от линии уреза самого высокого уровня моря.

Применение продольных береговых стен, выдвинутых в сторону моря за линию уреза, в таких условиях не допускается

При проектировании сооружений, задерживающих наносы, которые перемещаются волнением вдоль берега, необходимо учитывать возможность размыва берега на участке, расположенном относительно направления движения вдольберегового потока наносов позади укрепляемого участка.

Примечание Указания по расположению продольных стен не распространяются на случаи применения волнозащитных стен на берегах портовых акваторий

11.3 При проектировании сооружений, расположенных в приурезовой зоне берегов с галечными и галечно-булыжными наносами, для обеспечения устойчивости сооружений против абразии необходимо предусмотреть специальные меры.

При проектировании оснований сооружений, возводимых на сваях, а также шпунтовых стенок различных видов необходимо учитывать временные (происходя-

щие при сильных волнениях) и сезонные понижения поверхности пляжей.

Наибольшее временное понижение поверхности пляжа во время волнений определяется по данным наблюдений.

Для открытых побережий морей и океанов с галечными наносами временное понижение поверхности пляжа δ во время волнения для точек, расположенных по линии уреза моря, может учитываться в размере $0{,}5\,h$ *м*.

Для точек, находящихся на некотором расстоянии от линии уреза, временное понижение поверхности пляжа может определяться в соответствии с расстоянием от уреза, считая, что $\delta = 0$ на глубине $H \geqslant h$ и выше верхней границы наката волн.

Применение свай и шпунта, возвышающихся над поверхностью галечного пляжа, допускается в тех случаях когда их выступающая часть надежно защищена от действия абразии.

Примечание Приурезовой зоной галечных пляжей считается зона, расположенная от линии уреза на расстоянии $3h$ в сторону моря (но не менее 5 *м*) и $5h$ в сторону берега (но не менее 10 *м*), где h — наибольшая высота волны, измеряемая по линии прибоя у берега

В условиях бесприливных морей указанные расстояния отсчитываются от уреза по уровню среднего стояния моря

На берегах морей с приливо-отливными колебаниями уровня расстояние $3h$ отсчитывается от линии уреза при среднем уровне низкой воды, а расстояние $5h$ — от уреза при среднем уровне высокой воды Положения линий урезов этих характерных уровней назначаются с учетом возможных изменений рельефа берега в будущем (размывы, аккумуляция)

11.4. В районах с тяжелыми ледовыми условиями берегоукрепительные сооружения рекомендуется выполнять в виде массивных конструкций, достаточно защищенных от повреждений давлением и ударами льдин в период штормов, и учитывать возможные нагромождения льда в береговой зоне.

11.5. Массивы сборных блочных конструкций на открытых морских берегах приглубого типа должны иметь вес не менее 30 *т*.

Настоящее требование не распространяется на случай применения конструкций из массивов на отмелях песчаных берегов, а также на случай расположения таких конструкций в пределах надводной полосы пляжа, выше линии уреза самого высокого уровня

Обыкновенные массивы должны иметь отношение

наименьшего размера массива в плане к его высоте не менее 1

У массивов со скошенной гранью, применяемых для волноломов, а также у фасонных массивов отношение наименьшего размера в плане к высоте положения центра тяжести массива должно быть не менее 2.

11.6. При конструировании берегоукрепительных сооружений необходимо придавать им такие формы и размеры, чтобы была обеспечена возможность удобного их осмотра в процессе эксплуатации, а также прохода с берега на сооружения, пляж и вдоль пляжа (через поперечные сооружения).

Примечание Проектируемые берегоукрепительные сооружения не должны затруднять использование береговой зоны и пляжей для купания и отдыха на тех участках берега, которые могут быть использованы для этой цели

ПРОДОЛЬНЫЕ БЕРЕГОВЫЕ ВОЛНОЗАЩИТНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

11.7. К продольным береговым волнозащитным сооружениям относятся волнозащитные стены, берегоукрепительные откосные сооружения и береговые дамбы.

11.8. Высота продольных сооружений назначается таким образом, чтобы предотвратить перелив через них воды.

Возвышение z_0 верха стен волноотбойного типа с волноотражателями над статическим уровнем принимается равным

$$z_0 = 0{,}75\,(h_{1\%} + 1)\ м. \qquad (54)$$

Верхнюю границу откосных укреплений рекомендуется располагать на верхней границе наката штормовых волн

Высоту продольных береговых дамб назначают такой, чтобы при самом высоком уровне прилива, совпадающим со штормовым нагоном, волны не могли переливаться через гребень дамбы.

Высота наката волн на откос определяется для такой комбинации параметров волнения и положения уровня моря, которая соответствует наиболее высокому положению верхней границы наката Высота наката определяется в зависимости от очертания профиля берегового склона перед откосом согласно рекомендациям приложения 1

Примечания 1. Возвышение z_0 в условиях берегов водоемов с подъемами уровней, не превышающими 0,5 *м* над средним уровнем моря, отсчитывается от этого уровня (Ср У). На побережьях с более высокими подъемами уровней z_0 отсчитывается от среднего уровня высокой воды.

2. Для напорных дамб, устраиваемых в зонах высоких подъемов уровня, возвышение гребня дамбы над верхней границей наката штормовых волн устанавливается специальными требованиями.

3. Для расчета высоты наката на откосы сооружений, прикрытых полосой пляжа, допускается пользоваться также другими расчетными методами, обоснованными результатами специальных исследований (желательно натурными наблюдениями).

11.9. Береговые откосы выше верхней кромки продольных береговых сооружений должны быть защищены креплениями от размыва водой, срываемой ветром с гребней волн, а также выбрасываемой вверх при всплесках волн.

Над волнозащитными стенами, расположенными на расстоянии менее $7h$ от линии уреза среднего уровня высокой воды, необходимо устраивать защитные крепления откоса шириной не менее 2 *м* от передней кромки кордона стены. Тип крепления выбирается в зависимости от очертания стены, ширины пляжа перед стеной и интенсивности волнения.

Откосы и горизонтальные площадки, расположенные выше верхней границы наката волн на сооружениях откосного типа, рекомендуется предохранять от действия максимальных заплесков волн креплениями более легкого типа, чем применяемые в зоне основного наката волн. Ширина такого крепления должна быть порядка $3 \div 4$ *м* и достигать отметки наката $h_{н\ 0,1\%}$.

11.10. Заглубление фундамента волнозащитных стен должно быть достаточным для обеспечения устойчивости против подмыва с учетом волноотражающего действия стен.

При заложении оснований сооружения в легкоразмываемых наносных грунтах должны быть приняты меры защиты от подмыва.

11.11. При конструировании продольных волнозащитных стен необходимо предусматривать следующие мероприятия:

а) очертанию верхней части морской грани волнозащитной стены следует придавать форму волноотражательного козырька, отклоняющего волновые всплески в сторону моря (рис. 17);

б) морской грани волнозащитных стен, расположенных в приурезовой полосе берегов с галечными наноса-

ми, следует придавать плавное криволинейное очертание. Рекомендуется придавать таким стенам пологокриволинейное очертание с горизонтальным заложением C, равным $(0{,}4 \div 0{,}6)\ z_к$ (см. рис. 17);

в) на побережьях с галечными наносами и интенсивным волнением, характеризуемым высотой волны по линии прибоя больше 2 *м*, следует устраивать прочную

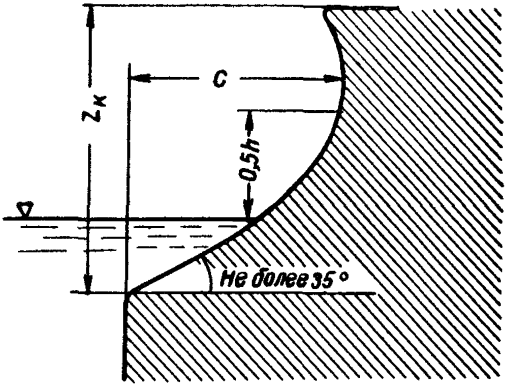


Рис 17. Волнозащитная стена с волноотражательным козырьком

облицовку волнозащитных стен, расположенных вблизи линии уреза для предохранения их от разрушения абразией;

г) на побережьях, где возможно образование льда стены должны быть облицованы на всю высоту зоны возможного накопления льда у береговых сооружений;

д) волнозащитные стены должны иметь застенные дренажи и устройства для отвода воды из застенной засыпки;

е) размеры волнозащитной стены должны быть назначены так, чтобы ее устойчивость при воздействии волновых нагрузок обеспечивалась при отсутствии застенной засыпки с береговой стороны сооружения.

