СОЮЗМОРНИИПРОЕКТ

УКАЗАНИЯ
ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ
МОРСКИХ ПРИЧАЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ
ВСН 3-67
ММФ

МОСКВА 1968

gost.e-ecolog.ru

Государственный проектно-конструкторский
и научно-исследовательский институт морского транспорта

СОЮЗМОРНИИПРОЕКТ

Отдел общего и типового проектирования
гидротехнических сооружений

УКАЗАНИЯ
ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ МОРСКИХ ПРИЧАЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ
ВСН 3-67
ММФ

По согласованию с Госстроем СССР
утверждены Министерством морского флота
17 октября 1967 г.
в качестве временного
ведомственного нормативного документа

МОСКВА 1968

УДК 627.33.001.2

Настоящие "Указания по проектированию морских причальных сооружений" ВСН 3-67 ММФ составлены институтом "СоюзморНИИпроект" с использованием материалов филиалов ЛенморНИИпроекта, ЧерноморНИИпроекта и ДальморНИИпроекта.

СОДЕРЖАНИЕ.

	Стр.
I. Общие указания	5
2. Конструктивные решения по причальным сооружениям	6
3. Строительные материалы и изделия	I3
4. Оборудование причальных сооружений	I7
5. Основные расчетные положения	2I
6. Общие указания по расчету причальных сооружений	24
7. Общие указания по расчету причальных набережных гравитационного типа	36
8. Общие указания по расчету причальных набережных уголкового профиля	44
9. Указания по расчету уголковых набережных с внешней анкеровкой	48
I0. Указания по расчету уголковых набережных с внутренней анкеровкой	5I
II. Указания по расчету уголковых набережных контрфорсного типа	52
I2. Указания по расчету набережных из массивовой кладки	55
I3. Общие указания по расчету набережных типа больверк с анкеровкой в одном уровне	62
I4. Указания по расчету гибких больверков из металлического шпунта	79
I5. Указания по расчету гибких больверков из железобетонного плоского шпунта	8I
I6. Указания по расчету больверков из железобетонных элементов повышенной жесткости	84
I7. Общие указания по расчету причальных сооружений эстакадного типа	86
Приложения I÷I2	I08

Министерство морского флота	Ведомственные строительные нормы	ВСН 3-67 ММФ
	Указания по проектированию морских причальных сооружений	-

I. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ.

I.I. Настоящие указания распространяются на проектирование причальных сооружений морских портов и судоремонтных заводов из бетона, железобетона и металла на защищенных акваториях (гравитационные набережные, набережные типа больверк с анкеровкой в одном уровне и эстакадные набережные и пирсы за исключением специализированных).

Примечание. Причальные сооружения, предназначенные для строительства в сейсмических районах, в зонах распространения вечномерзлых, просадочных и торфяных грунтов, а также на территориях, подверженных оползням и карстам следует проектировать с учетом дополнительных требований соответствующих нормативных документов.

I.2. При проектировании причальных сооружений (п.I.I) надлежит руководствоваться требованиями главы СНиП П-И.2-62 "Гидротехнические сооружения морские. Основные положения проектирования", других соответствующих глав СНиП и общесоюзных нормативных документов, настоящих "Указаний" ВСН 3-67 ММФ с учетом "Норм технологического проектирования морских портов", а также "Пособием" к ВСН 3-67 ММФ.

I.3. Сооружения причальных набережных следует проектировать с учетом опыта строительства, эксплуатации и результатов исследований сооружений такого же типа, работающих в аналогичных условиях.

При проектировании особо ответственных сооружений набережных, а также сооружений и конструкций новых типов следует предварительно проводить лабораторные исследования на моделях, а в отдельных случаях натурные исследования на опытных участках.

Внесены Союзморниипроектом	Утверждены Министерством морского флота СССР 17 октября 1967г.	Срок введения 17 октября 1967г.

2. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ ПО ПРИЧАЛЬНЫМ СООРУЖЕНИЯМ.

ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ.

2.I. При проектировании причальных сооружений следует предусматривать мероприятия по защите, обеспечивающие долговечность сооружения и его элементов против следующих основных воздействий:

а/ многократного замораживания и оттаивания, а так же увлажнения и высыхания, вызывающего интенсивное разрушение бетона в зоне переменного уровня воды;

б/ агрессивных минерализованных и пресных вод, и насыщенной влагой атмосферы, химических грузов и блуждающих токов, вызывающих коррозию бетона и стали;

в/ истирания и механического повреждения материалов конструкций швартующимися судами, движущимися наносами, волнением, льдом и иными плавающими телами.

Выбор типа строительных конструкций причальных сооружений.

2.2. При выборе типа строительных конструкций надлежит руководствоваться следующими указаниями:

а/ конструкции из сборного железобетона следует рассматривать в качестве вариантов во всех случаях, за исключением объектов, для которых нецелесообразность этого решения доказана предшествующим проектированием;

б/ вариант набережной стенки из массивовой кладки следует рассматривать при наличии плотных малосжимаемых оснований. При проектировании гравитационных конструкций рекомендуется учитывать условия изготовления и транспортировки бетонных массивов;

в/ вариант набережной с лицевой стенкой из стального шпунта следует рассматривать при проектировании больверков.

2.3. Повышение долговечности конструкций и их элементов /см. п. 2.1/ должно быть обеспечено комплексом следующих мероприятий:

а/ применением конструктивных элементов с наименьшим отношением поверхности, подвергающейся агрессивным воздействиям, к объему;

б/ применением для причальных эстакад защитных козырьков, а для стен-поясов с увеличенным сечением элементов в зоне интенсивных агрессивных воздействий;

в/ применением для конструкций, подвергающихся истиранию сменных защитных поясов или обойм из материалов, устойчивых против истирания;

г/ преимущественным применением в агрессивных условиях предварительно напряженных железобетонных конструкций;

д/ применением для железобетона и бетона стационарных или съемных защитных поясов, или обойм из материалов повышенной коррозийной стойкости в зоне переменных уровней воды;

е/ требованиями, предъявляемыми к гидротехническому бетону, которые устанавливаются в соответствии с "Указаниями по обеспечению долговечности бетонных и железобетонных конструкций морских гидротехнических сооружений", ЛенморНИИпроект, 1966 г.

2.4. В сборных железобетонных элементах в соответствии с конструктивно-компоновочной и монтажной схемой сооружения следует предусматривать установку закладных деталей или арматурных выпусков, обеспечивающих:

а/ надежное соединение элементов между собой, как во время эксплуатации, так и во время монтажа;

б/ крепление металлических анкерных тяг;

в/ крепление отбойных устройств, стремянок и швартовных устройств;

г/. крепление конструкций перекрытия стыков, не связанных между собой элементов вертикальной стенки;

д/ крепление вибропогружателя;

е/ крепление захватных устройств для подъема элементов при транспортировании и монтаже.

Примечание. Замкнутые полости в бетонных, железобетонных и стальных конструкциях в зоне возможного льдообразования устраивать не рекомендуется. При необходимости устройства указанных полостей следует предусматривать меры защиты конструкции от разрыва льдом.

2.5. Конструкция неомоноличенных швов между элементами набережной стенки должна обеспечивать грунтонепроницаемость, но, по возможности, не создавать подпора грунтовых вод, поступающих в засыпку.

Примечания: I. Требование грунтонепроницаемости швов может быть исключено в тех случаях, когда грунтонепроницаемость сооружения надежно обеспечивается призмой из каменной наброски с эффективным обратным фильтром.

2. В тех случаях, когда конструкцией создается препятствие для движения грунтовых вод в сторону акватории, следует устраивать специальные дренажи, сходящиеся к водопропускным отверстиям в стенках.

2.6. Конструкции причальных сооружений следует разделять на секции с устройством между ними температурно-осадочных швов в соответствии с требованиями пп. 2.7, 2.8, 2.9 и 2.I3.

Для бетонных и железобетонных причалов гравитационного типа температурно-осадочные швы разбиваются с учетом нижеследующего:

а/ расстояние между швами должно учитывать ожидаемые осадки сооружения, в зависимости от компрессионных свойств грунтов основания и толщины каменной постели.

для скального основания, при толщине постели до I,5 м, рекомендуется назначать расстояние между швами не более 45 м, для основания, сложенного из плотных грунтов /пески плотные и средней плотности и глинистые грунты с консистенцией $B \leq 0,5$/ - не более 25 м.

Примечание. Увеличение длин секций допускается при специальном обосновании в проекте.

б/ Швы следует устраивать в зонах резкого изменения компрессионных свойств грунтов основания в тех случаях, когда указанные изменения имеют место по длине сооружения;

в/ швы рекомендуется устраивать в местах резкого изменения толщины постели по длине сооружения;

г/ швы следует увязывать с положением швартовных тумб с таким расчетом, чтобы последние располагались по осям секций причалов, ограниченных швами или симметрично относительно этих осей;

д/ швы рекомендуется устраивать в местах резкого изменения высоты стенки, а также в месте примыкания к ней открылков.

2.7. Температурные швы в железобетонных надстройках и оголовках больверков следует располагать на расстоянии до 40 м, с соблюдением требований п. 2.6 "г" и "д".

2.8. В швах между секциями ростверков причальных эстакад, основанных на опорах из свай или цилиндрических оболочек для передачи судовых нагрузок следует предусматривать соединения в виде:

а/ непосредственного соединения между секциями зубом, шпонкой или иными соединительными устройствами;

б/ с помощью температурной вставки.

Выбор типа соединения осуществляется на основе технико-экономического сопоставления вариантов конструкций; при этом должно быть учтено, что соединение вставкой позволяет сохранить постоянным шаг опор по длине сооружения, но обеспечивает меньшую передачу поперечных нагрузок соседним секциям, чем непосредственное соединение зубом, шпонкой и т.д.

2.9. Швы между секциями гравитационных стенок и больверков могут выполняться без устройств, служащих для передачи судовых нагрузок от одной секции на соседние с ней.

2.IO. Секции сборных железобетонных причальных стенок гравитационного типа следует составлять из панелей, отделяемых одна от другой вертикальными швами, без перевязки последних. В пределах секции панели следует омоноличивать железобетонной надстройкой.

2.II. Секции причальных сооружений из кладки обыкновенных массивов рекомендуется выполнять горизонтальными рядами; курсами с перевязкой швов, руководствуясь указаниями пп. 2.I2 и 2.I3.
В пределах секций кладку следует омоноличивать надстройкой, выполняемой из бетона и железобетона.

Примечание. При условии специального обоснования в проекте допускается выполнение кладки из обыкновенных массивов горизонтальными рядами без перевязки вертикальных швов /столбовой/.

2.I2. Величина перекрытия швов между обыкновенными массивами при правильной массивовой кладке горизонтальными рядами-курсами с перевязкой швов должна приниматься в зависимости от веса массива по СНиП П-И.2-62 и СН 288-64.

2.I3. Толщина вертикальных швов между массивами в проектном разрезе кладки набережных стенок должна приниматься:

а/ между массивами в пределах секций, укладываемых с перевязкой швов в размере 2 см,;

б/ между массивами в пределах секций, укладываемых без перевязки швов /столбовая кладка/ в размере 4 см;

в/ для вертикальных осадочных швов в размере 5 см.

2.I4. Для больверков конструктивное омоноличивание выполняется в пределах, определяемых требованиями защиты от коррозии, передачи нагрузки на анкера и распределения динамических судовых навалов.

2.I5. В секциях сборные элементы, из которых составляются ростверки железобетонных причальных эстакад, за исключением случаев, указанных в п. 2.I6, следует соединять связями, обеспечивающими единство работы конструкции под воздействием нагрузок.

Указанные связи, согласно условиям работы и компоновочной схеме сооружения, в соответствии с указаниями п.2.I6, могут выполняться в форме полного омоноличивания /стык, воспринимающий нагрузку любого направления и изгибающие моменты/ или связей, рассчитанных на нагрузки определенных направлений.

2.I6. При определении конструкций связей между сборными железобетонными элементами ростверков причальных эстакад рекомендуется руководствоваться следующими указаниями:

а/ основным видом омоноличивания является стык, образуемый путем сварки выпусков арматуры с последующей укладкой монолитного бетона или сварки закладных частей, с предотвращением вредного влияния сварки на качественные показатели бетона. Перерезывающие силы на стыке воспринимаются при помощи соответствующего оформления стыков сборных элементов /смотри п.2.I8/ или иным путем;

б/ боковые нерасчетные стыки сборных элементов ростверков допускается омоноличивать путем устройства в примыкающих поверхностях штраб с последующим заполнением монолитным бетоном и спиралями из арматурной стали;

в/ устойчивость пролетного строения на опорах, при величине пролета от I0 м и более, при условии соответствующего обоснования в проекте, допускается обеспечивать при помощи упоров.

2.I7. Отдельные стыки между сборными элементами ростверка в целях упрощения монтажных работ допускается выполнять без связей "открытыми" при условии соблюдения следующих требований:

"открытые" стыки в примыкании между собой сборных элементов ростверка могут быть допущены лишь в том случае, когда это приемлемо по условиям статической работы сооружения, а относительные прогибы, по линиям примыкания, допустимы по условиям эксплуатации.

2.I8. Головы опор /свай, цилиндрических оболочек/ причальных эстакад следует, за исключением случаев, оговоренных в п. 2.I9, заделывать в ростверк путем запуска в штрабы, устраиваемые в последнем, арматурных выпусков из опор и заделки ствола опоры на высоту не менее 5 см.

При этом штрабы в плитах ростверка, заполняемые при сборке сооружения монолитным бетоном, должны иметь контурные ограничения боковых поверхностей, обеспечивающие надежную передачу осевых нагрузок на опоры в предположении ограниченного сцепления в стыках сборного и монолитного бетонов.

2.I9. Стволы полых опор из цилиндрических оболочек, при условии специального обоснования в проекте, конструктивно-компоновочными требованиями, допускается не заделывать в ростверк из предварительно напряженного железобетона, ограничиваясь лишь обеспечением плотного примыкания торцов оболочек к последнему. Омоноличивание стыка оболочек с ростверком в этом случае выполняется путем запуска арматуры из плоскости опоры-оболочки в штрабы, устраиваемые в ростверке, с последующим заполнением монолитным бетоном верхней части полости оболочек и штраб в ростверке и обеспечением надежной анкеровки арматуры. При этом обязательно обоснование расчетом передачи перерезывающих сил от ростверка опорам-оболочкам при помощи указанного выше монолитного бетона. Стык между опорой и ростверком необходимо надежно защищать от коррозионных воздействий.

2.20. При устройстве на сваях конструктивных наголовников допускается:

а/ заделка арматурных выпусков из свай в монолитном бетоне, укладываемом в полости этих наголовников, с постановкой дополнительной арматуры, связывающей наголовник с ростверком;

б/ исключение приведенных в п. 2.I8 требований к контурным ограничениям боковых поверхностей м.раб, при условии соответствующего перекрытия их наголовниками.

2.2I. Ростверки причальных эстакад рекомендуется устраивать без грунтового /песчаного, гравийного и щебеночного/ балласта и покрывать поверхность, образуемую сборными элементами, слоем цементного или асфальтового бетона, для выравнивания поверхности ростверка и обеспечения необходимых условий прокладки рельсовых путей на эстакаде.

3. Строительные материалы и изделия.

3.I. Все виды строительных материалов и изделий из них для морских причальных сооружений должны удовлетворять требованиям соответствующих глав I части СНиП государственных стандартов и настоящих указаний.

3.2. Проектные марки гидротехнического бетона по прочности, водонепроницаемости и морозостойкости должны удовлетворять требованиям ГОСТа 4795-59.

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

3.3. Требования, предъявляемые к бетону сборных элементов и конструкций, определяются условиями их работы в соответствии с главами СНиПI-В.5-62 "Железобетонные изделия. Общие указания" и I-В.5.2-62 "Железобетонные изделия для сооружений" и обозначаются в проекте.

3.4. Для бетонных и железобетонных несущих конструкций причальных сооружений и их элементов, для омоноличивания узлов и стыков сборных элементов следует применять тяжелые бетоны проектных марок по прочности при сжатии I00, I50, 200, 250, 300, 400, 500, 600.

Примечания: I. Применение бетонов проектной марки I00 и ниже допускается только для заполнения пустотелых элементов и должно быть специально обосновано проектом.

2. Марка бетона элементов, изготовляемых центрифугированием, обозначает предел прочности в кг/см2 при сжатии образцов, изготовленных из бетонной смеси, отцентрифугированной при рабочих режимах и уложенной в формы 20х20х20 см с вибрированием и пригрузом I00 кг/см2.

3. Допускается на конкретном объекте строительства устанавливать переходные коэффициенты от обычных образцов кубиков к прочности центрифугированного бетона. Такие коэффициенты могут использоваться для повседневного контроля качества изделий при обязательном периодическом контроле марки бетона по указаниям примечания 2 или величину этих коэффициентов допускается назначать в размере $\approx$ I,2.

3.5. При назначении проектной марки бетона по прочности при сжатии, водонепроницаемости и морозостойкости кроме конструктивных требований должны учитываться:

а/ экономичность конструкции;

б/ необходимость получения веса сборных элементов в пределах грузоподъёмности транспортного и монтажного оборудования.

В зависимости от конструктивных особенностей и условий работы в сооружении для бетонных и железобетонных конструкций в их элементах рекомендуются бетоны следующих проектных марок /табл. I/.

Таблица I

Проектные марки бетонов для элементов причальных сооружений.

№№ пп	Наименование конструкций или элементов	Рекомендуемая проектная марка бетона по прочности при сжатии
I	Сваи и цилиндрические оболочки, сборные элементы верхнего строения, плиты уголковых стенок из предварительно напряженного железобетона	300-600
2	То же, из обычного железобетона	200-300
3	Бетонные и железобетонные элементы и конструкции, подверженные истиранию /дорожные покрытия, защитные пояса, оболочки, козырьки и т.п./	300-600
4	Массивы бетонные, бетонные и армированные элементы верхнего строения /подпорная стенка, надстройки, оголовки/	I50-250
5	Бетон для заполнения анкерных стаканов арматурных пучков, железобетонных анкеров, торцовых прокладок, распределительных поясов	400-600
6	Бетон омоноличивания рабочих стыков и узлов	Проектная марка на одну ступень выше для бетона омоноличиваемых элементов марки < 400 и равна для бетона омоноличиваемых элементов марки $\geqslant 400$

Примечание. Назначение проектных марок бетона для конструкций эксплуатируемых в суровых и особо суровых климатических условиях следует производить в соответствии с "Указаниями по обеспечению долговечности бетонных и железобетонных конструкций морских гидротехнических сооружений", ЛенморНИИпроект, I966 г.

3.6. Для арматуры железобетонных конструкций рекомендуется применять виды арматурных сталей в соответствии с главами СНиП П-А.10-62 "Строительные конструкции и основания. Основные положения проектирования" и I-В.4.62 "Арматура для железобетонных конструкций", действующими ГОСТами, другими нормативными документами /СН 269-65, СН 327-65/ , 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.

3.7. Металлы и металлические изделия, применяемые в конструкциях морских причальных сооружений, должны удовлетворять требованиям Главы СНиП I-В.12-62 "Металлы и металлические изделия" и соответствующих ГОСТов.

3.8. Камень для отдельных элементов причальных сооружений /например, для каменных постелей/ должен отвечать требованиям главы СНиП I-В.8-62 "Материалы и изделия из природного камня", а также соответствующих стандартов технических условий и инструкций.

3.9. Лесные материалы для деревянных элементов и конструкций /отбойные рамы, брусья и др./ должны отвечать требованиям главы СНиП I-В.13-62 "Лесные материалы, изделия и конструкции из древесины" и соответствующих ГОСТ,ов.

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

4. Оборудование причальных сооружений.

4.I. В состав оборудования причальных сооружений, обеспечивающих эксплуатационную работу причального фронта портов и судоремонтных заводов, входят:

а/ технологическое оборудование;

б) причальные и отбойные устройства;

в/ подкрановые и железнодорожные пути;

г/ покрытия прикордонной полосы территории;

д/ инженерные сети;

е/ освещение и сигнализация.

Примечание. Настоящие "Указания" ВСН 3-67 ММФ не рассматривают основное технологическое оборудование причалов, которое освещено в "Нормах технологического проектирования морских портов", СоюзморНИИпроект, 1967 г.

4.2. Причальные тумбы принимаются и располагаются вдоль причального фронта в соответствии с "Техническими условиями определения нагрузок от судов" - СН I44-60.

Причальные тумбы рекомендуется размещать с таким расчетом, чтобы они располагались по осям секций, ограниченных швами, или симметрично относительно этих осей.

По эксплуатационным соображениям в крайних секциях причальных сооружений рекомендуется устанавливать дополнительные тумбы, по возможности ближе к торцу секции причального сооружения.

Примечания: I. С целью сохранения однотипности секций набережных рекомендуется устраивать крайние тумбы на берегу за пределами сооружения, при условии обоснования вариантов технико-экономическими показателями.

2. Установку, крепление и конструкцию швартовных тумб следует осуществлять по данным типового проекта "Установка швартовных тумб на морских причальных сооружениях", Черноморниипроект, 1967 г.

4.3. Отбойные устройства должны иметь вынос относительно лицевой грани верхнего строения, обеспечивающий минимальный зазор в 30 см между корпусом судна и выступающими частями сооружения или подпричального откоса.

При этом следует учитывать обжатие отбойных устройств при навале судна на сооружение.

На причалах в безливных морях рекомендуется размещать отбойные устройства на середине высоты лицевой стенки надводной части сооружения. В случае больших колебаний уровня воды отбойные устройства следует располагать с учетом вертикального перемещения борта судна. Высота расположения нижней грани таких отбойных приспособлений принимается не более I,0 м над расчетным уровнем воды.

4.4. Отбойные устройства рекомендуется применять подвесного съемного типа /отбойные резиновые цилиндры, отбойные деревянные пояса с амортизаторами из автопокрышек и др./. Устройства для крепления подвески отбойных устройств желательно располагать заподлицо в нишах на лицевой грани сооружения.

4.5. Основание подкрановых и железнодорожных путей, располагаемых на причальном сооружении, принимается в зависимости от конструкции последнего.

При расположении путей на верхнем строении причальных сооружений подкрановые и железнодорожные рельсы рекомендуется крепить непосредственно к железобетонным плитам ростверка или к бетонным надстройкам.

При расположении путей на засыпке больверков и гравитационных сооружений допускается до стабилизации осадки грунта засыпки устраивать временное шпальное основание с последующим переходом на постоянные конструкции основания.

В тех случаях, когда рельсовые пути укладываются частью по конструкции сооружения , а частью по грунту, необходимы мероприятия, обеспечивающие достаточную равномерность деформаций.

Во всех случаях головку рельсов рекомендуется располагать на 2 см над поверхностью покрытия территории. Для прохода реборд,колес,кранов и железнодорожных составов у рельсов должно быть предусмотрено устройство канавок,

размеры которых принимаются в зависимости от конструкции кранов и железнодорожного состава, намечаемых к эксплуатации на данном причале.

4.6. Покрытие прикордонной полосы территории на причалах рекомендуется применять цементобетонное или асфальтобетонное в пределах территории причала, ограниченной тыловыми портовыми коммуникациями. При устройстве покрытия на засыпке за причальным сооружением, до стабилизации осадки грунта засыпки, рекомендуется применение облегченных типов покрытий или сборных железобетонных плит. Для нефтепричалов допускается по плите ростверка не устраивать покрытие.

4.7. Причальные сооружения, на которых работают машины внутрипортового колесного транспорта, должны быть оборудованы по кордону бортовыми /охранными/ съемными или стационарными колесоотбоями.

4.8. Инженерные сети в зависимости от назначения причала включают:

а/ для портовых грузовых причалов - линии электроснабжения судов и перегрузочных машин, линии водоснабжения судов, телефонные линии связи судов с берегом и другие технологические линии;

б/ для причалов судоремонтных заводов на набережных - линии электроснабжения судов, сварочных агрегатов и подъемно-транспортных машин; линии водоснабжения и теплоснабжения судов; линии сжатого воздуха; телефонные линии связи судов с берегом и другие линии, назначаемые по технологическим требованиям.

Примечание. На причалах следует учитывать устройство пожарного водопровода.

4.9. Раздаточные точки инженерных сетей на портовых причалах следует располагать в прикордонной полосе на расстояниях друг от друга:

а/ для питания судов и перегрузочных машин электроэнергией, в соответствии с указаниями СН 131-65, пп. 7.9 и 7.10;

б/ для питания судов пресной водой, в соответствии с указаниями СН 131-65 п. 6.17;

в/ для подключения телефонной сети судов до 100 м.

Раздаточные точки на заводских причалах располагают вдоль кордона на расстояниях;

г/ для питания судов, сварочных агрегатов и подъемно-транспортных машин электроэнергией, в соответствии с указаниями СН 131-65, пп. 7.9 и 7.10;

д/ для питания судов пресной водой, в соответствии с указаниями СН 131-65 п. 6.17;

е/ для подачи на суда пара до 50 м;

ж/ для подачи на суда сжатого воздуха до 28 м;

з/ для подключения телефонной сети судов до 100 м;

Допускается установка в одном колодце раздаточных колонок для пара и сжатого воздуха.

Коробки для подключения телефонной сети разрешается устанавливать рядом с колонками электроснабжения. Во всех случаях не допускается установка раздаточных точек ближе 3 м от швартовных тумб.

4.10. Колодцы для раздаточных точек по габаритам принимаются в зависимости от принятой схемы подключения к сети и конструкции причального сооружения.

4.11. Расположение и габариты каналов следует принимать по технологической схеме инженерных сетей и конструктивной возможности причального сооружения на основании технико-экономического сравнения вариантов конструкции сооружения при различных схемах расположения каналов промпроводок.

5. Основные расчетные положения.

5.1. Расчет несущих конструкций морских причальных сооружений и их оснований надлежит производить в соответствии с главой СНиП П-А.10-62 по предельным состояниям.

Примечание. В случаях, устанавливаемых нормами проектирования отдельных типов гидротехнических сооружений, впредь до разработки характеристик предельных состояний, а также до установления расчетных значений коэффициентов перегрузки, однородности и условий работы для этих сооружений, разрешается производить расчет по допускаемым напряжениям или разрушающим нагрузкам.

5.2. В расчетах конструкций и оснований нагрузки и воздействия в сочетаниях следует учитывать в соответствии с указаниями главы СНиП П-И.2-62 с учетом дополнительных указаний:

1/ По характеру действия нагрузки и воздействия разделяются на постоянные и временные. Временные нагрузки подразделяются на длительные, кратковременные и особые.

2/ К постоянным нагрузкам и воздействиям относятся:

а/ собственный вес грунта,

б/ нагрузки от постоянных сооружений технологического назначения /складов, вагоноопрокидывателей и других, не изменяющих положение в процессе эксплуатации набережной/;

в/ активное давление грунта от его собственного веса и постоянных нагрузок;

г/ воздействие от предварительных напряжений конструкций /например, предварительное натяжение арматуры с целью создания усилий обжатия конструкций/.

3. К временным длительно действующим нагрузкам и воздействиям относятся:

а/ нагрузка на территории причала от транспортных и перегрузочных машин;

б/ нагрузка от складируемых грузов;

в/ активное давление грунта от влияния временных нагрузок на территории причала;

г/ гидростатическое давление, вызванное образованием подпора за счет выхода к стенке грунтовых вод;

д/ климатические температурные воздействия /межсезонный перепад температуры/.

4. К кратковременно действующим нагрузкам и воздействиям относятся:

а/ швартовная нагрузка судов;

б/ ударная нагрузка судов при подходе их к сооружению /динамический навал/;

в/ влияние навала, стоящих у причала судов /статический навал/,;

г/ волновая нагрузка при подходе впадины волны;

д/ гидростатическое давление, вызванное образованием подпора за счет колебаний уровня воды перед стенкой;

е/ ледовые нагрузки;

ж/ ветровые нагрузки;

з/ климатические температурные воздействия /суточный перепад температуры/.

Примечание. При учете температурных воздействий рекомендуется выполнять требования указаний п.54 СН 55-59;

и/ нагрузки, возникающие при транспортировании и монтаже, а также от собственного веса складируемых материалов;

к/ усадочные и др. воздействия.

5. К особым нагрузкам и воздействиям относятся:

а/ сейсмические воздействия;

б/ прочие нагрузки и воздействия, возникающие в особых условиях службы сооружения /взрывная волна и другие катастрофические нагрузки/.

6. В соответствии с главой СНиП II-II.2-62, при учете совместного действия нагрузок следует различать:

а/ основные сочетания, составляемые из постоянных, временных длительно действующих и одной из кратковременно действующих нагрузок и воздействий ;

б/ особые сочетания, составляемые из постоянных, временных длительно действующих , некоторых кратковременно действующих и особых нагрузок и воздействий.

Примечания: I. При наличии соответствующих технико-экономических обоснований ледовые нагрузки и воздействия могут быть отнесены к особым нагрузкам или не учитываться вовсе.

2. Сочетания нагрузок и воздействий должны быть установлены в соответствии с практической возможностью одновременного их действия на сооружения.

3. В соответствующих случаях надлежит учитывать также нагрузки и воздействия, действующие в период строительства и ремонта. Порядок учета нагрузок в этих случаях устанавливается специальными нормативными документами.

4. Для расчета сооружений или отдельных элементов принимаются наиболее неблагоприятные сочетания и положения нагрузок, причем любая временная нагрузка не вводится в сочетание если она улучшает работу рассчитываемого элемента.

7. При проектировании сооружений, в соответствующих случаях, необходимо учитывать следующие основные воздействия:

а/ размыв грунта перед стенкой в результате течений воды и т.п.;

б/ коррозию элементов конструкций сооружения;

в/ истирающее действие льда, наносов и плавающих тел,

5.3. Расчет бетонных и железобетонных конструкций, по несущей способности /прочности/, а также по трещиностойкости и расчет по деформациям конструктивных элементов причальных сооружений рекомендуется производить по "Пособию" к ВСН 3-67 ММФ, составленному Союзморниипроектом, с учетом настоящих указаний.

5.4. Расчет несущей способности /прочности/ оснований и устойчивости сооружений рекомендуется производить в соответствии с указаниями разделов 6, 7, 9 и 13.

6. Общие указания по расчету причальных сооружений.

6.1. При проектировании морских причальных сооружений, а также их оснований должны быть выполнены следующие расчеты:

а/ расчеты общей устойчивости сооружения в целом, а для эстакадных набережных и подпричального откоса, по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения, в соответствии с "Указаниями по расчету общей устойчивости портовых причальных сооружений по методу разрушающих усилий", Ленморниипроект, 1967 г.;

б/ расчеты устойчивости на плоский сдвиг /по швам кладки, по постели и вместе с постелью/ и опрокидывание вокруг переднего ребра;

в/ расчеты устойчивости на вращение вокруг точки крепления анкера;

г/ расчеты общей устойчивости анкерующего массива грунта;

д/ расчеты несущей способности /прочности/ основания сооружения;

е/ расчеты несущей способности опор из свай и цилиндрических оболочек на вертикальную и горизонтальную нагрузки;

ж) расчеты конструкций на температурно-влажностные воздействия ;

з) расчеты деформаций и перемещений конструкций ;

и) расчеты устойчивости, несущей способности (прочности) и трещиностойкости элементов конструкций.

6.2. Сосредоточенную крановую нагрузку рекомендуется заменять эквивалентной равномерно распределенной.

Рекомендуется в расчетах учитывать нагрузку только от прикордонной ноги крана, принимая давление от тыловой ноги равным равномерно распределенному от складирования грузов в этой зоне.

Для прикордонного подкранового рельса величина эквивалентной равномерно распределенной нагрузки определяется по формуле

$$q_{экв} = \frac{Q}{c \cdot \ell} \qquad т/м^2 , \qquad (I)$$

где

Q – максимально возможная нагрузка (сосредоточенная) от сближенных или одиночных кранов, возможная по технологическим условиям их работы, в соответствии с "Нормами технологического проектирования морских портов", СоюзморНИИпроект, 1967г. ;

c – ширина подкрановой плиты или длина шпалы ;

ℓ – длина полосы распределения нагрузки вдоль кордона причала, определяемая в соответствии со схемами:

а/ для сближенных кранов

$$l = в + 2d = 2(m + e + h \cdot tg\varphi) + г \qquad /2/$$

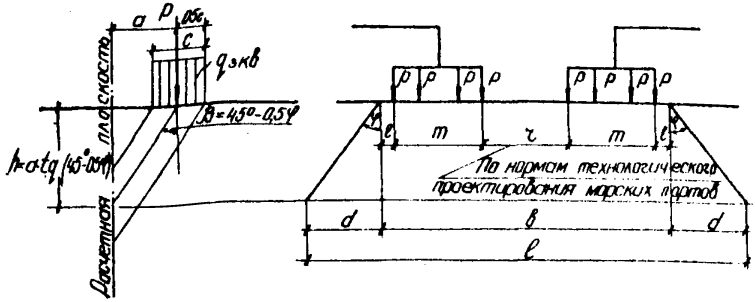


рис. I

б/ для одиночных кранов

$$а\ l = m + 2e + 2a\ tg(45° + 0{,}5\varphi)\ tg\varphi \qquad /3/$$

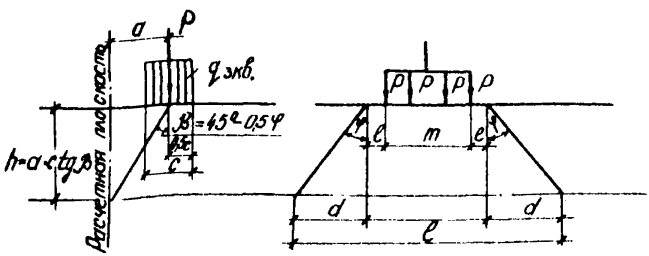


рис.2

6.3. Активное давление грунта рекомендуется определять по методу Кулона. Передача грунтом нагрузок на стенку принимается по плоскостям, параллельным плоскости обрушения всего клина.

Ординаты эпюры горизонтальной составляющей активного давления определяются по формуле

$$\sigma_x = (q_i + \Sigma \gamma_i h_i)\lambda_x - 2c\cdot tg(45° - 0{,}5\varphi)\,. \qquad /4/$$

В частном случае для несвязного грунта – по формуле:

$$\sigma_x = (q_i + \Sigma \gamma_i h_i)\lambda_x\,. \qquad /5/$$

Ординаты эпюры вертикальной составляющей активного давления определяются по формуле

$$\sigma_y = \sigma_x \cdot tg(\alpha + \delta). \qquad /6/$$

В частном случае для несвязного грунта – по формуле

$$\sigma_y = (q_i + \Sigma \gamma_i h_i)\lambda_y\,. \qquad /7/$$

В формулах /4/ ÷ /7/:

q_i – временная эксплуатационная нагрузка на территории причала, давление от которой передается по плоскости обрушения в сечение, в котором определяется ордината активного давления;

$\Sigma \gamma_i h_i$ – давление грунта на уровне сечения, в котором определяется ордината активного давления;

γ_i – объемный вес грунта i -го слоя;

h_i – высота соответствующего i -го слоя грунта с неизменными характеристиками;

c – удельное сцепление грунта, расположенного в сечении, для которого определяется ордината активного давления;

λ_x – коэффициент горизонтальной составляющей активного давления, определяемый в соответствии с

указаниями п. 6.4 по характеристикам грунта, расположенного в сечении, для которого определяется ордината активного давления;

λ_y – коэффициент вертикальной составляющей активного давления, определяемый по формуле

$$\lambda_y = \lambda_x \cdot tg\,(\alpha + \delta); \qquad /8/$$

α, δ и φ – по п. 6.4.