Примечание Указания п 11 11 «б» и «в» не распространяются на случаи применения волнозащитных стен, прикрытых устойчивым пляжем, шириной более $5h$ от среднего уровня воды, а также на случаи устройства стен на береговых портовых акваториях.

11.12. Ширина площадки бермы $B_б$, предназначенной для защиты продольных сооружений, не защищенных пляжем, может быть назначена по условию

$$B_б \geqslant 3k_б h \geqslant 3 \text{ м},$$

где $k_б = \left(\frac{H_б}{h} + 0{,}3\right) < 1$ — коэффициент, зависящий от наибольшей возможной во время эксплуатации стены глубины воды $H_б$ по перед нему краю бермы

Бермы жесткой конструкции, устраиваемые на размываемых грунтах, должны быть предохранены от деформаций в результате подмыва.

На берегах с легкоразмываемыми грунтами для защиты берегового склона перед продольными сооружениями могут применяться гибкие подводные крепления, имеющие вес, достаточный для обеспечения их устойчивости при любых условиях волнения и течений.

11.13. Проектирование крепления откосов производится в соответствии с разделом 7 настоящих указаний.

На берегах бесприливных морей при наличии галечных наносов бетонные и железобетонные откосные сооружения рекомендуется применять под прикрытием защитной полосы стабильного пляжа шириной B_{min} не менее 3 h, считая от линии уреза среднего уровня воды. Все другие виды откосных креплений в таких условиях следует применять только за пределами приурезовой зоны, т. е. при $B_{min} \geqslant 5\ h$.

Передней (морской) грани бетонных и железобетонных откосных береговых сооружений следует придавать ступенчатое очертание, рекомендуемые уклоны — от 1 : 1,5 до 1 : 2 при высоте ступеней 0,30÷0,35 *м*.

В случаях, указанных ниже, переднюю грань откосного сооружения необходимо защищать от размыва:

а) в любых случаях расположения передней грани откосного сооружения в пределах затопляемой зоны, расположенной между линиями урезов среднего уровня высокой воды и уровня самой низкой воды,

б) при расположении передней грани сооружения в зоне наката волн выше линии уреза среднего уровня высокой воды на расстоянии менее 7 h, считая от этой линии на участках с песчаными пляжами, а также на расстоянии менее 5 h на участках с незакрепленными

галечными пляжами и на расстоянии менее 3 h на участках с галечными пляжами, закрепленными с помощью сооружений, задерживающих наносы.

На песчаных берегах со ступенчатым креплением, образованным из массивов, рекомендуется назначать уклон 1 : 2 при высоте ступеней 0,4÷0,5 *м*. Подошва такого крепления должна быть защищена от подмыва бермой из массивов, установленных на основании из каменной наброски.

11.14. Продольные береговые укрепленные дамбы, устраиваемые на отмелых берегах со значительными приливо-отливными и иными колебаниями уровня, проектируются в соответствии с указаниями раздела 7.

БЕРЕГОУКРЕПИТЕЛЬНЫЕ ВОЛНОЛОМЫ

11.15. Волноломы, предназначенные для образования пляжа, следует устраивать с низким (т. е. близким к расчетному уровню моря) или с затопленным гребнем.

На берегах с галечными наносами волнолом следует располагать на глубине не менее 3 *м* от среднего уровня воды.

На песчаных берегах бесприливных морей волноломы рекомендуется располагать на расстоянии не менее 70 *м* от линии уреза при среднем уровне воды и не ближе месторасположения трехметровой изобаты.

При наличии подводных песчаных валов волнолом должен быть врезан в ближайший вал из числа расположенных на расстоянии более 70 *м* от линии уреза при среднем уровне воды

Примечание. В тех случаях, когда волнолом предназначен для защиты участка берега, имеющего берегоукрепительные стенки, волнолом необходимо располагать на расстоянии не менее $10h$ от стенки

11.16. Волнолом рекомендуется присоединять к берегу одним (на галечных побережьях) или несколькими траверсами (на песчаных побережьях), обеспечивающими наносозадерживающее действие сооружения.

Очертание в плане и размеры волнолома, а также наносозадерживающее действие всей системы сооружений (волнолома и траверсов) рекомендуется проверять на модели в волновом бассейне.

11.17. Волноломы, предназначенные для образования пляжа, рекомендуется выполнять из массивов

Уклон наружной грани волнолома следует назначать не круче 1 : 2. Кладку волноломов следует проектировать в соответствии с указаниями раздела 5.

Повороты направления правильной кладки массивов горизонтальными рядами могут выполняться путем образования угла типовыми или фасонными массивами либо путем примыкания кладки одного направления к кладке другого направления. Около углов кладки, в местах резкого изменения давления стенки на постель, должны устраиваться сквозные осадочные швы кладки.

При необходимости применения массивовой кладки, выполняемой из двух или нескольких курсов массивов, должна быть обеспечена надежная связь между горизонтальными швами.

11.18. Берегоукрепительные волноломы проверяют на устойчивость при действии максимальных давлений, направленных в сторону берега и моря.

11.19. Основание волнолома должно быть защищено от подмывов. В качестве мер защиты может применяться:

а) устройство искусственного основания из каменной наброски (с выполнением подводной выемки);

б) забивка шпунтового ряда вплотную к передней кромке волнолома.

При этом верх шпунта не должен выступать выше уровня нижней кромки откосной грани массивов передней (морской) стороны волнолома.

Верх каменной наброски основания следует располагать на глубинах воды, не меньших высоты волны (но не менее 3 *м*), и он не должен возвышаться над поверхностью дна.

Толщину слоя каменной наброски основания можно определять в зависимости от интенсивности волнения и характера подстилающего грунта по табл. 19.

Толщина слоя наброски может быть уменьшена в сторону моря в соответствии с уклоном дна перед волноломом, но при этом она должна быть не менее 0,8 *м*.

Наброска должна выполняться из камня, размеры которого определяются в зависимости от параметров волн по указаниям раздела 6. На приглубых берегах при расчетной высоте волны около 3 *м* рекомендуется применять камень размером не менее 35 *см*. Круп-

ность камня может быть уменьшена в нижней части наброски.

Таблица 19

Толщина слоя каменной наброски основания

Грунт основания наброски	Толщина слоя каменной наброски в *м*	
	при $h=3$ *м*	при $h=2$ *м*
Песчаный, песчано-илистый или песчано-ракушечный грунт, слабые глины и суглинки .	1,5	1,3
Гравийно-галечные наносы средней крупности, $d_{ср} = 1 - 4$ *см* . .	1,3	1,1
Галечные наносы, $d_{ср} = 4 \div 6$ *см*	1,2	1,0
То же, $d_{ср} = 6 \div 10$ *см*	1,0	0,8

При наличии в основании каменной наброски легкоразмываемых грунтов ее следует укладывать по фашинной выстилке или по слою наброски из щебня, гальки или карьерной мелочи толщиной не менее 0,3 *м*.

11.20. Траверсы волноломов должны перекрывать проектное очертание поверхности пляжа за волноломом

Траверсы должны быть выведены в сторону берега выше линии уреза самого высокого прилива и надежно врезаны в береговой откос или присоединены к продольным сооружениям. Разрывы между траверсами и линией волнолома не допускаются.

Примечание Настоящая рекомендация не распространяется на траверсы, устраиваемые с целью устранения волновых течений в акватории за волноломом

11.21. При накоплении пляжа за волноломом за счет вдольберегового накопления наносов следует учитывать возможный размыв смежных с пляжем участков.

На песчаных побережьях с низовой стороны (по направлению движения наносов) волноломов следует предусматривать переходные участки из бун постепенно уменьшающейся длины.

ПОПЕРЕЧНЫЕ БЕРЕГОВЫЕ СООРУЖЕНИЯ (БУНЫ)

11.22. Головные окончания системы бун проектируются на линии, параллельной общему для данного участка проектному положению линии уреза (см п. 11.21).