Примечание. В случае, когда $2c\,tg(45°-0{,}5\varphi) > (q+\Sigma\gamma_i h_i)\lambda_a$, величина σ_x на этом участке принимается равной нулю.

6.4. Коэффициент горизонтальной составляющей активного давления рекомендуется определять:

а/ в общем случае по формуле

$$\lambda_x = \frac{tg\alpha + tg\beta}{tg(\alpha+\delta)+tg(\beta+\varphi)}; \qquad /9/$$

б/ в частном случае, при отсутствии нагрузки на призале или равномерном ее распределении по всей территории, для вертикальной тыловой грани стенки и отсутствии трения грунта по ней, т.е. при $\alpha = 0$ и $\delta = 0$, или для условной расчетной тыловой грани стенки, отклоненной от вертикали под углом $\alpha = \beta = 45^0 - 0{,}5\varphi$ и трении по этой грани $\delta = \varphi$, коэффициент горизонтальной составляющей активного давления определяется по формуле: $\lambda_x = tg^2(45° - 0{,}5\varphi)$ /10/

В формулах /9/ и /10/:

φ – угол внутреннего трения грунта;

α – угол наклона расчетной плоскости восприятия распорного давления к вертикали;

δ – угол трения грунта о плоскость восприятия распорного давления;

β – угол обрушения – угол между вертикалью и плоскостью обрушения, определяемый по указаниям п. 6.5.

Примечание. Допускается применять формулу /IO/ и при более сложных загружениях /крановая, железнодорожные нагрузки и пр./ всей территории причала.

6.5. Угол обрушения " β " рекомендуется определять по формуле

$$tg\beta = -m \pm \sqrt{m(m+ctg\varphi - tg\alpha + 3) - ctg\varphi \cdot tg\alpha + 3 \cdot ctg\varphi} \quad , \qquad /II/$$

где $m = tg\,(\alpha + \delta + \varphi)$,

α, δ и φ – см. пояснения к п. 6.4;

3 – коэффициент, учитывающий расположение временной нагрузки на призме обрушения, определяемый по формуле

$$3 = \frac{2\,(-q_1 a_1 + q_2 a_2 - q_3 \cdot c)}{h\left[\gamma_{np} h + 2\,(q + q_2)\right]} \quad . \qquad /I2/$$

Обозначения, входящие в формулу /I2/ приведены на рис.3.

h – полная высота призмы обрушения;

γ_{np} – объемный вес грунта призмы обрушения.

Рекомендуется при наличии различных объемных весов в призме обрушения см.рис.3 приводить их к одному и к сплошной равномерно распределенной нагрузке, т.е.

$\gamma_{np} = \gamma_1$ и $q = h_2\,(\gamma_2 - \gamma_1)$

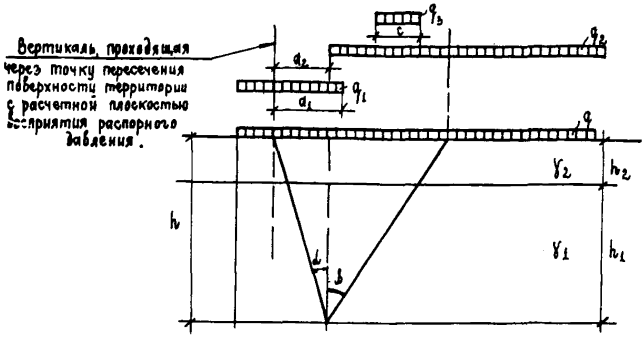


рис.3

Угол обрушения при расчетах по п. 6.4 б/ определяется по формуле

$$\beta = 45^\circ - 0{,}5\varphi \ . \qquad /13/$$

При одновременном определении в грунте засыпки угла наклона условной тыловой плоскости восприятия распора " α " /к вертикали/ и соответствующего ему угла наклона плоскости обрушения " β " исходят из условия получения максимального распорного давления призмы обрушения на стенку.

Расчеты производят по формуле /II/ подбором в табличной форме при $\delta = \varphi$. Задаваясь значениями угла α , находят соответствующие им значения $tg\beta$. За расчетные принимают наименьшее значение величины $tg\beta$ и соответствующее ему значение величины α , отвечающие максимальному распорному давлению на стенку.

6.6. При наличии разгрузочной каменной призмы, эпюра активного давления строится с учетом ограниченного простирания слоя каменной отсыпки.

Эпюра, построенная в предположении бесконечного простирания слоев грунта, в том числе и камня, по указаниям п.п.6.3-6.5 дополняется эпюрой от пригрузки грунта, расположенного в призме обрушения на откосе каменной отсыпки.

Ординаты $\Delta\sigma_i$ дополнительной эпюры от пригрузки грунта /см. рис. 4/ рекомендуется определять:

а/ в пределах каменной призмы на высоте Δh в общем виде по формуле

$$\Delta\sigma_i = \frac{q_{yi}(\lambda_{xr} - \lambda_{xk})\,\delta_0}{\Delta h} \ , \qquad /14/$$

б/ ниже каменной призмы на высоте Δt в виде равномерно распределенного давления по формуле

$$\Delta\sigma = \frac{q_{yi\varphi}(\lambda_{xr} - \lambda_{xk})(H - \delta_0)}{\Delta t} \ , \qquad /15/$$

где: λ_{xz} – коэффициент активного давления грунта, расположенного на откосе каменной призмы, определяемый по формуле /10/.

λ_{xk} – коэффициент активного давления каменной отсыпки, принятый в расчете;

q_{yi} – давление грунта и эксплуатационной нагрузки на уровне пересечения откоса каменной призмы, плоскостью обрушения, проведенной из точки тыловой плоскости стенки, в которой определяется ордината $\Delta\sigma_i$;

$q_{y,cp.}$ – давление грунта и эксплуатационной нагрузки на глубине $\frac{H+S_0}{2}+h$ от поверхности территории.

Остальные обозначения показаны на рис. 4.

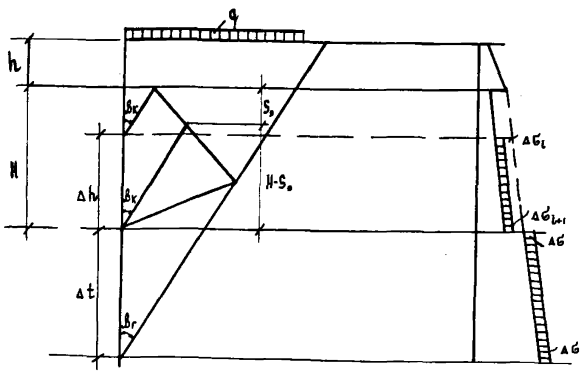


рис.4

6.7. Пассивное давление грунта рекомендуется определять по методу Соколовского В.В. и Голушкевича С.С., учитывающему криволинейный характер поверхностей скольжения в призме отпора.

В пределах каждого слоя однородного грунта закон изменения пассивного давления по глубине принимается линейным.

Ординаты эпюры пассивного давления на вертикальную стенку при горизонтальной поверхности грунта определяются по формулам:

а/ в прямом отпоре:

$$\sigma_p = \lambda_p \cdot \Sigma \gamma_i h_i + \lambda_c \cdot c \quad , \qquad /I6/$$

в частном случае для несвязного грунта:

$$\sigma_p = \lambda_p \cdot \Sigma \gamma_i h_i \quad ; \qquad /I7/$$

б/ в обратном отпоре:

$$\sigma_p = (q + \Sigma \gamma_i h_i) \lambda'_p + c \lambda_c \quad , \qquad /I8/$$

в частном случае для несвязного грунта:

$$\sigma_p = (q + \Sigma \gamma_i h_i) \lambda'_p \quad . \qquad /I9/$$

В формулах /I6/ ÷ /I9/:

q, $\Sigma \gamma_i h_i$, c – см. пояснения к п. 6.3;

λ_p – коэффициент пассивного давления, принимаемый по табл. 2 в зависимости от угла внутреннего трения грунта, расположенного в сечении, для которого определяется ордината эпюры пассивного давления;

λ'_p – коэффициент пассивного давления обратного отпора, принимаемый по табл.2 для грунта, расположенного в сечении, для которого определяется ордината эпюры пассивного давления;

λ_c – коэффициент пассивного давления от сил сцепления, определяемый по формуле

$$\lambda_c = \frac{0{,}9\lambda_p - 1}{tg\varphi} \qquad /20/$$

или по таблице 2.

Таблица 2 .

Значения коэффициентов пассивного давления при криволинейной поверхности скольжения

Угол внутреннего трения	Коэффициент пассивного давления в прямом отпоре λ_p при $\delta =$			Коэффициент пассивного давления в обратном отпоре λ'_p ($\lambda'_p = \lambda_p k'_p$ при $k'_p = 1$)	Коэффициент отпора от сил сцепления λ_c
	0	$0{,}333\varphi$	φ		
10°	I,42	I,53	I,63	I,42	2,67
15°	I,69	I,86	2,I3	I,69	3,43
20°	2,04	2,37	2,87	2,04	4,35
25°	2,46	3,09	3,94	2,46	5,45
30°	3,00	4,03	5,67	3,00	7,I0
35°	3,69	5,28	7,77	3,69	8,53
40°	4,60	7,57	II,40	4,60	II,I0

Примечания: I. Допускается пассивное давление грунта определять по классической теории Кулона, исходящей из прямолинейных поверхностей скольжения в призме отпора.
В этом случае ординаты пассивного давления определяются по формулам:
а/ в прямом отпоре

$$\sigma'_p = \Sigma \gamma_i h_i \cdot K_p \cdot \lambda_p + 2c \cdot tg(45^\circ + 0{,}5\varphi) , \qquad /21/$$

б/ в обратном отпоре

$$\sigma'_p = (q + \Sigma \gamma_i h_i) k'_p \lambda_p + 2c \cdot tg(45^\circ + 0{,}5\varphi), \qquad /22/$$

где $\lambda_p = tg^2(45^\circ + 0{,}5\varphi)$;

$k_p\lambda_p$ – коэффициент пассивного давления с учетом трения грунта о стенку в призме прямого отпора, принимаемый по табл.3;

$k'_p\lambda_p$ – коэффициент пассивного давления с учетом трения грунта о стенку в призме обратного отпора, принимаемый по табл.3;

$\Sigma\gamma_i h_i$, c, q, φ – см.пояснения к п.6.3.

3. Для поверхностного слоя, где возможно нарушение структуры связного грунта, сцепление принимается возрастающим по линейному закону от нуля до полной величины на глубине I,0 м.

Таблица 3

Значения коэффициентов пассивного давления с учетом трения грунта о стенку $k_p\lambda_p$ и $k'_p\lambda_p$ при прямолинейных поверхностях скольжения.

Угол внутреннего трения грунта φ	В прямом отпоре $k_p\lambda_p$ при угле трения грунта о стенку			В обратном отпоре $k'_p\lambda_p$ (при $\delta = 0$ и $k'_r = 1$)
	$\delta = 0$	$\delta = 0{,}333\varphi$	$\delta = 0{,}75\varphi$	
I0°	I,42	I,52	I,63	I,42
I5°	I,70	I,90	2,I5	I,70
20°	2,04	2,4I	2,93	2,04
25°	2,46	3,I0	4,I6	2,46
30°	3,00	4,08	6,00	3,00
35°	3,69	5,55	8,49	3,69
40°	4,60	7,93	II,96	4,60

6.8. В случае наклона поверхности грунта перед стенкой под углом α к горизонту, ординаты эпюры пассивного давления грунта допускается определять по формуле:

$$\sigma_p = \lambda_{p\alpha} \cdot \sum \gamma_i h_i + c \cdot \lambda_{c\alpha} , \qquad /23/$$

где $$\lambda_{p\alpha} = \frac{1}{(1 - \sqrt{z_p})^2} \cdot \cos^2\varphi \ ; \qquad /24/$$

$$z_p = \frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos\alpha} \ ; \qquad /25/$$

$$\lambda_{c\alpha} = \frac{0{,}9\,\lambda_{p\alpha} - 1}{\operatorname{tg}\varphi} \ . \qquad /26/$$

Примечание. При расчете по теории Кулона ординаты эпюры пассивного давления при наклонном дне перед стенкой допускается определять по формуле /23/, принимая в ней $\lambda_{c\alpha} = 2 \cdot k_\alpha \cdot \operatorname{tg}(45° + 0{,}5\varphi)$, где $k_\alpha = \frac{\lambda_{p\alpha}}{\lambda_p}$, где $\lambda_{p\alpha}$ – по формуле /24/ и $\lambda_p = \operatorname{tg}^2(45° + 0{,}5\varphi)$.

6.9. При построении эпюр активного и пассивного давления рекомендуется определять ординаты на границах слоев грунта с неизменными характеристиками, а также в местах пересечения расчетной плоскости восприятия распорного давления со следами плоскостей обрушения, проведенными из точек начала или скачкообразного изменения равномерно распределенной нагрузки, расположенной на территории причала, считая, что передача давления с территории на расчетную плоскость происходит по плоскостям обрушения /см. рис. 5/.

6.10. Определение усилий для расчета конструкций надстроек на прочность и трещиностойкость производится на действие следующих сил:

а/активное давление от веса грунта с учетом эксплуатационных временных крановых и складских нагрузок;

б/судовые нагрузки швартовные, удар и навал;

в/собственный вес надстройки.

При этом нагрузку от навала и удара рекомендуется прикладывать к центру отбойных устройств, а швартовную нагрузку к швартовной тумбе на высоте, назначаемой в соответствии с типовым проектом: "Установка швартовных тумб на морских причальных сооружениях", ЧерноморНИИпроект, 1967г.

6.II. В железобетонной надстройке лицевая плита рассчитывается на прочность и трещиностойкость при изгибе на следующие нагрузки:

а/ тыловая арматура - на воздействие активного давления и швартовную нагрузку;

б/ лицевая арматура - на удар или навал судна и на действие активного давления.

7. Общие указания по расчету причальных набережных гравитационного типа.

7.I. Расчет причальных набережных гравитационного типа должен включать в себя требования п. 6.I "а", "б", "д", "и" настоящих указаний.

7.2. Расчет гравитационных причальных набережных следует производить с применением соответствующих коэффициентов запаса в уравнениях устойчивости, назначаемых в зависимости от класса капитальности и сочетания нагрузок и воздействий по таблице 4.

Таблица 4

№ пп	Причина потери устойчивости	Допускаемые коэффициенты запаса при классе капитальности					
		II		III		IУ	
		и сочетаниях нагрузок и воздействий					
		основные	особые	основные	особые	основные	особые
I	Потеря устойчивости сооружения при скольжении по плоскости	I,2	I,I	I,I5	I,05	I,I	I,05
2	Потеря устойчивости сооружения от опрокидывания вокруг ребра вращения	I,6	I,4	I,5	-	I,5	-

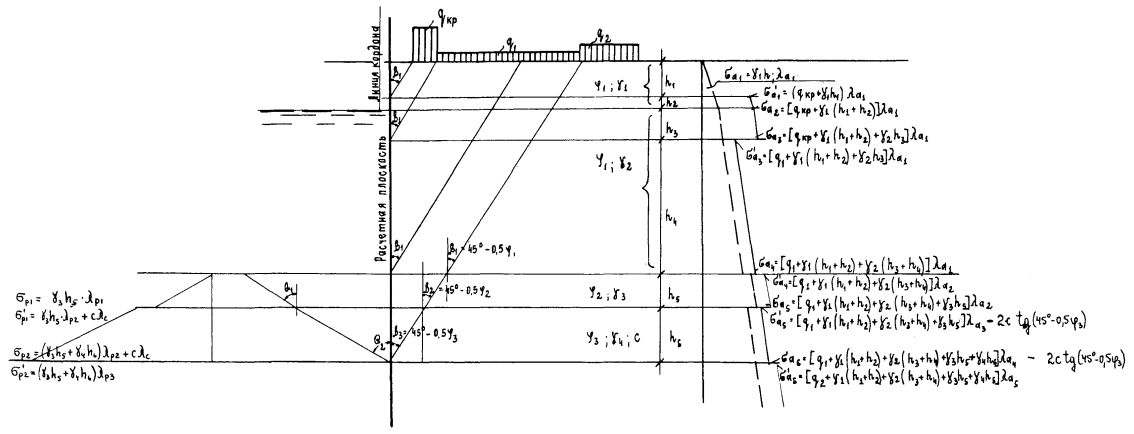

Линия кровли
Расчетная плоскость
$q_{кр}$
q_1
q_2
φ_1
φ_2
φ_3
φ_4
$\varphi_1 ; \gamma_1$
$\varphi_1 ; \gamma_2$
$\varphi_2 ; \gamma_3$
$\varphi_3 ; \gamma_4 ; c$
h_1
h_2
h_3
h_4
h_5
h_6
$\beta_1 = 45° - 0.5\varphi_1$
$\beta_2 = 45° - 0.5\varphi_2$
$\beta_3 = 45° - 0.5\varphi_3$
$\sigma_{p1} = \gamma_3 h_5 \cdot \lambda_{p1}$
$\sigma'_{p1} = \gamma_3 h_5 \cdot \lambda_{p2} + c\lambda_c$
$\sigma_{p2} = (\gamma_3 h_5 + \gamma_4 h_4)\lambda_{p2} + c\lambda_c$
$\sigma'_{p2} = (\gamma_3 h_5 + \gamma_4 h_4)\lambda_{p3}$
$\sigma_{a1} = \gamma_1 h_1 \lambda_{a_1}$
$\sigma'_{a_1} = (q_{кр} + \gamma_1 h_1)\lambda_{a_1}$
$\sigma_{a_2} = [q_{кр} + \gamma_1 (h_1 + h_2)]\lambda_{a_1}$
$\sigma_{a_3} = [q_{кр} + \gamma_1 (h_1 + h_2) + \gamma_2 h_3]\lambda_{a_1}$
$\sigma'_{a_3} = [q_1 + \gamma_1 (h_1 + h_2) + \gamma_2 h_3]\lambda_{a_1}$
$\sigma_{a_4} = [q_1 + \gamma_1 (h_1 + h_2) + \gamma_2 (h_3 + h_4)]\lambda_{a_1}$
$\sigma'_{a_4} = [q_1 + \gamma_1 (h_1 + h_2) + \gamma_2 (h_3 + h_4)]\lambda_{a_2}$
$\sigma_{a_5} = [q_1 + \gamma_1 (h_1 + h_2) + \gamma_2 (h_3 + h_4) + \gamma_3 h_5]\lambda_{a_2}$
$\sigma'_{a_5} = [q_1 + \gamma_1 (h_1 + h_2) + \gamma_2 (h_3 + h_4) + \gamma_3 h_5]\lambda_{a_3} - 2c\,tg(45° - 0.5\varphi_3)$
$\sigma_{a_6} = [q_1 + \gamma_1 (h_1 + h_2) + \gamma_2 (h_3 + h_4) + \gamma_3 h_5 + \gamma_4 h_6]\lambda_{a_4} - 2c\,tg(45° - 0.5\varphi_3)$
$\sigma'_{a_6} = [q_2 + \gamma_1 (h_1 + h_2) + \gamma_2 (h_3 + h_4) + \gamma_3 h_5 + \gamma_4 h_6]\lambda_{a_5}$

Рис. 5

7.3. Сооружения причальных набережных гравитационного типа по условиям допустимой неравномерности осадок следует проектировать с таким расчетом, чтобы равнодействующая нагрузок не выходила из ядра сечения подошвы. Это условие определяется формулами

$$a \geqslant \frac{b}{3} \qquad (27)$$

или

$$e \leqslant \frac{b}{6} \ . \qquad (28)$$

Допускается выход равнодействующей нагрузок из ядра сечения при увеличенном эксцентриситете для сооружений на скальном основании до $e \leqslant \frac{b}{4}$, на основаниях из плотных грунтов только при расчете на особые сочетания нагрузок и воздействий до $e \leqslant \frac{b}{5}$.

В формулах (27) и (28):

a – расстояние от передней грани сооружения до точки приложения равнодействующей нагрузок, определяемое по формуле

$$a = \frac{M_у - M_о}{q} \ ; \qquad (29)$$

e – эксцентриситет приложения равнодействующей нагрузок,

$$e = 0{,}5\,b - a \ ; \qquad (30)$$

b – ширина подошвы сооружения ;

$M_у$ – момент удерживающих сил относительно рассматриваемого (переднего) ребра вращения ;

$M_о$ – момент опрокидывающих сил относительно рассматриваемого (переднего) ребра вращения ;

q – сумма вертикальных сил, действующих на подошву сооружения.

Примечание. К удерживающим силам следует относить все вертикальные силы, включая вертикальную составляющую активного давления грунта с учетом временных нагрузок.

7.4. Нормальные краевые напряжения по контакту подошвы сооружения и каменной постели при соблюдении условий /27/ и /28/ /см.рис.7а/ определяются по формуле внецентренного сжатия

$$\sigma_{\frac{max}{min}} = \frac{q}{b}\left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{b}\right) \leq [\sigma_к] \quad , \qquad /31/$$

при несоблюдении условий /27/ и /28/ /см.рис.7б/ по формуле

$$\sigma_{max} = \frac{2q}{3a} \leq [\sigma_к] \quad , \qquad /32/$$

где σ_{max} и σ_{min} – максимальные и минимальные нормальные краевые напряжения в каменной постели на контакте с подошвой сооружения;

$[\sigma_к]$ – допускаемое давление на каменную постель, назначаемое в зависимости от марочной прочности камня с учетом его водонасыщенности.

При проведении расчетов прочности каменной постели допускается пользоваться данными таблицы 9 приложения I.

Остальные обозначения по п. 7.3.

7.5. Нормальные краевые напряжения по контакту каменной постели с грунтом основания определяют из условия передачи нагрузок через каменную наброску под углом 45^0 по формуле

$$\sigma'_{\frac{max}{min}_i} = \sigma_{\frac{max}{min}} \frac{b'}{b' + 2h_n} + h_n \gamma_к \leq [\sigma_г] \quad , \qquad /33/$$

где σ'_{max} и σ'_{min} – максимальные и минимальные краевые нормальные напряжения в грунте основания на контакте с каменной постелью;

$в'$ – расчетная ширина, по которой передается давление от сооружения на постель. При соблюдении условий /27/ и /28/ – $в' = в$, при несоблюдении этих условий – $в' = 3а$;

$\gamma_к$ – объемный вес каменной постели;

$[\sigma_г]$ – допускаемое давление на грунт основания, принимаемое по инженерно-геологическим отчетам.
В стадии проектного задания допускается принимать величину $[\sigma_г]$ по таблице 9, приложения 1 ;

$h_п$ – толщина каменной постели;

$\sigma_{\frac{max}{min}}$ – по п. 7.4.

7.6. Толщина каменной постели определяется из условия допускаемого давления на грунт основания по формуле:

$$h_п \geq \frac{2[\sigma_г] - \gamma_к в'}{4\gamma_к} - \sqrt{\left(\frac{2[\sigma_г] - \gamma_к в'}{4\gamma_к}\right)^2 - \frac{в'(\sigma'_{max} - [\sigma_г])}{2\gamma_к}}, \quad /34/$$

где все обозначения принимаются по п.7.5.

7.7.Устойчивость гравитационных причальных набережных на опрокидывание следует проверять только в случае выхода равнодействующей нагрузок из ядра сечения, по формуле:

$$K_0 M_0 \leq M_y \quad /35/$$

где K_o – коэффициент запаса на опрокидывание, принимаемый по таблице 4;

M_o и M_y – опрокидывающий и удерживающий моменты по п. 7.3 с учетом примечания.

Примечание. Для уголковых стенок с внешней анкеровкой проверка устойчивости на опрокидывание не производится.

7.8. Устойчивость гравитационных причальных набережных по схеме плоского сдвига по контакту стенки с каменной постелью следует определять по формуле:

$$k_c E \leq g \cdot f \quad , \qquad /36/$$

где k_c – коэффициент запаса устойчивости при плоском сдвиге, принимаемый по строке I таблицы 4;

E – сумма горизонтальных сил, действующих на сооружение;

g – по п. 7.3;

f – коэффициент трения подошвы сооружения по постели, который может приниматься равным 0,5.
В особо ответственных случаях значение рекомендуется определять экспериментальным путем.

7.9. Устойчивость гравитационных причальных набережных по схеме плоского сдвига вместе с постелью следует определять по формулам:

а/ для случая постели заглубленной в грунт основания /см.рис.6 а/

$$k_c E \leq (g^{I} + g^{II} + g^{III}) f_r + E_p^{I} \quad , \qquad /37/$$

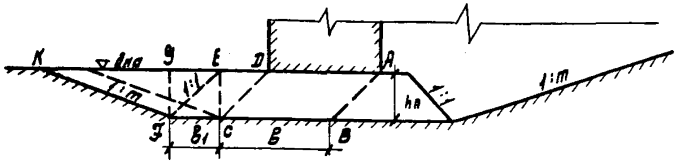
где g^{I} – часть веса сооружения и вес каменной постели в контуре АВСД, передающие давление на грунт в плоскости подошвы постели на участке СВ. Величина нагрузки g^{I} в случае расположения равнодействующей нагрузок от сооружения в ядре сечения /см.рис.7 а/ определяется по формуле

$$g^{I} = \frac{0{,}5\,b^{2}(\sigma'_{max}+\sigma'_{min})+2b\,h_{n}\sigma'_{max}}{2h_{n}+b}\,, \qquad /38/$$

в случае выхода равнодействующей нагрузок от сооружения из ядра сечения /см.рис. 7б/ определяется по формуле

$$g^{I} = \frac{b(3a+2t)\sigma'_{max}-0{,}5\,b^{2}(\sigma'_{max}-\sigma'_{min})}{3a+2t}\,, \qquad /39/$$

а/ Постель, заглубленная в грунт основания



б/ Постель на поверхности грунта основания

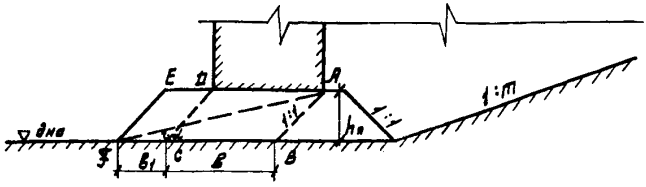
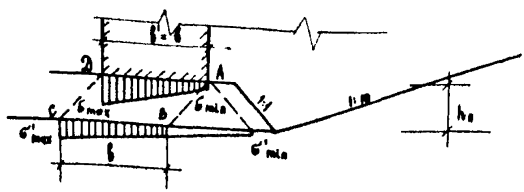


Рис. 6

а/ Равнодействующая нагрузок приложена в ядре сечения подошвы сооружения



б/ Равнодействующая нагрузок выходит из ядра сечения подошвы сооружения

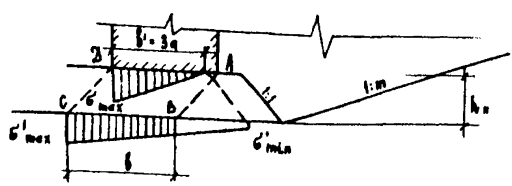


Рис. 7.

$g^{II} = b_1 h_n \gamma_к$ – вес постели в контуре $CDEF$;

$g^{III} = 0{,}5 h_n^2 \gamma_з$ – вес засыпки в контуре EFG ;

f_r – коэффициент трения каменной постели по грунту основания, принимаемый на основе экспериментальных данных.
В стадии проектного задания допускается принимать $f_r = tg\,\varphi_r$;

E_p^I – удерживающая горизонтальная сила от грунта засыпки в контуре GFK , определяемая по формуле

$$E_p^I = 0{,}5\, h_n^2 \gamma_з\, m \frac{1+mf_r}{m-f_r} \quad ;$$

m – заложение откоса котлована;

$\gamma_к$ и $\gamma_з$ – объемные веса каменной наброски и засыпки;

б/ для случая постели на поверхности грунта основания /без заглубления в грунт, см. рис. 6 б/:

по плоскости BF по формуле /37/, при $g^{IV}=0$ и $E_p^I=0$;

по наклонной плоскости AF по формуле

$$kE' \leq g' f_к \quad , \qquad /41/$$

где $f_к$ – коэффициент внутреннего трения каменной наброски, который допускается принимать:

$$f_к = tg\varphi_к = tg\,45^\circ = 1{,}0 \;;$$

g' – сумма проекций сил, действующих выше плоскости сдвига AF на нормаль к этой плоскости,

$$g' = (g + g^{IV})\cos\alpha - E\sin\alpha \;; \qquad /42/$$

E' – сумма проекций на плоскость сдвига AF сил, действующих выше этой плоскости,

$$E' = (g + g^{IV})\sin\alpha + E\cos\alpha \;; \qquad /43/$$

E и g – по п. 7.8;

g^{IV} – вес части постели в контуре AEF;

α – угол между подошвой стенки и плоскостью сдвига.

7.10. При расчете гравитационных сооружений на общую устойчивость по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения критический центр кривой скольжения следует находить, рассматривая системы кривых, проходящих через тыловое ребро подошвы стенки и через тыловой конец постели из каменной наброски /см.рис.8/.

Рекомендуется в пределах ширины стенки собственный вес сооружения и вес материала засыпки над ним приводить к эпюре вертикальных сил по формулам /29/ - /32/ пп. 7.3 и 7.4, исключив действие горизонтальных нагрузок, т.е., принимая в формуле /29/ $M_o = 0$.

Эксплуатационную нагрузку на территории причала следует располагать в соответствии со схемой, рис. 8.

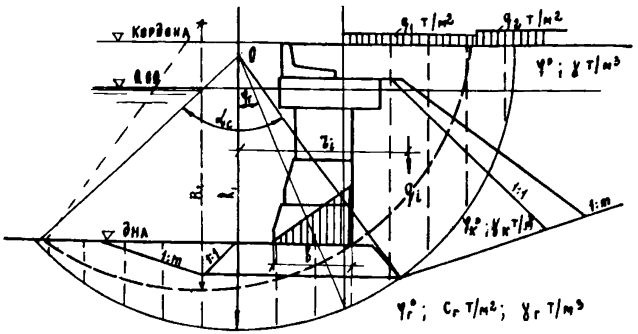


Рис. 8.

8. Общие указания по расчету причальных набережных уголкового профиля.

8.1. Уголковые набережные с внутренней анкеровкой и контрфорсного типа рассчитываются при 2 случаях загружения территории причала /см.рис.9/.

I случай – временная нагрузка располагается над сооружением до линии кордона или до линии возможного загружения по технологическим условиям работы крановых механизмов. При таком расположении нагрузки рассчитывается устойчивость сооружения на плоский сдвиг по постели и вместе с постелью, толщина постели, контактные напряжения в постели и грунте, а также усилия для расчета прочности и трещиностойкости элементов конструкций.

2 случай - нагрузка располагается по указаниям п. 7.10 для расчета общей устойчивости сооружения.

8.2. Активное давление грунта с учетом временных нагрузок, расположенных на территории причала, определяется в соответствии с указаниями пп. 6.3 - 6.6. При этом, трение материала засыпки по расчетной тыловой плоскости стенки принимается в следующем размере:

а/ угол трения материала засыпки по железобетонной тыловой поверхности лицевой плиты или тыловой поверхности контрфорса - в размере $\delta = 0{,}3\,\varphi$,

б/ угол трения материала засыпки по условной наклонной тыловой плоскости стенки в грунте засыпки /по плоскости восприятия распорного давления/ в размере $\delta = \varphi$.

8.3. В уголковых стенках с внешней и внутренней анкеровкой за расчетную плоскость лицевой тавровой панели рекомендуется принимать, в случае расположения центра тяжести сечения в плите, тыловую плоскость лицевой панели, в случае расположения центра тяжести в ребре, - плоскость, проходящую через центр тяжести таврового сечения.

В контрфорсных стенках расчетной плоскостью является тыловая плоскость лицевой железобетонной плиты.

8,4. При расчете устойчивости уголковых стенок и прочности их основания углы наклона к вертикали плоскости восприятия распора в засыпке " α " и плоскости обрушения " β " рекомендуется определять:

а/ при нагрузке, расположенной на сооружении - случай I /см. пп. 8.I и 9.I/ по указаниям п. 6.5, по формуле /I3/,

б/ при нагрузке, расположенной за сооружением, случай 2 /см.п. 9.I/, по указаниям п. 6.5, по формуле/II/.

8.5. При расчетах уголковых стенок горизонтальную составляющую швартовного усилия следует учитывать и распре-

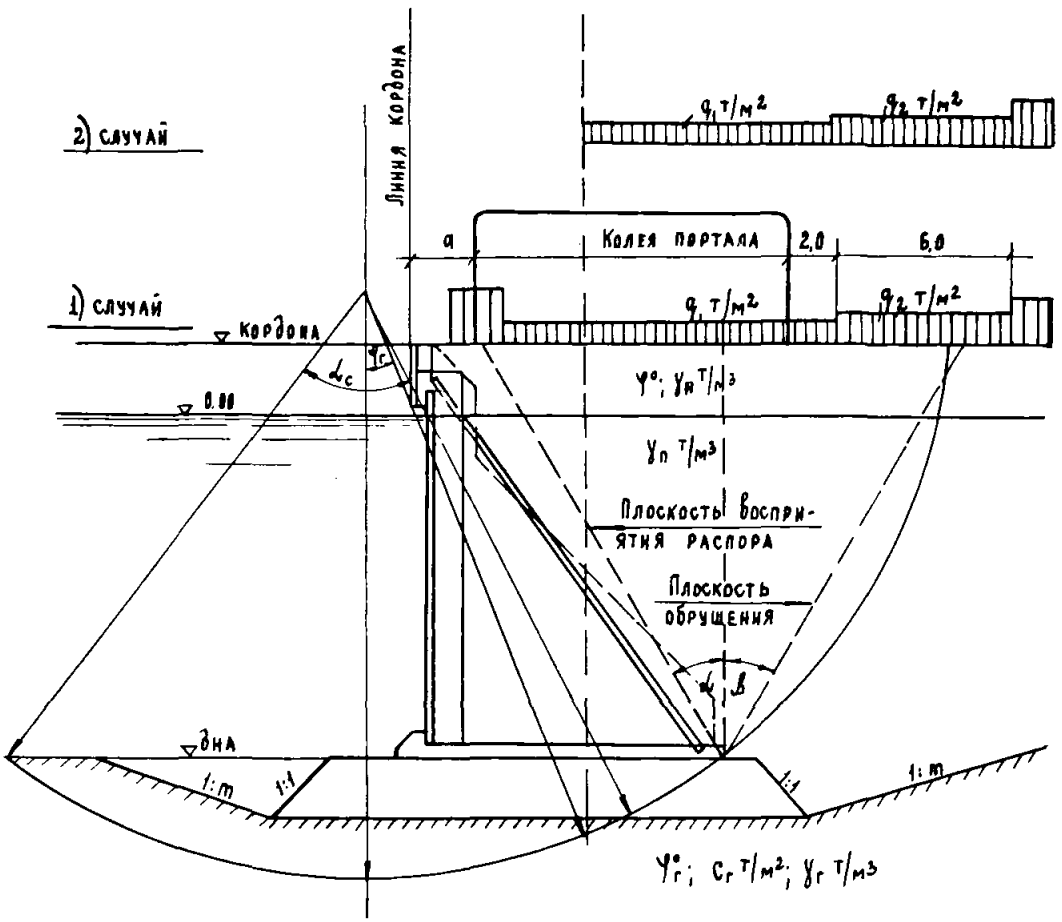

2) случай
Линия кордона
q, т/м²
q₂ т/м²
a
Колея портала
2,0
6,0
1) случай
кордона
q, т/м²
q₂ т/м²
φ°; γн т/м³
0.00
γп т/м³
Плоскость восприятия распора
Плоскость обрушения
α
β
дна
1:m
1:1
1:1
1:m
φ°г; Cг т/м²; γг т/м³

Рис. 9

делять на длине вдоль кордона, равной сумме длин панелей, омоноличенных с тумбовым массивом. Распределение швартовного усилия оголовком на следующие элементы должно быть обосновано расчетом.