11.23. На галечных побережьях полную длину буны L, обеспечивающую устойчивое удержание пляжевых отложений между бунами (рис. 18), определяют по формуле

$$L = B_{min} + S \operatorname{tg} \delta + l + K = L_1 + K, \qquad (55)$$

где $B_{min} = 3h$ — наименьшая проектная ширина надводной части пляжа между бунами в *м*; ширина $B_{min} = 3h$ может быть умень-

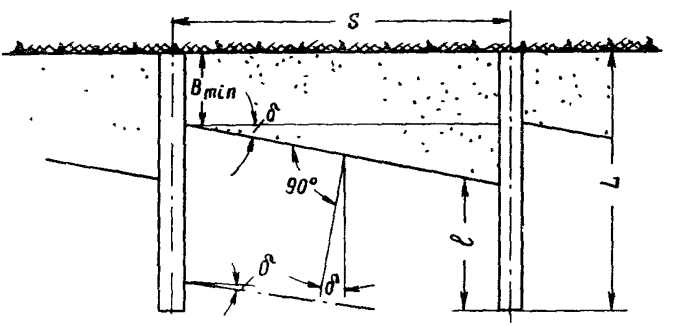


Рис 18 Схема для определения расчетной длины бун

шена в зависимости от состояния берега, а также типа и состояния продольных сооружений;

S — расстояние между бунами в *м*,

δ — наибольший угол между фронтом наиболее высоких волн на линии прибоя и линией берега; определяется по СН 92—60;

l — наименьшее расстояние от уреза до головы буны;

K — расстояние между линиями уреза при среднем уровне низкой воды и уровне самой высокой воды (учитывается для морей с амплитудой колебаний уровней более 1 *м*), включая конструктивную длину заделки буны в берег выше уровня самой высокой воды.

Для бун, длина которых не превышает 40 *м*, рекомендуется принимать

$$\frac{S}{L_1} = 1{,}3 \div 1{,}5.$$

В других случаях наиболее целесообразное соотношение между S и L_1 определяют путем экономического сравнения вариантов.

Голова буны располагается на глубине $H_0 \approx 0{,}6 \div 0{,}7\ h$ с запасом расстояния $a = 2 \div 5$ *м*.

Бо́льшие значения величины a назначаются при больших уклонах дна у головного конца буны.

Если к голове буны могут подходить волны высотой более 3 *м*, размеры бун и очертания профилей межбунного заполнения следует определять на основании специальных исследований.

В тех случаях, когда коренные породы морского дна залегают на глубине менее $H_0 = 0{,}6 \div 0{,}7\ h$, ширину подводного профиля можно исчислять до точки пересечения проектного профиля наносов с поверхностью коренных пород; при этом величину запаса a на каждые 10 *см* уменьшения глубины H_0 увеличивают на 15% по сравнению с рекомендованными выше величинами.

Расстояния от уреза и глубины H_0 на побережьях, где амплитуда колебаний уровня не превышает 1 *м*, отсчитываются от среднего уровня моря. На побережьях с амплитудой колебаний свыше 1 *м* отсчеты производятся от среднего уровня низкой воды.

11.24. Длину бун на песчаных берегах определяют в зависимости от рельефа подводного склона, степени его размываемости и условий поступления наносов на укрепляемый участок.

Во всех случаях длину бун необходимо определять с учетом опыта работы сооружений, построенных в аналогичных условиях.

Для зон интенсивного размыва при отсутствии подводных валов глубину H_0, до которой должны быть доведены головные окончания бун, определяют по глубине, которая соответствует скорости массового перемещения песка (см рис. 1).

При значительной интенсивности процессов размыва на морях с приливо-отливными колебаниями уровней более 2 *м* головные окончания бун следует располагать по линии уреза самого низкого уровня низкой воды.

11.25. Береговую часть буны следует выводить выше самого высокого уровня воды и врезать ее в уступ коренного берега или в откос авандюны так, чтобы устранить возможность обхода береговых частей бун нака-

тывающимися волнами, а также возможность подмыва с низовой (подветренной) их стороны.

Береговые откосы у места сопряжения с корневыми частями бун должны иметь достаточно прочные крепления, предназначаемые для защиты от размыва при накате волн.

При наличии продольных береговых сооружений (стен, откосных креплений) буны должны быть доведены до них вплотную, без зазоров.

11.26. В плане буны рекомендуется располагать по нормали к проектной линии берега.

Контур буны должен возвышаться над поверхностью проектируемого пляжа. Возвышение буны назначается над проектным очертанием поверхности пляжа.

Проектный профиль поверхности пляжа назначается по аналогии с профилями, вырабатываемыми волнением в естественных условиях.

На песчаных побережьях не рекомендуется назначать верх буны над проектной поверхностью пляжа более чем на 0,5 *м*. Если при этом возвышение буны над фактически существующей поверхностью пляжа значительно превосходит 0,5 *м*, то необходимо либо предусматривать постепенное наращивание бун по высоте, либо применять в случае целесообразности искусственное заполнение межбунных промежутков песком.

Головным частям бун следует придавать скошенные в стороны моря очертания с уклоном 1 : 2 и положе.

11.27. На берегах, сложенных грунтами, допускающими забивку свай, могут применяться буны свайной, свайно-шпунтовой и свайно-стеновой конструкции

Буны гравитационного типа следует применять в тех случаях, когда можно заложить их основания на коренных породах, устойчивых валунных или иных трудноразмываемых грунтах

Применение гравитационной конструкции на размываемых наносных грунтах возможно при условии устройства искусственного основания (в виде каменной наброски, врезанной в грунт ниже поверхности дна пляжа).

11.28. Устойчивость бун проверяют на максимальное значение составляющей волнового давления, направленной вдоль берега (т е поперек буны), в соответствии с СН 92—60.

Примечание При расчетах устойчивости бун на приглубых берегах, когда буны примыкают к продольным стенам или уступам коренного берега, расчетные значения угла косины подхода волн к берегу следует принимать не менее 20

ОТСЫПКА И НАМЫВ ПЛЯЖА

11.29. Проектные очертания поверхности искусственно образованного пляжа должны соответствовать фактическому очертанию профилей отложения наносов той же крупности, вырабатываемых волнением в природных условиях на стабильных участках берега. При назначении проектного очертания профилей искусственно отсыпаемого галечного пляжа следует руководствоваться указаниями п 11.23

Искусственно отсыпанные или намытые песчаные пляжи без закрепления их наносозадерживающими сооружениями, допускается применять только там, где по условиям режима волнений и штормовых течений исключается возможность выноса больших объемов песка за пределы укрепляемых участков.

Приложение 1

ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНОЙ ВЫСОТЫ НАКАТА ВОЛН

Откос прямолинейного очертания

1. Расчетную высоту наката волн на откосы $h_{н\,р}$ для фронтально подходящих волн постоянной высоты и длины (регулярные волны) при отсутствии ветра и глубине перед откосом $3h_{гл} \leqslant H \geqslant 2h$ определяют по формуле

$$h_{н\,р} = k_{\Delta}\, k_{п} h_{н\,о}\, h, \qquad (1)$$

где k_{Δ} и $k_{п}$ — коэффициенты шероховатости и проницаемости откоса, принимаемые в зависимости от относительной шероховатости по табл. 1 настоящего приложения;

$$k_{\Delta}\, k_{п} = k_{ш};$$

$h_{н\,о}$ — относительный накат волн для прямолинейного гладкого непроницаемого откоса; определяется по рис 19 в зави-

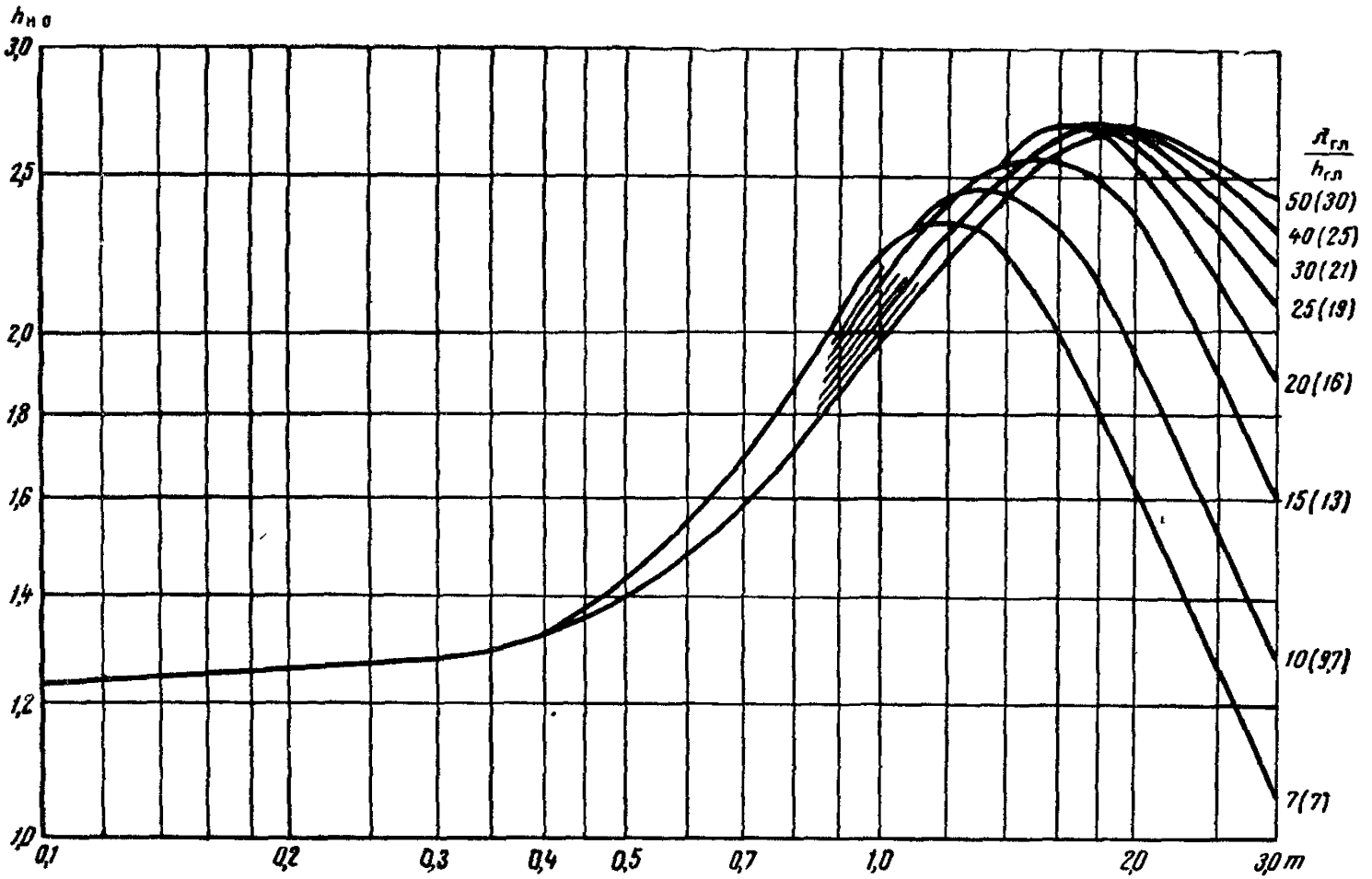


Рис. 19, *а*. Расчетная высота наката волн $h_{н\,0} = h_{н\,1\%}$ в отношении к местной высоте волн при заложении откоса $m \leqslant 3$ (Значения шкалы пологостей волн, приведенные в скобках, принимаются при расчете наката по пологости волн на глубинах $H = 2h$)

симости от заложения откоса m и пологости волн $\frac{\lambda_{гл}}{h_{гл}}$ перед откосом.

Примечания 1. Для непроницаемых покрытий с искусственной шероховатостью высотой, равной Δ, для приближенных рас-

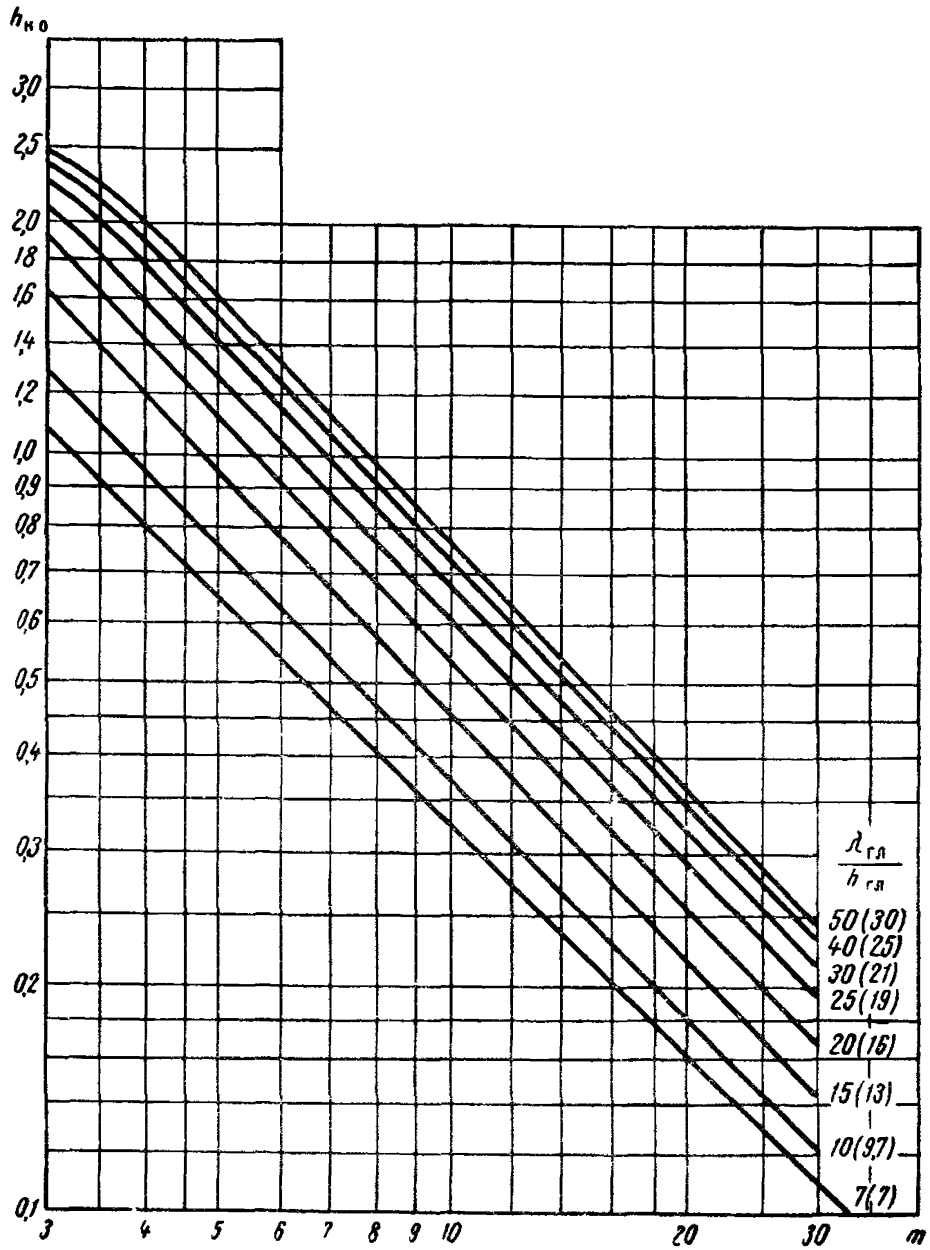


Рис. 19, *б* Расчетная высота наката волн $h_{н\,0} = h_{н\,1\%}$ в отношении к местной высоте волн при заложении откоса $m \geqslant 3$ (Значения шкалы пологостей волн, приведенные в скобках, принимаются при расчете наката по пологости волн на глубинах $H = 2h$)

четов принимается $k_ш = k_Δ$. Более точно значение $k_ш$ принимается по результатам экспериментальных исследований

2. Для каменных покрытий и наброски $k_Δ$ принимается по размеру верхнего слоя камня, а $k_п$ — по крупности подстилающего слоя, приближенно величину $k_п$ можно определять по крупности верхнего слоя, уменьшенной в 5 раз

При толщине слоя каменной наброски больше высоты волны $k_ш$ принимается по крупности камня покрытия

3 При возможности отрицательных температур воздуха, при расчетных сочетаниях уровней воды и скоростей ветра, высоту наката для гладких бетонных покрытий следует рассчитывать при $k_ш \approx 1{,}2$

4 При расчетах высоты наката по параметрам волн на глубинах $H < 2h$ сначала определяют необходимые значения пологости волны на глубокой воде или глубине $H = 2h$

Таблица 1

Коэффициенты шероховатости и проницаемости откоса

Характеристика откоса (тип покрытия)	$\frac{h}{Δ}$	$k_Δ$	$k_п$
Сплошное водонепроницаемое гладкое покрытие	—	1	1
Бетонное покрытие сплошное и со швами, составляющими не более 5% общей площади	—	1	0,9
Водопроницаемые откосы из песка, гравия, щебня, камня и искусственных массивов со средним диаметром $d_{ср}$ или размером камня и массивов, равным абсолютной шероховатости Δ, в *м*	⩾500	1,0	0,9
	200—100	0,95	0,85
	50	0,9	0,8
	20	0,8	0.7
	10	0,75	0,6
	⩽5	0,7	0,5

2. При воздействии ветровых волн в полученные значения высоты наката вводят спектральный коэффициент k_c, зависящий от распределения спектра высот и длин ряда подходящих волн перед откосом и выбранной для расчета обеспеченности высоты волны, и коэффициент k_w, принимаемый по табл 2 настоящего приложения в зависимости от скорости ветра на высоте 10 *м* над уровнем водоема в *м/сек* (W_{10}) и m.