8.6. Лицевая плита в уголковых стенках с внешней и внутренней анкеровкой рассчитывается на нагрузку от активного давления грунта с учетом временных нагрузок в двух направлениях, как балки на двух опорах с консолями. В вертикальном направлении опорами служат анкер и упор на пороге фундаментной плиты, в горизонтальном - ребра тавров.

При расчете плиты в вертикальном направлении горизонтальную составляющую швартовного усилия нормальную к линии кордона следует учитывать при определении усилий в наданкерной консоли и не учитывать при определении изгибающего момента в пролете.

Величину коэффициента снижения изгибающего момента "к" в пролете лицевой панели за счет ее деформации и перемещения при расчете в вертикальном направлении рекомендуется принимать по таблице 5.

Таблица 5

для глубин у причала H	к
H ≥ 9,75 м	I,20
7,25м<H < 9,75 м	I,I0
H ≤ 7,25 м	I,0

При расчете плиты в горизонтальном направлении рекомендуется по высоте сооружения, в соответствии с эпюрой распора, выделять характерные расчетные сечения шириной I м и загружать горизонтальные балки равномерной нагрузкой, равной средней интенсивности по эпюре распора для выделенного сечения.

9. Указания по расчету уголковых набережных с внешней анкеровкой.

9.I. Уголковые набережные с внешней анкеровкой рассчитываются при 4 случаях загружения территории причала /см. рис.I0/:

I случай - временная нагрузка располагается над сооружением до линии кордона или линии возможного загружения (по технологическим условиям работы крановых механизмов). При таком расположении нагрузки определяются усилия для расчета лицевой плиты и анкерной тяги, положение равнодействующей нагрузок в подошве сооружения, контактные напряжения в постели и грунте, толщина постели.

2 случай - временная нагрузка располагается за сооружением. В этом случае проверяется устойчивость сооружения на плоский сдвиг по постели и вместе с постелью.

3 случай - временная нагрузка располагается над стенкой в пределах призмы обрушения на лицевую плиту и за плоскостью обрушения, проведенной из верхней точки анкерной опоры.

При таком положении нагрузки рассчитываются анкерные устройства.

4 случай - нагрузка располагается по указаниям п.7.I0 для расчета сооружения на общую устойчивость по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения.

9.2. Расчеты устойчивости уголковых стенок с внешней анкеровкой на плоский сдвиг, расчеты по определению нормальных контактных напряжений и толщины постели производятся по указаниям пп. 7.2 ÷ 7.9, 8.2 ÷ 8.5 с учетом дополнительных указаний:

при определении положения равнодействующей нагрузок по формуле /29/ удерживающий момент M_y включает в себя удерживающие моменты от вертикальных сил M_g и от усилия в анкере M_{ka}, т.е. $M_y = M_g + M_{ka}$,

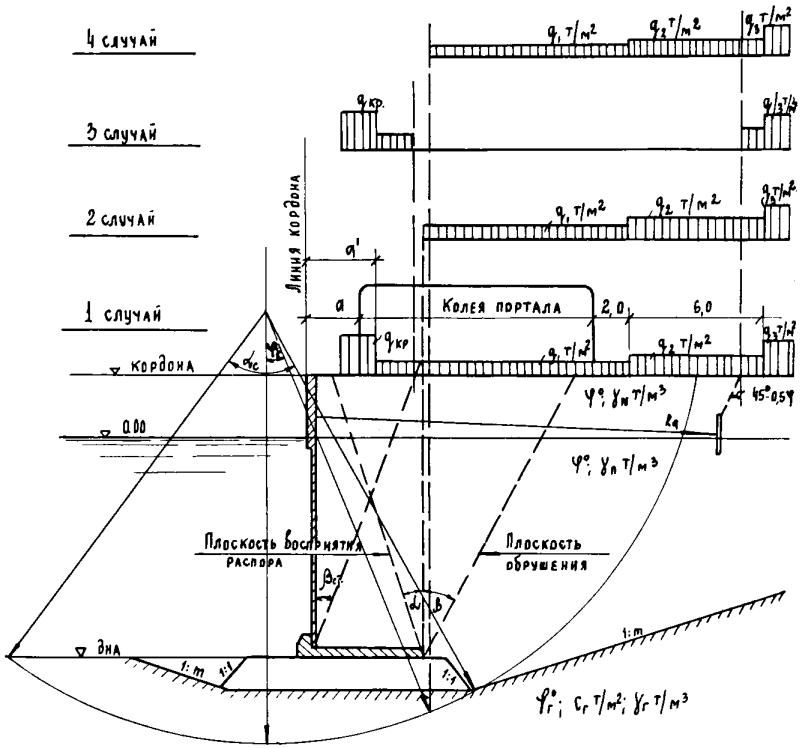

4 случай
3 случай
2 случай
1 случай
q_1 т/м²
q_2 т/м²
q_3 т/м²
$q_{кр}$
Линия кордона
a'
a
Колея портала
2,0
6,0
кордона
0,00
$\varphi°$; $\gamma_н$ т/м³
$\varphi°$; $\gamma_п$ т/м³
45°-0,5φ
Плоскость восприятия распора
Плоскость обрушения
дна
1:m
1:1
$\varphi°_г$; $c_г$ т/м²; $\gamma_г$ т/м³

Рис. 10

При определении устойчивости сооружения на плоский сдвиг в формулах /36/, /37/, /42/ и /43/ в величину суммы горизонтальных сил E включается усилие в анкере, т.е. $E = E_x - E_{Ra}$, где E_x – сумма горизонтальных сил от давления грунта с учетом временных нагрузок, E_{Ra} – усилие в анкере.

9.3. Определение усилий, действующих в лицевой плите, производится по указаниям п.п. 8.2 а/, 8.5 и 8.6.

9.4. Для определения изгибающего момента в фундаментной плите рекомендуется метод, основанный на переходном эквиваленте с кладкой из обычных бетонных массивов.

В качестве эквивалентного принимается массив из бетона марки 100. При этом принимается соотношение наибольшего размера в плане к его высоте, равное $\mathcal{L} : h = 4:1$.

Изгибающий момент, действующий на одном погонном метре ширины фундаментной плиты, определяется по формуле:

$$M = \frac{\gamma R_p W_o}{k} \quad тм, \qquad /44/$$

где $\gamma = 1{,}75$ – коэффициент перехода к упруго-пластическим характеристикам бетона для прямоугольного сечения;

$R_p = 100$ т/м² – предел прочности при осевом растяжении для бетона марки 100;

k – коэффициент запаса прочности бетонных конструкций, назначаемый по табл. 6 СН 55-59;

$W_o = \frac{h_э^2}{6}$ м³ – упругий момент сопротивления сечения эквивалентного массива, шириной 1 м и высотой $h_э = \frac{\ell}{4}$, где ℓ – длина эквивалентного массива или размер фундаментной плиты в плоскости действия изгибающего момента.

9.5. Растягивающее усилие в анкерной тяге определяется как опорная реакция из расчета лицевой плиты в вертикальном направлении, при этом нагрузки учитываются в соответствии с указаниями п.п. 8.5 и 9.I, случай I.

9.6. Расчет уголковых стенок с внешней анкеровкой на общую устойчивость следует производить в соответствии с указаниями п. 7.I0, при этом, в случае пересечения анкерной тяги плоскостью скольжения, следует учитывать со своим знаком момент вращения анкерного усилия относительно центра, кривой вращения.

I0. Указания по расчету уголковых набережных с внутренней анкеровкой.

I0.I. Расчеты устойчивости уголковых набережных с внутренней анкеровкой на плоский сдвиг и общую устойчивость, расчеты по определению толщины постели и нормальных контактных напряжений производятся по указаниям п.п. 7.2 ÷7.I0 и 8.I÷8.5.

I0.2. Изгибающие моменты и поперечные силы, действующие в лицевой плите уголковой набережной с внутренней анкеровкой, определяются из расчетов, произведенных в соответствии с указаниями п.п. 8.I, 8.2.а, 8.3, 8.5 и 8.6.

I0.3. Усилия, действующие в фундаментной плите, допускается определять любыми обоснованными методами расчета, в том числе допускается определять по теории упругости способом Б.Н. Жемочкина, с учетом боковой нагрузки от грунта засыпки за стенкой и неравномерности планировки постели.

I0.4. Растягивающее усилие в анкерной тяге определяется как опорная реакция из расчета лицевой плиты в вертикальном направлении. Изгибающий момент, возникающий от действия давления грунта и собственного веса, допускается определять любыми обоснованными методами.

10.5. Лицевая плита в вертикальном направлении рассчитывается на внецентренное сжатие, в горизонтальном - на изгиб. Анкерная тяга рассчитывается на растяжение с изгибом.

11. Указания по расчету уголковых набережных контрфорсного типа.

11.1. Расчеты устойчивости уголковых стенок контрфорсного типа на плоский сдвиг и общую устойчивость, расчеты по определению нормальных контактных напряжений и толщины постели производятся по указаниям п.п. 7.2-7.10 и 8.1-8.5.

11.2. Лицевая плита контрфорсной стенки рассчитывается на нагрузку от активного давления, с учетом разгружающего влияния боковых поверхностей контрфорсов за счет трения о них призмы обрушения.

При этом рекомендуется эпюру распорного давления строить в соответствии с указаниями п. 8.2 а/ и вычитать из нее треугольную эпюру с вершиной на территории причала и основанием, равным: в конструкциях при расстоянии между контрфорсами $\approx$ 4 м - 20% от нижней ординаты эпюры, построенной по п. 8.2 а/; в конструкциях при расстоянии между контрфорсами $\approx$ 2 м - 30% от нижней ординаты эпюры распора.

Лицевая плита работает в горизонтальном направлении, передавая распорное давление на опоры - контрфорсы. При одном контрфорсе она рассчитывается как консольная балка, при двух контрфорсах - как неразрезная плита с консолями.

Рекомендуется по высоте сооружения выделять характерные сечения плиты шириной 1 м с равномерной нагрузкой, равной средней интенсивности по эпюре распора для выделенного сечения.

II.3. Контрфорс рассчитывается как консольная балка на нагрузку от горизонтальной составляющей швартовного усилия перпендикулярную кордону, учитывая указания п. 8.5, и на нагрузку от распора, который определяется по указаниям п. 8.2 б/.

Нагрузка на контрфорс собирается через лицевую плиту с ширины, равной сумме прилегающих полупролетов.

II.4. Фундаментную плиту рекомендуется рассчитывать с учетом неполного соприкосновения поверхности подошвы и постели на суммарную нагрузку от реактивного давления постели снизу (нормальные контактные напряжения) и от пригрузки сверху от собственного веса конструкции, веса засыпки и временных нагрузок.

Рекомендуется неплотность прилегания учитывать увеличением реактивных контактных напряжений от постели, условно исключив из расчета площадь фундаментной плиты в размере квадрата 0,5в x 0,5в, как показано на рис. II

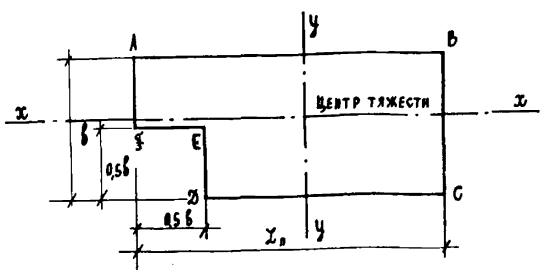


Рис. II

План сборного блока уголковой контрфорсной стенки

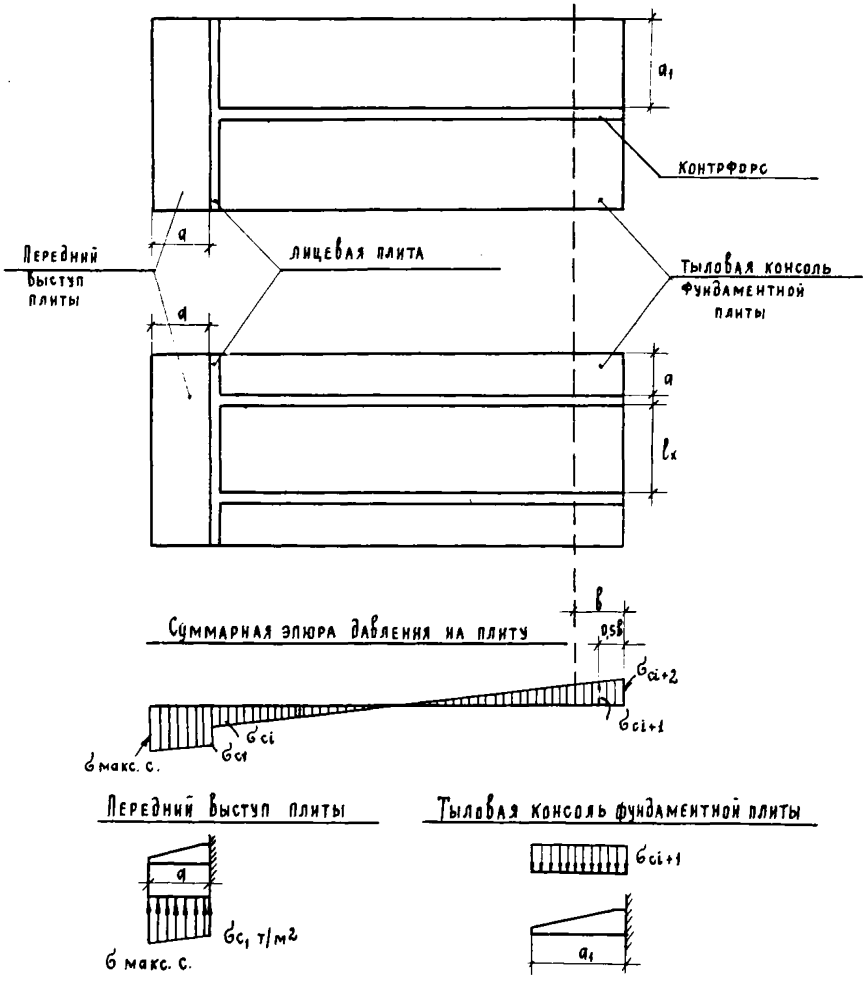


Рис. 12

В этом случае краевые контактные напряжения, с учетом пространственной работы, определяются по формуле:

$$\sigma_{\substack{max\\min}} = \frac{q}{F} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y} \quad , \qquad /45/$$

где σ_{max}, σ_{min} и q – по п.п. 7.3 и 7.4;

F – площадь плиты в контуре $ABCDEF$ /см. рис. II/, по которой осуществляется контакт с постелью;

M_x и M_y – моменты от вертикальной составляющей равнодействующей всех нагрузок относительно соответствующих осей, проходящих через центр тяжести сечения фундаментной плиты в контуре $ABCDEF$ /см. рис. II/;

W_x и W_y – моменты сопротивления площади подошвы фундаментной плиты в контуре $ABCDEF$ относительно соответствующих осей.

При статическом расчете фундаментной плиты /см. рис. I2/ рекомендуется передний выступ рассчитывать как консольную балку, тыловую часть плиты при одном контрфорсе – как консольную балку, при двух контрфорсах как балку на двух опорах с консолями. При этом рекомендуется выделять сечения плиты шириной I м и загружать нагрузкой равной интенсивности по суммарной эпюре давления.

I2. Указания по расчету набережных из массивовой кладки.

I2.I. Набережные из массивовой кладки рассчитываются при 5 случаях загружения территории причала /см. рис. I3/:

I случай – временная нагрузка располагается за пределами стенки. При таком расположении нагрузки определяются устойчивость стенки на плоский сдвиг по постели, вместе с постелью и по швам кладки, проверяется положение равнодей-

ствующей нагрузок /эксцентриситет/ в подошве стенки и в швах кладки, а также в необходимых случаях, устойчивость на опрокидывание.

2 случай - временная нагрузка располагается над тыловой частью сооружения и распределяется на I/3 ширины массива предпоследнего курса кладки. Этот случай является наиболее невыгодным при проверке растягивающих напряжений со стороны акватории в шве основания верхнего курса массивов.

3 случай - временная нагрузка располагается над стенкой до линии кордона или линии возможного загружения по технологическим условиям работы крановых механизмов. В этом случае определяются нормальные напряжения в каменной постели на контакте с подошвой стенки и в грунте основания на контакте с каменной постелью, определяется толщина постели, а также усилия в лицевой стенке надстройки.

4 случай - временная нагрузка располагается за пределами надстройки над тыловой частью сооружения. Этот случай является расчетным для определения устойчивости надстройки.

5 случай - по п. 7.10 при расчете общей устойчивости сооружения по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения.