В этом случае за высоту волны в формуле (1) настоящего приложения принимается $h_{1\%}$ и пологость волны $\frac{\bar{\lambda}}{h_{1\%}}$.

Таблица 2

Значения коэффициентов k_w и k_c

W_{10}, в м/сек / m	k_w					k_c
	< 5	от 5 до 10	от 10 до 20	от 20 до 30	>30	
Менее 0,4	1	1,1	1,15	1.2	1,3	1,0
0,4—2	1	1,2	1,5	1,8	2,0	0,8
Более 2	1	1,5	2,0	2,5	3,0	0,6

Полученные значения наката ветровых волн имеют обеспеченность 1%.

3. При косом подходе волн и при $m > 1$ и $\beta \geqslant 30°$ в величину наката, полученную по формуле (1) и рис. 19, вводится поправочный коэффициент k_β:

$$k_\beta = \frac{1 + 2\sin\beta}{3}, \qquad (2)$$

где β — угол между лучом волны и линией уреза в *град.*

4. Для определения высоты наката любой обеспеченности в полученные результаты вводится поправочный коэффициент k_p по табл. 3.

Таблица 3

Переходные коэффициенты k_p для определения высоты наката обеспеченностью p %

p %	0,1	1	2	5	10	30	50
k_p	1,1	1	0,96	0,91	0,86	0,76	0,68

Расчетная обеспеченность наката волн на откосы при установлении верхней отметки гребня сооружения определяется в зависимости от назначения, класса и конструкции сооружения. В особо ответственных случаях расчетная обеспеченность наката волн должна быть обоснована специальными экспериментальными исследованиями.

5. Перенос данных лабораторных исследований по накату волн при высотах волн на модели $h \leqslant \div$ $\div$ 0,3 *м* в натурные условия с высотами волн $h = 1{,}5 \div$

— 4 *м* производится путем введения в данные результатов исследований поправочного коэффициента $k_м$ определяемого в зависимости от значения m по табл. 4

Таблица 4

Значения переходных масштабных коэффициентов

m	0	1—2	3	4—5	8—9	⩾15
$k_м$	1	1,2	1,15	1,1	1,05	1

Откос сложного очертания

6. Расчет высоты наката волн на откосы сложного очертания с бермами или при глубине перед откосом $< 2h$, включая случаи, когда подошва откоса сооружения расположена выше уровня воды, может производиться следующим способом.

Определяется высота наката на прямолинейный откос, условно заменяющий действительное очертание берега и сооружения. Начало такого откоса принимается на глубине $H = H_{кр}$, конец — на линии пересечения действительного откоса сооружения и верхней границы наката. Расчет производится путем постепенных приближений и завершается, когда произвольно выбранная высота наката совпадает с полученной по расчету.

Примечание При ширине берм $B > 0{,}15\bar{\lambda}$ полученные по расчету данные проверяются лабораторными исследованиями

Приложение **2**

А. РАСЧЕТ ПЕРФОРАЦИИ И ДАВЛЕНИЯ ВОЗДУХА В ВОЗДУХОВОДАХ ПНЕВМАТИЧЕСКИХ ВОЛНОЛОМОВ

1. При расчете магистральных и перфорированных воздуховодов следует определить требуемые диаметры воздуховодов для подачи заданного количества воздуха с заданными начальным и конечным давлениями и размеры перфораций, необходимых для равномерной выдачи расчетного путевого расхода воздуха, приведенного к нормальным физическим условиям.

2. Полное количество воздуха, потребляемое пневмоволноломом, определяется расчетом его гасящего дей-

ствия. Производительность компрессорной станции с учетом потерь воздуха за счет неплотности соединений и утечек принимается на 10% больше расчетного суммарного расхода

3. Начальное давление воздуха в воздуховоде определяют в зависимости от устанавливаемых расчетом потерь давления в воздуховодах и от избыточного давления в рабочих трубах Минимальное избыточное (против гидравлического) давление в рабочих трубах рекомендуется принимать равным $\Delta P = 0{,}3 - 0{,}5$ *кг/см²*, в зависимости от точности горизонтальной укладки рабочих труб при монтаже и от ожидаемой интенсивности их обрастания в морской воде. Для временных передвижных волноломов минимальное избыточное давление рекомендуется принимать равным $\Delta P \approx 0{,}75$ *кг/см²*.

4. Расчет давления воздуха производится методом попыток, начиная от тупиковой части рабочих перфорированных труб. Принимая, что требуемый путевой расход воздуха будет обеспечен следующим расчетом перфорации, по конечному давлению в тупиковой части перфорированного воздуховода определяют давление в его начале По этим данным о требуемом давлении в конце последнего транзитного перфорированного участка определяется аналогичным образом давление в его начале и т. д.

В результате последующего расчета магистральных воздуховодов определяется требуемое давление воздуха у компрессорной станции, и, если оно окажется не отвечающим паспортным характеристикам оборудования, диаметры воздуховодов изменяются и расчет повторяется.

Расчет давления воздуха с учетом теплообмена может быть произведен по пп 5—8

5. Давление в сечении тупикового и перфорированного воздуховода, расположенном на расстоянии l *м* от тупика, при течении с трением и теплообменом определяется по формуле

$$P = \sqrt{P_к^2 + ART_c\left(\frac{B}{3}l^3 - l^2\right)\varphi_1}, \qquad (1)$$

где

$$A = \frac{\alpha}{g}\left(\frac{\gamma_0 q_0}{60\Omega}\right)^2; \qquad (2)$$

$$B = \frac{\lambda_т}{\alpha D_в}; \qquad (3)$$

здесь

$$\alpha = \frac{17{,}2}{\lg \frac{3{,}7 D_в}{\Delta}}; \qquad (4)$$

$$\varphi_1 = 1 + \frac{3}{n+3} \cdot \frac{T - T_с}{T_с}; \qquad (5)$$

$$n = \frac{\alpha_т \pi D_в}{60 \gamma_0 q_0 C_р}; \qquad (6)$$

здесь $P_к$ — абсолютное давление в тупике (конце) перфорированного воздуховода в *кг/м²*;

R — газовая постоянная в *кгм/кг град*;

$T_с$ — температура среды снаружи воздуховода в °К;

α — корректив скорости и местных потерь в трубе у отверстий; $\alpha \geqslant 1{,}1$;

γ_0 — объемный вес воздуха, приведенный к нормальным физическим условиям, в *кг/м³*;

q_0 — путевой расход воздуха, приведенный к нормальным физическим условиям;

Ω — площадь поперечного сечения воздуховода в *м²*;

$\lambda_т$ — коэффициент сопротивления трения по длине;

$D_в$ — диаметр воздуховода в *м*;

T — температура воздуха в рассматриваемой точке в °К;

$C_р$ — удельная теплоемкость воздуха при постоянном давлении в *ккал/кг град*;

$\alpha_т$ — общий коэффициент теплопередачи от воздуха к воде в *ккал/м² ч град*;

Δ — абсолютная шероховатость стенок трубы в *мм*.

Коэффициент φ_1 учитывает влияние теплообмена; при изотермическом течении $\varphi_1 = 1$.

6. При расчете транзитного перфорированного участка его следует рассматривать как часть тупикового воздуховода с тем же путевым расходом и начало координат перемещать в точку, находящуюся от конца транзитного участка на расстоянии

$$l_0 = \frac{Q_т}{q_0}, \qquad (7)$$

где $Q_т$ и q_0 — приведенные транзитный и путевой расходы в транзитном воздуховоде.