12.2. Распорное давление на массивовую стенку от грунта и временных нагрузок определяется в соответствии с указаниями пп. 6.3 ÷ 6.6, с учетом трения материала засыпки по тыловой плоскости стенки /по плоскости восприятия распора/ в следующем размере:

а/ угол трения грунта засыпки по грунту в пределах высоты надстройки принимается равным углу внутреннего трения материала засыпки, т.е. $\delta = \varphi$;

б/ угол трения каменной наброски по тыловой поверхности бетонных массивов, в пределах высоты разгрузочной призмы, принимается в размере $\delta = 0{,}5\,\varphi_к$, где $\varphi_к$ - угол внутреннего трения каменной наброски;

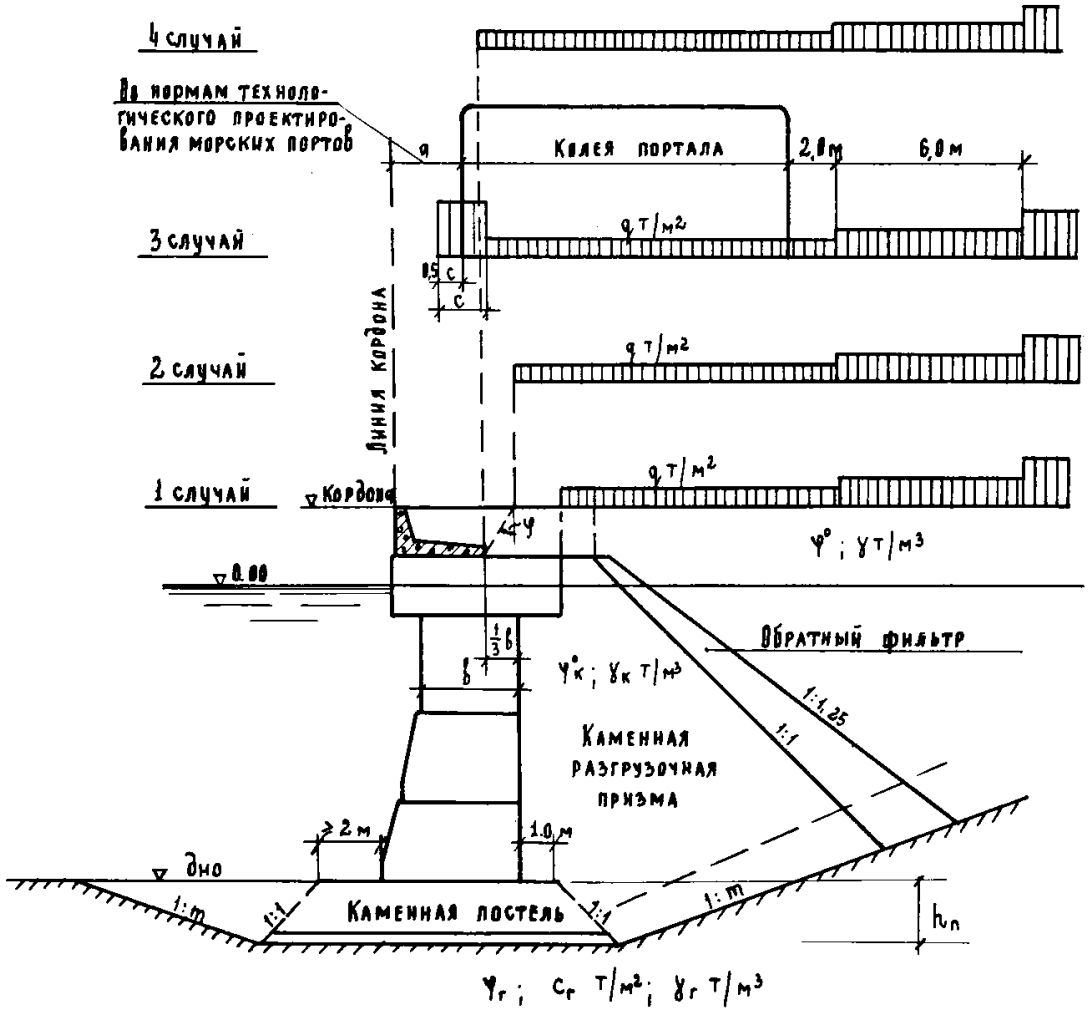

4 случай
По нормам технологического проектирования морских портов
q
Колея портала
2,0 м
6,0 м
3 случай
q т/м²
0,5 с
с
Линия кордона
2 случай
q т/м²
1 случай
q т/м²
Кордон
φ
φ°; γ т/м³
0,00
Обратный фильтр
1/3 b
b
φ°к; γк т/м³
1:1,25
1:1
Каменная разгрузочная призма
≥ 2 м
1,0 м
Дно
1:m
1:1
Каменная постель
1:1
1:m
hп
φг; сг т/м²; γг т/м³

Рис. I3

в/ угол трения материала засыпки по тыловой поверхности бетонных массивов за счет ограниченного простирания слоя каменной отсыпки принимается в величине $\delta = 0$.

12.3. В пределах высоты надстройки угол наклона плоскости восприятия распора α в грунте засыпки и соответствующее ему значение угла обрушения β определяются в соответствии с указаниями п. 6.5.

Примечание. При надстройках, высотой до 3 м и временной нагрузке $q \geq 3$ т/м2, плоскость восприятия распора вертикальна и угол обрушения β вычисляется при $\alpha = 0$ и $\vartheta = 0$.

12.4. В пределах каменной разгрузочной призмы угол наклона плоскости обрушения β определяется по формуле /11/. Формула /12/ коэффициента " ϑ " в данном случае принимает вид:

$$\vartheta = \frac{2 a q_0}{H_1 (H_1 \gamma_к + 2 q_0)} , \qquad /46/$$

где a - длина экранирующего свеса верхнего курса массивов;

q_0 - равномерно распределенная нагрузка от давления грунта и временной нагрузки на отметке подошвы верхнего экранирующего курса массивов;

H_1 - расстояние от дна до подошвы верхнего экранирующего курса массивов.

12.5. В пределах каменной разгрузочной призмы эпюра активного давления строится по указаниям п. 6.6. Ординаты $\Delta \sigma_i$ дополнительного давления от пригрузки грунта за счет неполноты простирания каменной наброски в соответствии с формулой /14/ и рис. 14 вычисляются по формулам

в точке А' $$\Delta \sigma_1 = \frac{(q + h_1 \gamma_1)(\lambda_{гг} - \lambda_{гк}) \vartheta'_0}{\Delta h'} , \qquad /47/$$

в точке Б' $$\Delta \sigma_2 = \frac{(q + h_1 \gamma_1 + \vartheta'_0 \gamma_1)(\lambda_{гг} - \lambda_{гк}) \vartheta'_0}{\Delta h'} , \qquad /48/$$

в точке А $$\Delta\sigma_3' = \frac{(q + h_1\gamma_1 + s_0'\gamma_1)(\lambda_{xr} - \lambda_{xk})s_0}{\Delta h}, \qquad /49/$$

в точке Б $$\Delta\sigma_4' = \frac{[q + h_1\gamma_1 + h_2\gamma_1 + (s_0 + s_0' - h_2)\gamma_2](\lambda_{xr} - \lambda_{xk})s_0}{\Delta h}, \qquad /50/$$

где $$s_0' = \frac{(h_2 + h_3)\,tg\beta_k - a_1}{1 + tg\beta_k}, \qquad /51/$$

$$s_0 = \frac{H_2\,tg\beta_k - (a + a_1 + s_0')}{1 + tg\beta_k} \qquad /52/$$

Все обозначения принимаются по рис. I4.

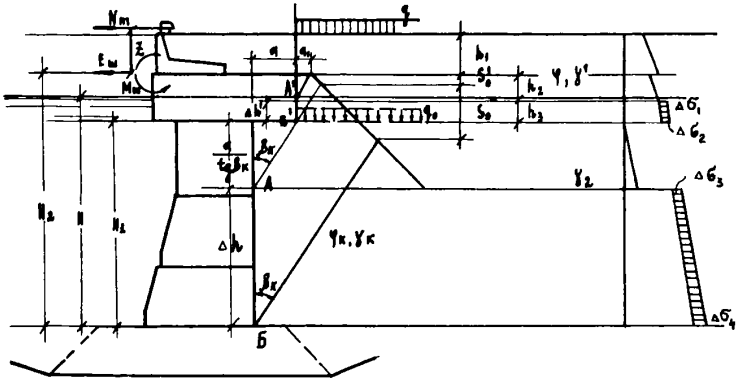


Рис. I4

I2.6. При расчетах устойчивости сооружения по основанию и швам кладки горизонтальную составляющую швартовного усилия, нормальную к линии кордона, следует переносить в основание надстройки, учитывая при этом возникающий момент от пары сил.

Силу следует распределять равномерно по всей длине секции. На один погонный метр причала действует сила

$$E_{ш6} = \frac{N_m}{\mathcal{L}} \quad . \qquad /53/$$

Момент от пары сил следует распределять по длине тумбового массива с открылками и ниже по швам кладки, как показано на рис. I5. В зависимости от рассматриваемого сечения, по основанию или шву кладки, величина момента от пары сил на I погонный метр является переменной. Для i -го сечения на I погонный метр она определяется по формуле

$$M_{ш6} = \frac{N_m z}{l_i} \quad . \qquad /54/$$

В формулах /53/ и /54/:

N_m - по п. I2.7;

$\mathcal{L}$ - длина секции;

l_i - длина, на которой распределяется швартовная нагрузка в i -ом шве /см.рис.I5/;

z - плечо пары сил, равное расстоянию, на которое переносится сила /см. рис.I5/.

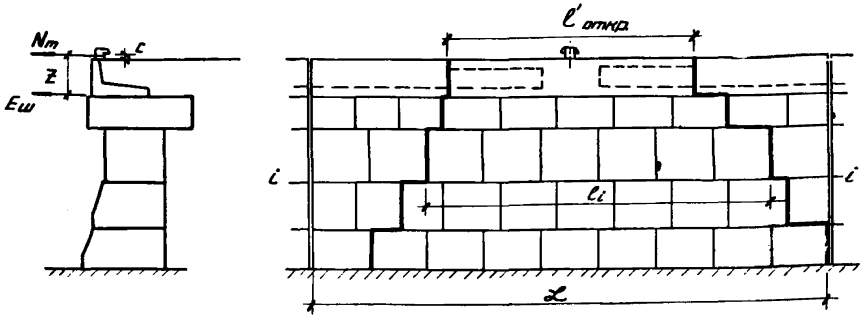


Рис.I5

I2.7. Расчет устойчивости надстройки на скольжение производят на равнодействующую горизонтальных составляющих нагрузок, определяемую по формуле

$$R_{гор.} = \sqrt{T_m^2 + (N_m + E_a\mathcal{L})^2}\ , \qquad /55/$$

где T_m и N_m – продольная и нормальная горизонтальные составляющие швартовного усилия, определяемые в соответствии с СН I44-60;

$E_a\mathcal{L}$ – горизонтальная составляющая активного давления грунта с учетом временных нагрузок на длине секции $\mathcal{L}$.

I2.8. Расчет устойчивости сооружения и отдельных его частей по швам кладки, определение толщины постели и контактных нормальных напряжений в подошве сооружения и швах следует производить в соответствии с указаниями п.п. 7.2-7,9 и I2.I-I2.6.

Примечания: I. Коэффициент трения бетона по бетону рекомендуется назначать:
а/ при сдвиге в состоянии естественной влажности – $f = 0,6$, б/ при сдвиге во влажном состоянии – $f = 0,5$.

2. Следует производить проверочный расчет по определению устойчивости на плоский сдвиг при максимальном уровне воды.

3. При определении нормальных краевых напряжений в шве основания верхнего курса массивов швартовную нагрузку учитывать не следует.

I2.9. При определении усилий, действующих в консольном свесе верхнего курса массивов, рекомендуется плечо консоли принимать увеличенным на I/3 ширины нижележащего опорного массива (см. рис. I6).

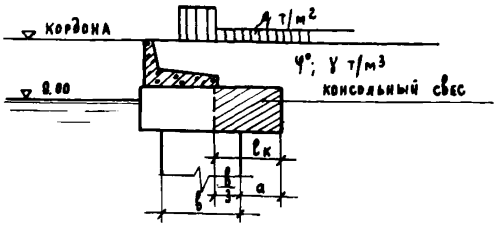


Рис.I6

Расчет прочности консольного свеса массива должен производиться по ослабленному ключевыми отверстиями сечению.

I2.I0. Лицевую плиту железобетонной надстройки следует рассчитывать в соответствии с указаниями п. 6.II.

I2.II. Расчет массивовой стенки на общую устойчивость по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения следует производить в соответствии с указаниями п. 7.I0.

I3. Общие указания по расчету набережных типа больверк с анкеровкой в одном уровне

I3.I. Настоящий раздел указаний распространяется на расчет гибких больверков из металла и железобетона и железобетонных больверков из элементов повышенной жесткости - цилиндрических оболочек диаметром I-2 м и крупнопанельных тавровых элементов.

Примечание. Критерий повышенной жесткости и соответствующие ему и гибким стенкам расчетные схемы устанавливаются в соответствии с рекомендациями пп. I3.5÷I3.8.

I3.2. Расчет набережных типа больверк с анкеровкой в одном уровне следует производить с применением соответствующих причине потери устойчивости коэффициентов запаса, назначаемых в зависимости от класса капитальности и сочетания нагрузок и воздействий по таблице 6.

Таблица 6

	Причина потери устойчивости	Допускаемые коэффициенты запаса устойчивости при классе капитальности сооружения					
		II		III		IУ	
		и сочетаниях нагрузок и воздействий					
		основные	особые	основные	особые	основные	особые
I	Потеря устойчивости неполностью защемленной лицевой стенки больверков при повороте вокруг точки закрепления анкера, потеря устойчивости анкерной стенки заанкерованных больверков и потеря устойчивости анкерующего массива грунта за лицевой стенкой заанкерованного больверка (глубинный плоский сдвиг)	I,5	I,35	I,45	I,30	I,40	-
2	Потеря устойчивости анкерных плит	2,0	I,8	I,9	I,7	I,8	I,6

I3.3. Расчет лицевых и анкерных стенок, а также анкерных плит больверков производится на суммарную нагрузку от активного и пассивного давления грунта, с учетом эксплуатационных нагрузок на территории причала.

Эпюры активного и пассивного давления строятся в соответствии с указаниями п.п. 6.3 и 6.9. При этом в призме распора угол трения материала засыпки и грунта по расчетной плоскости лицевой стенки больверка, анкерной стенке и анкерной плите следует принимать в размере $\delta = 0$.

Угол трения грунта по расчетной плоскости в призме выпора следует принимать в следующем размере:

а/ угол трения по расчетной плоскости лицевой стенки больверка при расчете по методу Соколовского В.В. и Голушкевича С.С. /см. п. 6.7/ - в размере $\delta = \varphi$, но не более 30°, при расчете по теории Кулона - в размере $\delta = 0{,}75\,\varphi$;

б) угол трения грунта по анкерной стенке - в размере $\delta = 0{,}333\,\varphi$;

в) угол трения грунта по анкерной плите - в размере $\delta = 0$.

Примечания: I. Трение грунта призмы обрушения по лицевой стенке при расчете ее устойчивости на поворот допускается принимать в величине, характеризуемой углом $\delta = 0{,}5\,\varphi$.

2. Угол трения грунта по анкерной плите в призме выпора допускается принимать в размере $\delta = 0{,}333\,\varphi$.

3. Пассивное сопротивление призмы замененного грунта основания перед больверком рекомендуется определять в соответствии с указаниями приложения 2.

I3.4. Заанкеренные стенки больверков рекомендуется рассчитывать графоаналитическим методом применительно к нагрузкам на I пог. м стенки с построением силового и веревочного многоугольников.

Расчетом определяются глубина погружения t, действующие в лицевой стенке на длине I пог. м усилия - изгибающий момент M, поперечная сила Q и анкерная реакция R_a.

I3.5. Расчетные схемы для заанкерованных стенок из железобетонных элементов следует принимать в зависимости от величины отношения $\frac{\delta}{t}$

где δ – высота приведенного железобетонного прямоугольного сечения стенки, определяемая по указаниям п. I3.6;

t – глубина погружения, рассчитанная в предположении полного защемления стенки.

При $\frac{\delta}{t} \leq 0{,}06$ стенку рекомендуется рассматривать как гибкую и рассчитывать как защемленную или частично защемленную по методу Блюма-Ломейера в соответствии с указаниями п. I3.7.

При $\frac{\delta}{t} > 0{,}06$ стенку рекомендуется считать повышенной жесткости и рассчитывать как свободно опертую в соответствии с рекомендациями п. I3.8.

Примечание. Больверки из металлического шпунта всегда рассчитываются по схемам гибких больверков.

I3.6. Высота приведенного сечения железобетонных элементов марки 300-400 определяется по формуле:

$$\delta = \sqrt[3]{\frac{12\,J}{b+\Delta}}\,, \qquad /56/$$

где J – момент инерции железобетонного элемента стенки;

b – размер элемента стенки в направлении линии кордона;
для оболочек – $b = D$, где D – диаметр, для таврового шпунта – $b = b_п$, где $b_п$ – ширина полки, для плоского шпунта b – размер элемента в направлении кордона;

Δ – проектный зазор между железобетонными элементами стенки.

Примечания: I. Для прямоугольного железобетонного шпунта приведенная высота сечения равна действительной, т.е. $\delta = h$.

2. В случае применения железобетонных элементов лицевых стенок с маркой бетона выше 400 в числителе формулы рекомендуется ввести множитель n , равный отношению модуля упругости бетона элемента к модулю бетона марки 300

$$\delta = \sqrt[3]{\frac{12\,J\,n}{b+\Delta}} \quad . \qquad /57/$$

I3.7. При расчете гибких стенок с полным защемлением замыкающая веревочного многоугольника в графоаналитическом расчете проводится через точку пересечения линии анкера с первым лучом из условия равенства изгибающих моментов в пролете и в заделке $M_{пр} = M_з$.