Когда давление в сечении транзитного участка, расположенного на расстоянии $(l + l_0)$ от начала координат, определяется по формуле

$$P = \sqrt{P_к^2 + ART_с\left\{\frac{B}{3}\left[(l+l_0)^3 - l_0^3\right] - \left[(l+l_0)^2 - l_0^2\right]\right\}\varphi_1}. \quad (8)$$

7. Давление в магистральном воздуховоде с учетом трения и теплообмена определяется по формуле

$$P = \sqrt{P_к^2 + \frac{\lambda_т l}{gD_в}(\gamma_0 v_0)^2 RT_с\varphi}, \quad (9)$$

где

$$\varphi = \frac{T - T_с}{T_с} \cdot \frac{1}{n_1}(1 + e^{-n_1}) + 1; \quad (10)$$

$$v_0 = \frac{q_0 l}{60\Omega}; \quad (11)$$

$$n_1 = \frac{\alpha_т \pi D_в l}{60\gamma_0 Q_0 C_p}; \quad (12)$$

Q_0 — приведенный расход в магистральном воздуховоде;

e — основание натуральных логарифмов.

8. При расчете потерь давления на трение коэффициент сопротивления трения по длине $\lambda_т$ может приниматься в соответствии с данными для течения капельной жидкости в сплошных трубах без учета перфорации.

9. Для отдельных участков воздуховодов по полученным данным о давлении и температуре внутри рабочих труб и по заданному путевому расходу через перфорацию определяется площадь перфорации по формуле адиабатического истечения

$$\omega_0 = \frac{q_0 P_0 T_x}{60\mu P_с T_с \sqrt{2g\frac{k}{k-1}RT\left[1 - \left(\frac{P_с}{P}\right)^{\frac{k-1}{k}}\right]}}, \quad (13)$$

где

$$T_x = T\left(\frac{P_с}{P}\right)^{\frac{k-1}{k}}; \quad (14)$$

$$T = T_с\left[1 - \frac{T_н - T_с}{T_0}\left(\frac{l}{L}\right)^n\right]; \quad (15)$$

L — полная длина тупикового перфорированного воздуховода в *м*;

$T_н$ — температура воздуха в начале раздающего воздуховода в ° К;

k — показатель адиабаты воздуха;

$$\mu = \left(1 - 0{,}4\frac{P_c}{P}\right)[1 - 0{,}034\,(\delta - 4)]\,(1 - 0{,}001v) \qquad (16)$$

(δ — толщина кромки выпускного отверстия в *мм*;

v — скорость течения воздуха по трубопроводу в *м/сек*);

ω_0 — площадь перфорации на 1 *пог. м* трубопровода в $м^2$.

Расчет перфорации коротких раздающих воздуховодов ($L \leqslant 300D_в$) можно производить по эмпирической формуле

$$\omega_0 = \frac{q\sqrt{T}}{16{,}9\sqrt{P^2 - P_c^2}}, \qquad (17)$$

которая при $T \approx 286°$ К может быть заменена формулой

$$\omega_0 = \frac{q_0}{\sqrt{P^2 - P_c^2}}. \qquad (17')$$

По полученной площади перфорации подбирается диаметр и шаг перфорации с учетом указаний п. 9.10.

Б. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ РАБОЧИХ ТРУБОПРОВОДОВ ГИДРАВЛИЧЕСКИХ ВОЛНОЛОМОВ

10 При проектировании гидравлического волнолома необходимо обеспечить равномерность удельных расходов и скоростей потоков воды, создаваемых волноломом. Площадь сечения насадки и давление воды внутри рабочей трубы определяются по формулам

$$\omega_н = \frac{q_c}{\mu\sqrt{\frac{2gP_к}{\gamma}}}\ м^2, \qquad (18)$$

$$P_к = \frac{\gamma v_c^2}{2g\varphi^2}\ кг/м^2, \qquad (19)$$

где φ — коэффициент скорости, принимаемый по спра-

вочной литературе в зависимости от типа насадка,

μ — коэффициент расхода насадков;

q_c — расход одного насадка; $q_c = \frac{q}{n}$.

11. Давление в рабочем трубопроводе на расстоянии x от тупикового конца определяется по формуле

$$P = P_к + \alpha \frac{\rho q^2}{\Omega^2} \left(\frac{\lambda_т}{3D\alpha} x^3 - x^2 \right) кг/м^2; \qquad (20)$$

где α — корректив скорости и потерь у насадков,

$$\alpha = \frac{17{,}2}{\left(\lg 3{,}7 \frac{D}{\Delta} \right)^2}; \quad \alpha \geqslant 1{,}1; \qquad (21)$$

где D — диаметр рабочей трубы в *м*;

Δ — абсолютная шероховатость в *м*

12. Длина участка рабочего трубопровода от тупикового конца, на котором происходит компенсация потерь напора на трение за счет его восстановления, обусловленного уменьшением скоростей движения воды в трубопроводе, принимается равной

$$l = \frac{3\alpha D}{\lambda_т}, \qquad (22)$$

где $\lambda_т$ — коэффициент сопротивления трения по длине

13. Для обеспечения равномерности потоков воды, создаваемых гидравлическим волноломом, рекомендуется подвод воды в рабочие трубопроводы осуществлять на расстоянии l от тупика при расстоянии, равном $2l$ между смежными подводами В этом случае расстояние между насадками может быть определено из условия равенства расходов истекающей из них воды.

Приложение 3

РАСЧЕТ ВОЛНОГАСЯЩЕГО ДЕЙСТВИЯ СКВОЗНЫХ ВОЛНОЛОМОВ С ЭКРАНОМ И ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ НА ЭКРАНЫ

1. Волногасящее действие вертикального тонкого экрана (при $B < \frac{h}{2}$, где B — ширина экрана) определяется по формуле

$$k_г = \sqrt{(1-\xi)\frac{\operatorname{sh}\frac{2\pi}{\lambda}(H-z_н)\operatorname{sh}\frac{2\pi}{\lambda}(2H-z_H)}{\operatorname{sh}\frac{2\pi}{\lambda}H\operatorname{sh}\frac{4\pi}{\lambda}H}} \qquad (1)$$

где z — коэффициент, учитывающий местные потери;

$$\xi = \left(\frac{h}{h_{\cdot}+0{,}5\lambda}\right)e^{-\frac{z_H}{2(H-z_H)}}; \qquad (2)$$

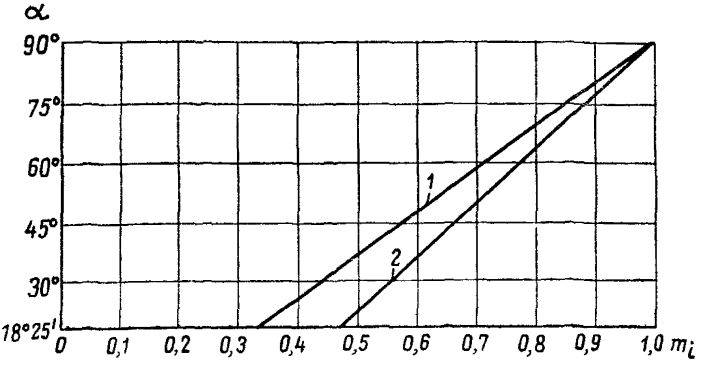


Рис 20 График поправочных коэффициентов для определения волнозащитного действия сквозных ограждений разного наклона

1 — при $\frac{h}{\lambda}=\frac{1}{8}$, *2* — при $\frac{h}{\lambda}=\frac{1}{15}$

$z_н$ — заглубление нижней кромки экрана от рассматриваемого уровня воды;

$k_г$ — отношение высоты волны за экраном ($h_к$) к высоте подходящей волны, $k_г = \frac{h_к}{h_н}$.

2. Если экран выполняется наклонным, то волногасящий эффект его оценивается по формуле

$$k_п = k_г m_i, \qquad (3)$$

где $k_г$ — величина, определяемая по формуле (1);

m_i — поправочный коэффициент, учитывающий влияние угла α наклона экрана (определяется по рис. 20).

3. Для ящичного экрана $\left(\text{при } B > \frac{h}{2}\right)$ волногасящее действие определяется по формуле

$$k_r = \frac{e^{-\frac{2\pi z_H}{\lambda}}}{1 + 3{,}1\frac{B}{\lambda}}. \qquad (4)$$

4 Тонкие экраны рекомендуется применять при относительно коротких волнах, ящичные — при относительно длинных, когда $\frac{h}{\lambda} < 1/15$.

5 При колебаниях уровней воды и соответствующем изменении расчетных элементов исходных волн определение необходимого заглубления экрана $z_н$ следует произвести для различных уровней и выбрать наиболее низкую отметку.

6. Горизонтальная нагрузка на экран определяется по формуле

$$R_e = R_e^{'\frac{1+k_{от}}{2}}, \qquad (5)$$

где R_e' — равнодействующая эпюра давления стоячей волны (СН 92—60, раздел IIIА), уменьшенная за счет отбрасывания части эпюры ниже экрана;

$k_{от}$ — коэффициент отражения, определяемый:

а) при $B < \frac{h}{2}$ по формуле

$$k_{от} = 1 - \frac{\operatorname{sh}\frac{2\pi}{\lambda}(H - z_H)\operatorname{sh}\frac{2\pi}{\lambda}(2H - z_H)}{\sqrt{\operatorname{sh}\frac{2\pi}{\lambda}\left(\frac{h}{2} + H\right)\operatorname{sh}\frac{2\pi}{\lambda}\left(\frac{h}{2} + 2H\right)}} \times$$

$$\times \frac{1}{\sqrt{\operatorname{sh}\frac{2\pi}{\lambda}H \operatorname{sh}\frac{4\pi}{\lambda}H}}; \qquad (6)$$

б) при $B \geqslant \frac{h}{2}$ по формуле

$$k_{от} = \sqrt{1 - e^{-\frac{4\pi z_H}{\lambda}}}. \qquad (6')$$

Взвешивающее давление на экран ящичного типа определяется с учетом схемы рис. 21.

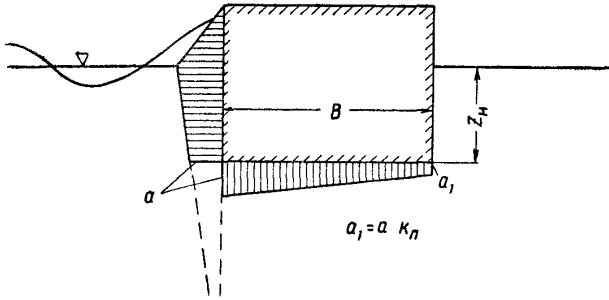


Рис 21 Схема для определения взвешивающего давления на экран ящичного типа

Приложение 4

А. РАСЧЕТ ДВУХРЯДНОЙ СВАЙНОЙ КОНСТРУКЦИИ НА ДЕЙСТВИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ НАГРУЗОК

1. Достаточность сечения стенки, непосредственно воспринимающей внешние горизонтальные нагрузки, и глубина забивки проверяются расчетом стенки как защемленной в грунте основания консольной балки, нагруженной горизонтальными внешними силами, анкерным усилием, передаваемым от внутренней стенки, и частью эпюры предельного сопротивления засыпки (см. п. 3 настоящего приложения и рис. 22, *а*) по методу упругой линии.

2. Анкерное усилие $R'_а$, передаваемое от внутренней стенки внешней, определяется по п. 5 79, считая при этом, что $R'_а$ соответствует той комбинации нагрузок, которая принята при расчете сооружения на горизонтальную нагрузку.

3. С учетом деформации стенки эпюра предельного сопротивления грунта засыпки перемещениям внешней стенки, при которых увеличение давления на внутреннюю стенку можно не учитывать, строится на основании следующих положений (см. рис. 22, *а*):

а) давление в верхней части стенки от точки E до уровня анкера определяется по формуле

$$e'_п = \gamma_г B \operatorname{tg} \varphi; \qquad (1)$$

б) положение точки E определяется из условия

$$\gamma_г B \operatorname{tg} \varphi = \gamma_г H_0 \lambda_п, \qquad (2)$$

где H_0 — приведенный слой засыпки;

$\lambda_п$ — коэффициент пассивного давления, прини-

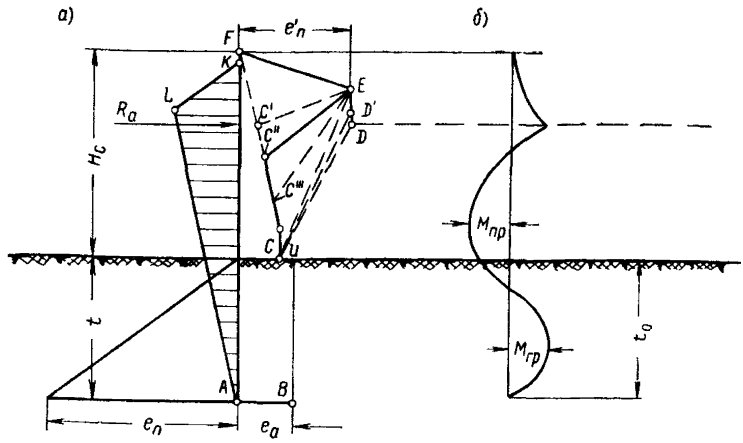


Рис 22 Расчетная эпюра реактивного давления на внешнюю стенку и последовательность ее построения

маемый по таблице настоящего приложения, в которой $\lambda_{п\,з}$ — коэффициент бокового давления грунта засыпки, $\lambda_{п\,р}$ — коэффициент бокового давления от пригрузки,

в) давление на уровне дна принимается равным активному давлению грунта, определяемому согласно п. 5.80.

Коэффициенты горизонтальной составляющей пассивного давления от веса засыпки и пригрузки в зависимости от угла внутреннего трения грунта φ и угла трения грунта по стенке φ_0

φ в град	Коэффициенты пассивного давления грунта при углах трения по стенке φ_0 в град													
	0		5		10		15		20		25		30	
	$\lambda_{п\,з}$	$\lambda_{п\,р}$	$\lambda_{п\,з}$	$\lambda_{п\,р}$	$\lambda_{п\,з}$	$\lambda_{п\,р}$	$\lambda_{п\,з}$	$\lambda_{п\,р}$	$\lambda_{п\,з}$	$\lambda_{п\,р}$	$\lambda_{п\,з}$	$\lambda_{п\,р}$	$\lambda_{п.\,з}$	$\lambda_{п\,р}$
20	2,05	2,05	2,33	2,29	2,63	2,54	2,88	2,7	2,97	2,77	—	—	—	—
25	2,51	2,58	2,91	2,87	3,31	3,2	3,72	3,46	4,06	3,57	4,18	3,62	—	—
30	3,0	3,0	3,5	3,43	4,02	3,89	4,71	4,35	5,36	4,65	5,91	4,94	6,13	5,11
35	3,74	3,7	4,36	4,31	5,20	5,02	6,14	5,65	7,22	6,3	8,2	6,79	9,0	7,18
40	4,58	4,58	5,34	5,47	6,82	6,4	8,11	7,44	9,71	8,46	11,4	9,16	13,4	10,2
45	5,82	5,8	7,23	7,12	9,0	8,66	11,2	10,1	14,2	11,7	17,2	13,5	20,4	15,0

4. Изгибающие моменты по внешней стенке при действии горизонтальных нагрузок и требуемая глубина ее забивки находятся путем попыток, в результате которых устанавливается та часть эпюры предельного сопротивления, находящейся между фигурой *FC'CUBA* и фигурой *FEDCUBA* (рис. 22, *а*), которая необходима

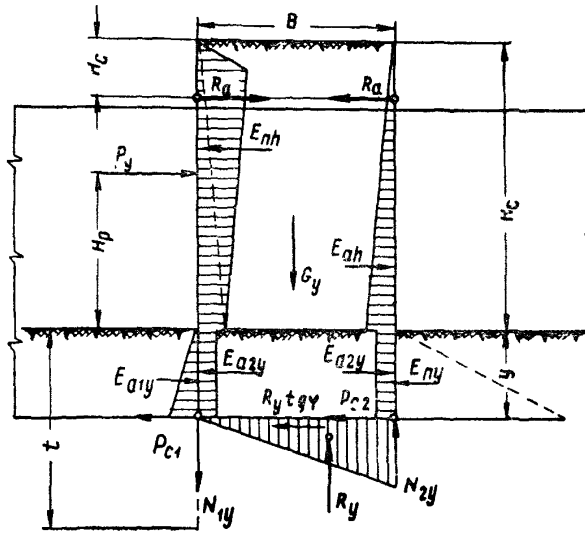


Рис 23 Схема расчета сооружения свайной двухрядной конструкции на сдвиг и поворот

для уравновешивания внешних нагрузок (веревочный и силовой многоугольники должны быть замкнутыми, рис 22, *б*).

5 В том случае, если изгибающие моменты в стенке ограждения при действии горизонтальных нагрузок или глубина забивки стенки окажутся бо́льшими, чем полученные в результате ранее выполненных расчетов (пп. 5.78—5.80), следует увеличить ширину сооружения или при наличии соответствующего обоснования — сечение стенок.