Примечание. При наличии в основании сооружения грунтов с резко различными физико-механическими характеристиками по сравнению с грунтами засыпки рекомендуется производить уточнение усилий, действующих в стенке, путем построения упругой кривой или проведения замыкающей веревочного многоугольника сил из условия:

$$M_{пр} = (I,I0 \div I,I5)\ M_з .$$

I3.8. При расчете стенок повышенной жесткости для определения усилий, замыкающая веревочного многоугольника в графоаналитическом расчете проводится через точку пересечения линии анкера с первым лучом, как касательная к точке перегиба кривой в грунте основания.

I3.9. Расчетную глубину погружения при полном защемлении из условия работы сооружения на устойчивость следует определять по формуле: $t = t_0 + \Delta t$, /58/

где t_o – глубина погружения лицевой стенки из графоаналитического расчета, принимаемая от дна до пересечения замыкающей с веревочным многоугольником в нижней его точке;

Δt – дополнительная глубина погружения на защемление, которая при расчете по методу криволинейных поверхностей скольжения определяется по формуле

$$\Delta t = \frac{E'_p}{2\left[(q_i + \Sigma \gamma_i h_i)\lambda'_p + c\lambda_c - \gamma t_o \lambda_a + 2c\,tg(45^\circ - 0{,}5\varphi)\right]}\ ; \qquad (59)$$

E'_p – равнодействующая обратного отпора по силовому многоугольнику из графоаналитического расчета;

λ_a, q_i, c и $\Sigma h_i \gamma_i$ – расчетные величины по п.6.3;

λ'_p и λ_c – коэффициенты пассивного давления по п. 6.7.

Примечание. При расчете по методу Кулона дополнительная глубина погружения определяется по формуле

$$\Delta t = \frac{E'_p}{2\left[(q_i + \Sigma \gamma_i h_i)\lambda_p k'_p + 2c\,tg(45^\circ + 0{,}5\varphi) - \gamma t_o \lambda_a + 2c\,tg(45^\circ - 0{,}5\varphi)\right]}\ , \qquad (60)$$

где $k'_p = 1$.

13.10. Расчетную глубину погружения лицевой стенки при частичном защемлении или свободном опирании (при $M_y < 0{,}5\,M_{пр}$) следует определять из условия устойчивости на поворот вокруг точки крепления анкера по формуле

$$k_y M_{пов.} \le M_y\ , \qquad (61)$$

где $M_{act.}$ – момент активных сил, поворачивающих стенку вокруг точки крепления анкера ;

M_y – момент пассивных сил, удерживающих стенку вокруг точки крепления анкера;

k_y – коэффициент запаса устойчивости, назначаемый по таблице 6.

Примечание. Величину и положение равнодействующих активных и пассивных сил следует определять по раздельным, а не суммарным эпюрам давления.

I3.II. В тех случаях, когда условие /6I/ не соблюдается, следует увеличивать глубину погружения стенки.

Рекомендуется дополнительную глубину погружения определять по формуле:

$$t_{доп} = \frac{M_{доп}}{(\sigma_{p,t} - \sigma_{a,t})\, h_t} , \qquad /62/$$

где $M_{доп}$ – дополнительный, удерживающий момент, необходимый для обеспечения устойчивости стенки;

$\sigma_{p,t}$ и $\sigma_{a,t}$ – ординаты пассивного и активного давления на глубине t, определяемые по формулам /4/, /5/,/I6/и/I7/;

t – глубина погружения, на которой не выполнено условие /6I/;

h_t – плечо, равное расстоянию от точки крепления анкера до сечения на глубине t.

I3.I2. Значение расчетного изгибающего момента в пролете лицевой стенки, действующего на один элемент, определяется по формуле

$$M = \frac{M_{max}}{k_c} (\beta + \Delta) , \qquad /63/$$

где $M_{max} = \eta \cdot x_{max}$ · – максимальный изгибающий момент в пролете из графоаналитического расчета;

η – полюсное расстояние силового многоугольника в масштабе сил из графоаналитического расчета;

x_{max} – максимальная ордината веревочного многоугольника в пролете в масштабе длин из графоаналитического расчета;

b и Δ – ширина и зазор по п. I3.6;

k_c – коэффициент, учитывающий снижение давления грунта на стенку за счет ее деформации и перемещения. Значение k_c рекомендуется принимать в зависимости от отношения $\frac{\delta}{l}$ по таблице 7, где:

δ – высота приведенного сечения, определяемая в соответствии с указаниями п.I3.6; $l = h + 0{,}667\, t_0$ – условный пролет, h – высота от анкера до дна, t_0 – глубина погружения, полученная из графоаналитического расчета, от дна до точки касания с веревочной кривой в нижней ее части.

Таблица 7

№№ пп	Засыпка за стенку	Значение Кс при		
		$\frac{\delta}{l} \le 0{,}04$	$0{,}04 < \frac{\delta}{l} < 0{,}10$	$\frac{\delta}{l} > 0{,}1$
I	Песок	I,35	I,20	I,0
2	Камень	I,50	I,35	I,0

Примечание. При определении значения M следует иметь в виду, что, если расчетная глубина погружения стенки из элементов повышенной жесткости, определенная из условия устойчивости стенки / по п. I3.I0/, будет превышать глубину t более, чем на 30%, расчетный момент, полученный по формуле /63/ следует увеличивать на I0%, а при увеличении глубины более чем на 40% - на I5%.

I3.I3. Значения изгибающего момента и поперечной силы в опорном сечении /в точке крепления анкерной тяги/ лицевой стенки, действующие на один элемент, определяются по формулам:

$$M = M_{on}(b + \Delta), \qquad /64/$$

$$Q = Q_{on}(b + \Delta), \qquad /65/$$

где $M_{on} = \eta x_{on}$ - изгибающий момент в уровне крепления анкера из графоаналитического расчета;

η - по п. I3.I2;

x_{on} - ордината веревочного многоугольника в уровне крепления анкера в масштабе длин из графоаналитического расчета;

$Q_{on} = R_a - \Sigma p$ - поперечная сила в уровне крепления анкера из графоаналитического расчета;

R_a - анкерная реакция по силовому многоугольнику из графоаналитического расчета;

Σp - величина наданкерной нагрузки активного давления;

b и Δ - ширина и зазор по п. I3.6.

I3.I4. Значение усилия в анкере и элементах его крепления следует определять по формуле:

$$R'_a = k_a R_a \ell_a \quad , \qquad /66/$$

где R_a – анкерная реакция по силовому многоугольнику из графоаналитического расчета лицевой стенки;

ℓ_a – шаг анкеров;

k_a – коэффициент, учитывающий перераспределение давления на стенку и неравномерность натяжения анкерных тяг.

Значение этого коэффициента следует принимать:

а/для стенок с предварительным натяжением анкеров – I,3;

б/для стенок без предварительного натяжения анкеров – I,5;

в/для расчета деталей крепления анкерных тяг – I,25.

I3.I5. Диаметр анкерных тяг круглого сечения из условия расчета прочности определяется по формуле:

$$d_a = 1{,}13 \sqrt{\frac{R'_a}{[\sigma] \cdot \cos\alpha}} \quad , \qquad /67/$$

где R'_a – усилие в анкере по п. I3.I4;

α – угол наклона тяги к горизонту;

$[\sigma]$ – допускаемое напряжение на растяжение, назначаемое по "Пособию" к $\frac{\text{ВСН 3-67}}{\text{ММСС}}$, брошюра I, часть 3.

I3.I6. В больверках с лицевой стенкой из железобетонных элементов повышенной жесткости величину предварительного натяжения анкеров следует назначать наименьшей из величин, определенных по формулам:

$$\frac{P_н (1{,}15h)^3}{3 E_c J_c} \le \frac{R'_a \ell_a}{E_a F_a} \quad , \qquad /68/$$

$$1{,}1\, P_н \cdot h \le 0{,}75\, M_p \quad , \qquad /69/$$

где h – расстояние от дна до уровня крепления анкера;

R'_a – усилие в анкере при полном расчетном загружении сооружения;

F_a и ℓ_a – площадь сечения и длина анкерной тяги;

E_a и E_c – модули упругости материала анкерной тяги и лицевой стенки;

J_c – момент инерции расчетного сечения лицевой стенки на ширине, равной шагу анкеров;

M_p – расчетный изгибающий момент в лицевой стенке, приведенный к ширине, равной шагу анкеров.

I3.I7. Анкерные опоры в виде гибких стенок рекомендуется рассчитывать графоаналитическим методом, с учетом указаний п.п. I3.2, I3.3, I3.I8 -I3.20.

Примечание: Временную эксплуатационную нагрузку рекомендуется располагать за плоскостью обрушения, проведенной из верхней точки анкерной стенки.

I3.I8. Усилия в анкерных стенках следует определять из графоаналитического расчета на действие усилия анкерной реакции R_a /см. рис. I7/.

Примечание: Против тумбового массива, на длине полосы распределения швартовного усилия вдоль причального фронта, к анкерной реакции R_a из графоаналитического расчета прибавляется распределенная горизонтальная нормальная составляющая швартовного усилия.

13.19. Полная высота анкерной стенки /см.рис.17/ определяется из условия устойчивости ее по формуле:

$$h_c = t_1 + t_0 + \Delta t \quad , \qquad /70/$$

где t_1 – наданкерная высота анкерной стенки;

t_0 – глубина погружения из графоаналитического расчета от анкера до пересечения замыкающей с веревочным многоугольником при действии на стенку анкерной реакции $k_y R_a$, где значения k_y и R_a принимаются по табл. 6 и п. 13.14;

Δt – дополнительный запас на защемление, определяемый при расчете по методу криволинейных поверхностей выпора по формуле:

$$\Delta t = \frac{E'_p}{2n\left[(q_i + \Sigma h_i \gamma_i)\lambda'_p - \Sigma \gamma_i h_i \lambda_a + c\lambda_c + 2c \cdot tg(45° - 0{,}5\varphi)\right]} \; ; /71/$$

E'_p – по п. 13.9;

$n = 0{,}8$ – коэффициент безопасности.

Примечание. При расчете по методу Кулона дополнительный запас на защемление определяется по формуле:

$$\Delta t = \frac{E'_p}{2n\left[(q_i + \Sigma \gamma_i h_i)\lambda_p k'_p + 2c \cdot tg(45° + 0{,}5\varphi) - \Sigma \gamma_i h_i \lambda_a + 2c \cdot tg(45° - 0{,}5\varphi)\right]} \; , /72/$$

где $k'_p = 1$.

13.20. Для расчета прочности, а в отдельных случаях и трещиностойкости, усилия, действующие на один элемент анкерной стенки, определяются в соответствии с формулами: /63/, /64/ и /65/ при $k_c = 1$.

Расчетная схема анкерной стенки

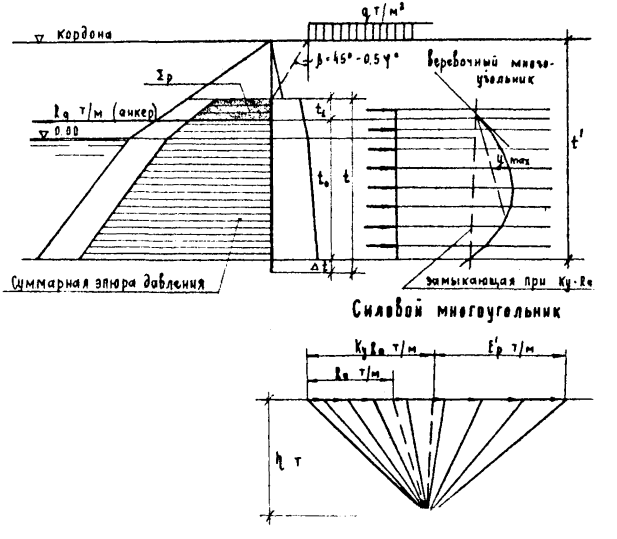
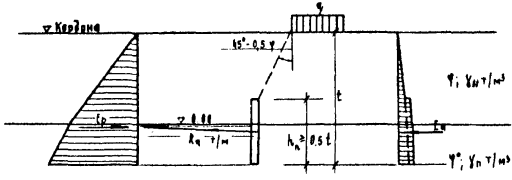


Рис. 17

Расчетная схема анкерной плиты.



Железобетонная ребристая анкерная плита

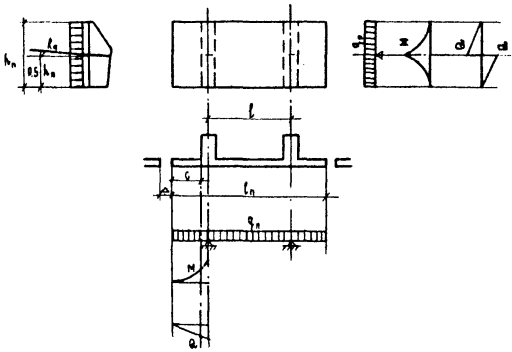


Рис. I8

I3. 2I. Анкерные опоры в виде плит /см.рис.I8/ рекомендуется принимать по высоте, равными половине заглубления от поверхности территории, и рассчитывать на устойчивость по формуле:

$$K_y R_a \leq E_p - E_a \quad , \qquad /73/$$

где K_y – коэффициент запаса устойчивости, назначаемый по таблице 6;

R_a – анкерная реакция из графоаналитического расчета лицевой стенки;

E_p – пассивное давление грунта на высоте от отметки территории до подошвы анкерной плиты;

E_a – активное давление грунта с учетом временных эксплуатационных нагрузок, на высоте от отметки территории до подошвы анкерной плиты.

Примечания: I. Временную эксплуатационную нагрузку в расчете рекомендуется располагать на территории причала за плоскостью обрушения, проведенной из верхней точки анкерной плиты.

2. При расчете анкерных плит тумбовых массивов к анкерной реакции R_a из графоаналитического расчета прибавляется равномерно распределенная, на длине указанных плит, горизонтальная составляющая швартовного усилия, нормальная кордону.

I3.22. Усилия, действующие в элементах железобетонных ребристых плит с двумя анкерами /см.рис.I8/ определяются:

а/ в плите, как в балке на двух опорах с консолями, от равномерно распределенной нагрузки на I $м^2$

$$q_n = \frac{(\ell_n + \Delta) R_a}{\ell_n h_n} \quad , \qquad /74/$$

б/ в ребре, как в консольной балке, защемленной в уровне крепления анкерной тяги /в середине высоты анкерной

плиты/, от равномерно распределенной нагрузки на I пог.м консоли:

$$q_{lr} = \frac{0{,}5 R_a (\ell_n + \Delta)}{h_n} \quad , \qquad /75/$$

где R_a - анкерная реакция по п. I3.I8;
ℓ_n - длина анкерной плиты;
h_n - высота анкерной плиты;
Δ - проектный зазор между анкерными плитами.

I3.23. Расстояние между расчетной плоскостью лицевой стенки и анкерными опорами рекомендуется принимать из условия пересечения в точке на поверхности территории плоскости обрушения , проведенной от расчетной плоскости лицевой стенки из точки на уровне касания замыкающей к веревочному многоугольнику сил, с плоскостью выпора, проведенной от подошвы анкерной плиты, а для анкерной стенки, - отступя от подошвы на дополнительную глубину защемления Δt.

При однородном грунте расстояние между лицевой стенкой и анкерными опорами определяется по формуле:

$$x = H_c \operatorname{tg}(45° - 0{,}5\varphi) + t \cdot \operatorname{tg}(45° + 0{,}5\varphi) \quad , \qquad /76/$$

где H_c - расстояние от отметки кордона до точки касания замыкающей к веревочному многоугольнику из графоаналитического расчета лицевой стенки;

t - расстояние от отметки кордона до подошвы анкерной плиты, а в анкерных стенках выше подошвы на Δt

I3.24. Если по общим компоновочным требованиям /стесненность территории и др./ или технико-экономическим показателям /укороченные тяги/ возможно и целесообразно приблизить анкерные опоры к лицевой стенке, отступя от указаний п.I3.23, то необходимо произвести проверку анкерующей спо-

собности массива грунта в соответствии с указаниями пп. I3.25 - I3.27,а также приложения 3 и уменьшить величину пассивного давления на анкерные опоры в соответствии с указаниями приложения 4 .

I3.25. Проверка анкерующей способности массива грунта - устойчивости на общий сдвиг осуществляется в предположении, что скольжение всего сооружения вместе с массивом грунта, находящимся за лицевой стенкой с анкерными устройствами, происходит по плоскости /плоский сдвиг/.

Указанная плоскость проходит:

а/ у лицевой стенки через точку, определяющую ее теоретическую глубину, - точка касания веревочной кривой, полученная при расчете свободноопертой балки;

б/ у анкерных плит - через подошву плиты;

в/ у анкерных стенок - на расстоянии Δt вверх от подошвы.

I3.26. Условие устойчивости на общий плоский сдвиг считается выполненным, когда:

$$K_y R_a \leq R_{доп} \qquad /77/$$

где R_a - анкерная реакция, полученная расчетом лицевой стенки графоаналитическим способом;

$R_{доп}$ - максимальная допустимая величина анкерной реакции, при которой обеспечивается предельное равновесие анкерующего массива грунта за стенкой, определяемая в соответствии с рекомендациями приложения 3;

K_y - коэффициент запаса устойчивости, принимаемый по таблице 6.

13.27. Если условие /77/ не выполнено, следует:

а/ для сооружений с анкерными плитами - увеличить расстояние от лицевой стенки до анкерной плиты;

б/ для сооружений с анкерными стенками, в зависимости от технико-экономической целесообразности, увеличить расстояние от лицевой стенки до анкерной стенки или заглубить подошву последней.

Примечание. При заглублении анкерных стенок для увеличения устойчивости сооружения новая плоскость скольжения проводится через точку, расположенную выше нового положения подошвы стенки на расстоянии Δt, где Δt принимается по данным первоначального расчета анкерной стенки на устойчивость.