6. Окончательная ширина сооружения проверяется из условий:

а) устойчивости на скольжение на уровне дна при

однородном основании или по поверхности слоя грунта с наименьшим сопротивлением сдвигу, залегающего на глубине $У$ в пределах глубины забивки шпунта (рис. 23):

$$k_c \leqslant \frac{R_y \operatorname{tg}\varphi + E_{пv} - E_{a1y} + P_{c1} + P_{c2}}{P_y}, \qquad (3)$$

где P_y — сумма сдвигающих сил;

R_y — реакция грунта основания на глубине $У$, определяемая по формуле

$$R_y = G_y + N_{1y} - N_{2y}, \qquad (4)$$

где N_{1y} и N_{2y} — силы сопротивления нижней части стенок ограждения выдергиванию и вдавливанию; принимаются по разделу 4 главы СНиП II-Б 5-62 «Свайные фундаменты из забивных свай Нормы проектирования» при условии

$$N_{1y} \leqslant (E_{пh} + E_{a2y}) \operatorname{tg}\varphi_0; \qquad (5)$$

$$N_{2y} \leqslant (E_{ah} + E_{a2y}) \operatorname{tg}\varphi_0; \qquad (6)$$

[$E_{пh}$ — горизонтальная составляющая предельного сопротивления грунта за внешней стенкой, определяемая согласно п 3 данного приложения (см. рис. 22, *а*);

E_{ah}, E_{a2y}, E_{a1y} — горизонтальные составляющие активного давления грунта, определяемые без учета трения грунта по стенке согласно п 5.80];

$E_{пy}$ — горизонтальная составляющая пассивного давления грунта, принимаемая согласно п. 5 80;

P_{c1}, P_{c2} — сопротивления шпунтовых стенок излому, определяются по данным соответствующей технической литературы;

б) устойчивости на поворот относительно центра сечения на уровне дна или поверхности слоя слабого грунта

$$k_0 \leqslant \frac{\left[N_{1y} + N_{2y} + (E_{a1y} + E_{пy}) \operatorname{tg} \varphi_0\right] \frac{B}{2} + R_y \frac{B}{6}}{P_y (H_P + y)} + \frac{(E_{пy} - E_{a1y}) \frac{u}{3}}{P_y (H_P + y)}, \quad (7)$$

где k_0 — коэффициент запаса, принимаемый для основного сочетания нагрузок равным $k_0 = 1{,}6$, а для особого сочетания нагрузок $k_0 = 1{,}4$,

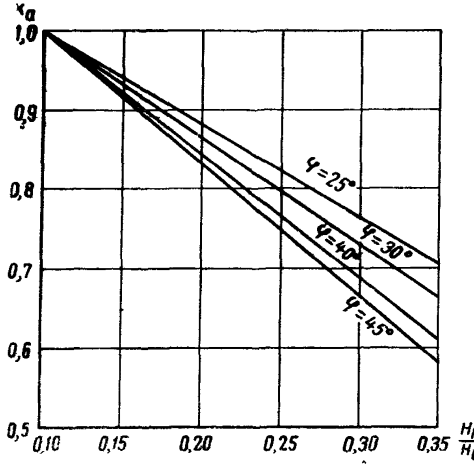


Рис 24. График для определения коэффициента бокового давления грунта k_a

H_P — плечо равнодействующей внешних горизонтальных сил;

φ_0 — угол трения грунта по стенке, принимаемый по п. 5.80, «б».

Б. ЭПЮРА ДАВЛЕНИЯ ГРУНТА ПРИ ОПРЕДЕЛЕНИИ ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА В СТЕНКЕ НА УРОВНЕ АНКЕРНЫХ ТЯГ

Эпюра давления грунта в этом случае принимается изменяющейся по закону прямой линии при следующих ординатах:

на уровне поверхности засыпки

$$e_0 = q\lambda_a; \tag{8}$$

на уровне анкера

$$e_a = k_a(q + \gamma_г H_к), \tag{9}$$

где коэффициент активного давления грунта

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right);$$

q — нагрузка на поверхность засыпки;
$H_к$ — высота стенки над анкерной тягой;
k_a — коэффициент бокового давления, принимаемый по графику на рис. 24.

СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

1 Общие указания 3
2 Строительные материалы и изделия 6
3 Основные расчетные положения 9
Возвышение гребня сооружения над расчетным уровнем 11
Нижняя граница крепления 14
4. Выбор типа и расположения сооружений в плане . . —
Выбор типа сооружения . . . —
Выбор расположения сооружений в плане . . . 16
Требования по защищенности акватории . . . 18
5. Оградительные сооружения вертикального типа . . 20
Общие положения . . . . . —
Сооружения гравитационной конструкции . 23
Постель . . . . . —
Вертикальная стенка 30
Вертикальные стенки из кладки обыкновенных массивов . . . . . —
Вертикальные стенки из массивов-гигантов 35
Ряжевые конструкции 38
Свайные конструкции 39
Двухрядные свайные конструкции . . . 43
Ячеистые конструкции 46
Головные и корневые участки оградительных сооружений вертикального типа 52
6 Набросные сооружения 53
Выбор типа наброски и профиля сооружений . . . —
Наброска из камня 55
Наброска из обыкновенных и фасонных массивов . 57
Головные и корневые участки набросных оградительных сооружений 58
7. Земляные оградительные сооружения и крепление их откосов 59
Общие указания . . . . . —
Головные и корневые участки сооружений 60
Крепление откосов 61
Монолитные и сборные железобетонные покрытия 63
Каменная наброска 65
Неукрепленные откосы 66
8 Отдельно стоящие сплошные опоры Сквозные конструкции, обтекаемые волной Подводные трубопроводы . 69
Общие указания . . . . . —
Морские стационарные навигационные сооружения 71
Сквозные островные причалы и причалы на открытых морских побережьях 74
Сквозные гидротехнические сооружения морских нефтяных промыслов 75
Морские подводные трубопроводы 77
9. Специальные типы волнозащитных сооружений . . 80

Стр

Общие указания . . . . . —
Пневматические волноломы 81
Гидравлические волноломы 85
Сквозные волноломы 88
Плавучие волноломы 92
10 Плавучие заякоренные сооружения 94
Одностороннее заякорение 96
Двухстороннее заякорение 97
11 Берегоукрепительные сооружения 98
Продольные береговые волнозащитные сооружения 101
Берегоукрепительные волноломы 105
Поперечные береговые сооружения (буны) . 107
Отсыпка и намыв пляжа 111
Приложение 1 Определение расчетной высоты наката волн . . . . . —
Откос прямолинейного очертания . —
Откос сложного очертания 116
Приложение 2. А Расчет перфорации и давления воздуха в воздуховодах пневматических волноломов —
Б Гидравлический расчет рабочих трубопроводов гидравлических волноломов 120
Приложение 3. Расчет волногасящего действия сквозных волноломов с экраном и горизонтальные нагрузки на экраны 121
Приложение 4 А. Расчет двухрядной свайной конструкции на действие горизонтальных нагрузок . . 124
Б Эпюра давления грунта при определении изгибающего момента в стенке на уровне анкерных тяг . . . 128

Госстрой СССР

Указания по проектированию гидротехнических сооружений, подверженных волновым воздействиям СН 288—64

План III квартала 1964 г., № 10

* * *

Стройиздат
Москва, Третьяковский проезд, д 1

Редактор издательства *Л Кузнецова*
Технический редактор *Н Слободская*
Корректор *А. Н Пономарева*

Сдано в набор 11/XII 1964 г Подписано к печати 10/IV 1965 г
Бумага 84×108$^{1}/_{32}$—2,063 бум л 6,93 усл печ л (уч -изд 7,09 л)
Тираж 7000 экз Изд № XII 9155 Зак № 517 Цена 35 к

Московская типография № 28 Главполиграфпрома
Государственного комитета Совета Министров СССР по печати,
Москва, Е-398, ул Плющева, 22
Отпечатано в Подольской типографии Главполиграфпрома
при Совете Министров СССР по печати
гор Подольск, ул Кирова, 25

ОПЕЧАТКИ

Страница	Строка	Напечатано	Следует читать
15	20 снизу	$\frac{7\,2.}{}$	$\frac{9.2.}{}$
66	5 сверху	k_{60}	$\frac{k_{60}}{10}$
70	Табл 12, колонка слева	$\frac{T}{\tau_{ср}}$	$\frac{T}{\tau_{ср}}$
79	11 сверху	16;	17,
115	2 снизу	$h \leqslant -$	$h \leqslant 0{,}2 \div$
116	25 снизу	$< 2h$	$H < 2h$

Зак 517

gost.e-ecolog.ru