13.28. Проверку общей устойчивости набережных типа заанкерованных больверков на скольжение по круглоцилиндрическим поверхностям /см. п. 6.1а/ следует производить только в случаях:

а/ когда в основании набережной /как непосредственно под подошвой, так и по глубинам слоям/ имеются прослойки слабого грунта, вдоль которого может произойти скольжение и нарушение устойчивости сооружения;

б/ когда в тыловой части набережной, попадающей в зону, ограниченную возможной поверхностью скольжения, находятся нагрузки в 3-4 раза превосходящие нагрузки прикордонной зоны.

14. Указания по расчету гибких больверков из металлического шпунта.

14.1. За расчетную плоскость восприятия активного давления лицевой стенки из металлического шпунта различных профилей рекомендуется условно принимать среднюю линию шпунтовой стенки /см. рис. 19/.

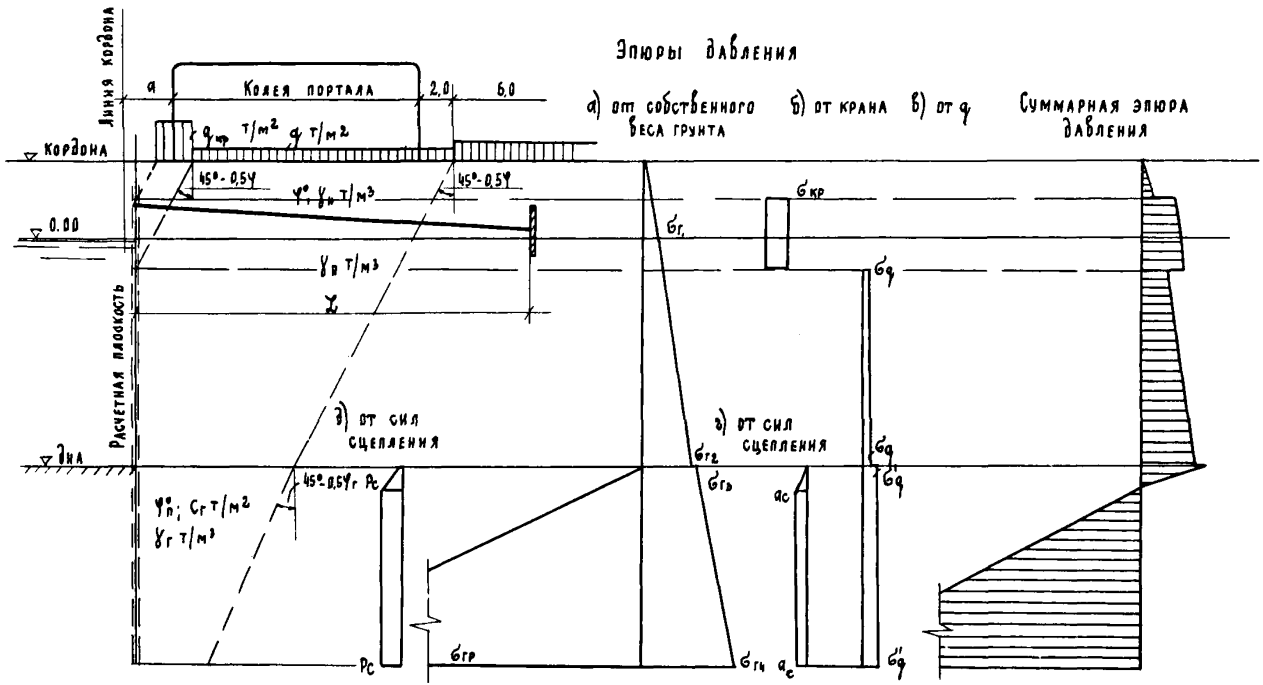

Эпюры давления
Линия кордона
Кордона
0.00
Расчетная плоскость
Дна
а
Колея портала
2,0
6,0
$q_{тр}$ т/м²
q т/м²
45°-0,5φ
$\varphi°$ $\gamma_в$ т/м³
$\gamma_в$ т/м³
а) от собственного веса грунта
б) от крана
в) от q
Суммарная эпюра давления
$\sigma_{кр}$
$\sigma_г$
σ_q
г) от сил сцепления
$\varphi°_п$; $C_г$ т/м²
$\gamma_г$ т/м³
P_c
$\sigma_{гр}$
$\sigma_{г2}$
$\sigma_{г1}$
a_c
σ'_q

Рис. I9

I4.2. Расчет лицевой стенки больверка из металлического шпунта, анкерных тяг и анкерных опор следует производить в соответствии с указаниями раздела I3.

I4.3. Подбор сечения шпунта лицевой стенки металлического больверка следует производить из расчета на прочность из условия:

$$M \leq W_{нт}[\sigma] \quad , \qquad /78/$$

где $M = \frac{M_{max}}{k_c}$ - расчетный изгибающий момент в пролете применительно к I пог.м стенки, где M_{max} и k_c определяются по п.п. I3.I2 (k_c при $\frac{\delta}{\ell} \leq 0{,}04$);

$W_{нт}$ - упругий момент сопротивления сечения I пог. м шпунтовой стенки, назначаемый по табл.I2 приложения 5;

$[\sigma]$ - допускаемое напряжение стали при изгибе, назначаемое в зависимости от вида стали, сочетания нагрузок и силовых воздействий по "Пособию" к $\frac{ВСН\ 3-67}{ММФ}$, брошюра I, часть 3.

I5. Указания по расчету гибких больверков из железобетонного плоского шпунта.

I5.I. Критерий гибкости стенки и соответствующие ему расчетные схемы устанавливаются в соответствии с требованиями п. I3.5 настоящих указаний.

I5.2. За расчетную плоскость восприятия распорного давления лицевой стенки из железобетонного шпунта следует принимать тыловую грань шпунтовой стенки /см. рис. 20/.

I5.3. Расчет лицевой стенки больверка из железобетонного шпунта, анкерных тяг и анкерных опор следует производить в соответствии с указаниями раздела I3 и п. I5.4 настоящих указаний.

I5.4. Ординаты эпюры активного давления грунта при наличии каменной призмы рекомендуется определять в соответствии с указаниями п. 6.6.

Дополнительные ординаты $\Delta\sigma_i$ от пригрузки грунта в соответствии с формулами /I4/ и /I5/, а также с рис.20 определяются по формулам:

в точке А $$\Delta\sigma_1 = \frac{(q+h_1\gamma_1)(\lambda_{xc}-\lambda_{xk})\delta_0}{\Delta h}, \qquad /79/$$

в точке Б $$\Delta\sigma_2 = \frac{(q+h_1\gamma_1+\delta_0\gamma_2)(\lambda_{xc}-\lambda_{xk})\delta_0}{\Delta h}, \qquad /80/$$

Ниже точки Б на глубине Δt

$$\Delta\sigma_\varphi = \frac{[q+h_1\gamma_1+0{,}5(H+\delta_0)\gamma_2](\lambda_{xc}-\lambda_{xk})(H-\delta_0)}{\Delta t}, \qquad /81/$$

где $$\delta_0 = \frac{H\operatorname{tg}26^\circ - a}{1+\operatorname{tg}26^\circ} \qquad /82/$$

Остальные обозначения по п. 6.6 и рис.20.

Примечание: Рекомендуется передачу давления на расчетную плоскость в призме обрушения принимать под углом $\beta = 26^0$ /см.рис.20/.

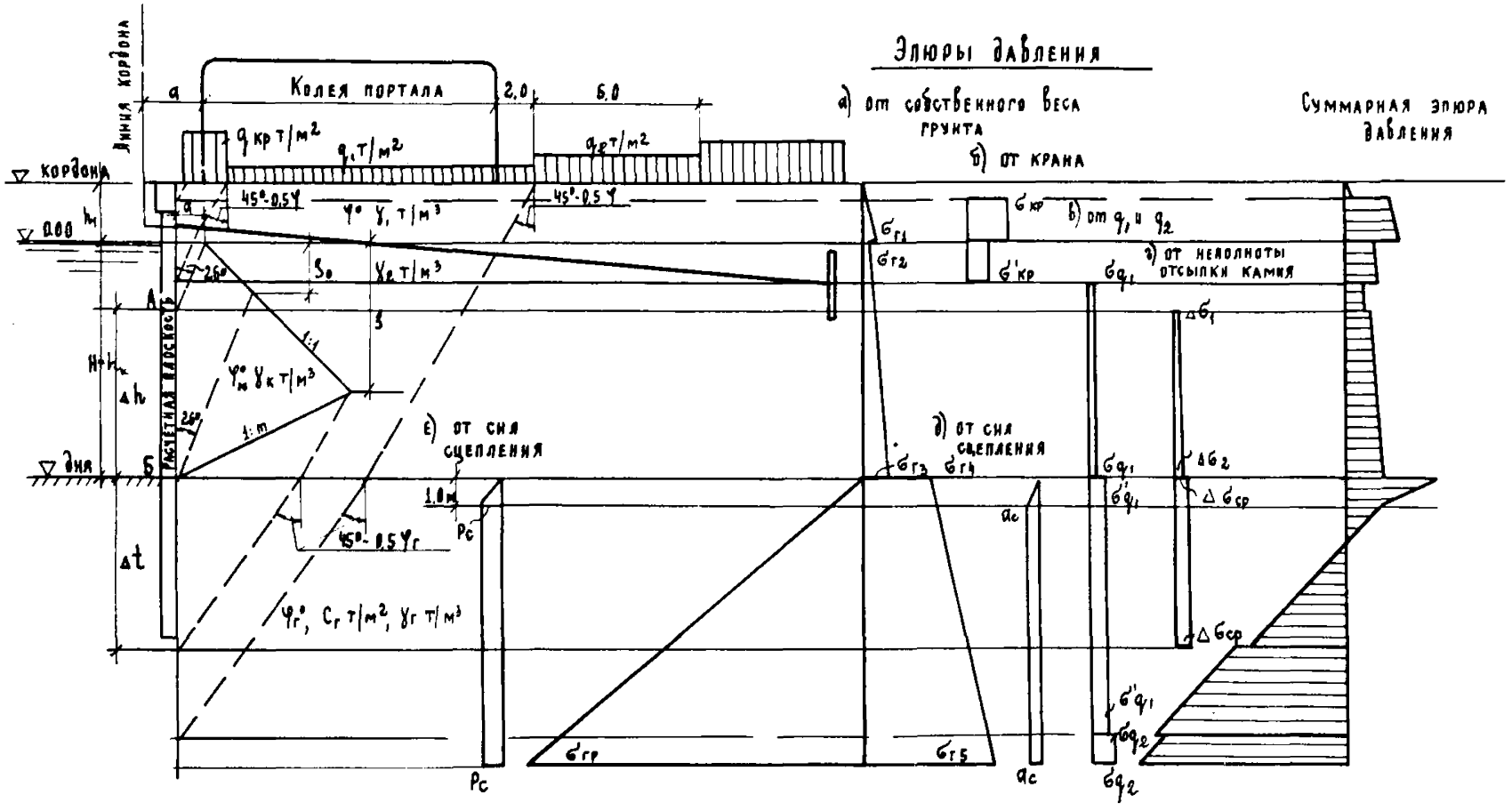

Эпюры давления
а) от собственного веса грунта
б) от крана
в) от q_1 и q_2
г) от неполноты отсыпки камня
д) от сил сцепления
е) от сил сцепления
Суммарная эпюра давления
Колея портала
Линия кордона
кордона
дня
Расчетная плоскость
2,0
6,0
1:1
1:m
1,0м
$45°-0,5\varphi$
$\varphi°$ γ_1 т/м³
γ_2 т/м³
$\varphi_м°$ $\gamma_к$ т/м³
$\varphi_г°$, $C_г$ т/м², $\gamma_г$ т/м³
Δh
Δt
$\Delta\sigma_1$
$\Delta\sigma_2$
$\Delta\sigma_{ср}$
$\sigma_{кр}$
$\sigma'_{кр}$
$\sigma_{г1}$
$\sigma_{г2}$
$\sigma_{г3}$
$\sigma_{г4}$
$\sigma_{г5}$
$\sigma_{гр}$
σ_{q1}
σ'_{q1}
σ_{q2}
σ'_{q2}
a_c
P_c

Рис. 20

I6.Указания по расчету больверков из железобетонных элементов повышенной жесткости

I6.I. Критерий жесткости стенки и соответствующие ему расчетные схемы устанавливаются в соответствии с требованиями п. I3.5 настоящих указаний.

I6.2. За расчетную плоскость восприятия распорного давления лицевой стенки из элементов повышенной жесткости рекомендуется принимать плоскость, отстоящую на расстоянии 0,25 $\mathcal{D}$ для кольцевых сечений /см. рис. 2I/ и плоскость, проходящую через центры тяжести для тавровых сечений ($\mathcal{D}$ - наружный диаметр кольцевого сечения).

I6.3. Расчет лицевой стенки больверка из железобетонных элементов повышенной жесткости (кольцевое или тавровое сечения), анкерных тяг и анкерных опор следует производить в соответствии с указаниями раздела I3.

I6.4. При проектировании больверков из железобетонных элементов повышенной жесткости следует предусматривать предварительное натяжение анкерных тяг до засыпки грунта за стенку с целью обеспечить надежную совместную работу всей системы /лицевая стенка - анкер - анкерная опора / и выравнивание усилий в тягах.

Примечания: I. Система установки анкерных опор должна позволять производить предварительное натяжение анкерных тяг.

2. В процессе предварительного натяжения анкеров следует тщательно контролировать его величину, установленную расчетом по п. I3.I6.

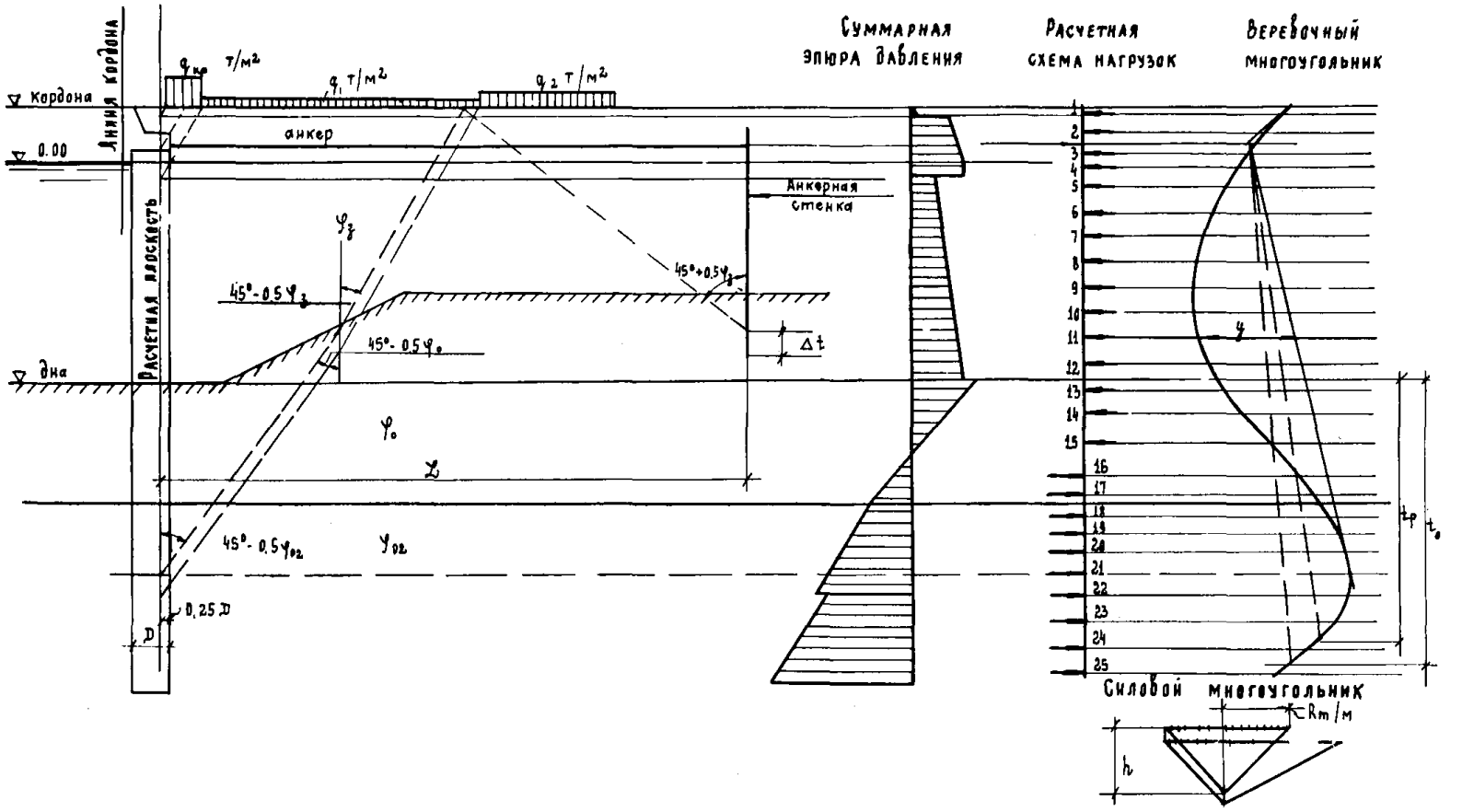

Суммарная эпюра давления
Расчетная схема нагрузок
Веревочный многоугольник
Линия кордона
Кордона
0.00
Дна
Расчетная плоскость
анкер
Анкерная стенка
$q_{кр}$ т/м²
q_1 т/м²
q_2 т/м²
$\varphi_з$
$45°-0.5\varphi_з$
$45°+0.5\varphi_з$
$45°-0.5\varphi_0$
φ_0
γ_{02}
$45°-0.5\varphi_{02}$
Δt
0,25 D
D
y
$t_р$
t_0
Силовой многоугольник
Rm/м
h

Рис. 21

I7. Общие указания по расчету причальных сооружений эстакадного типа.

I7.I. Настоящий раздел указаний распространяется на проектирование причальных сооружений в виде набережных-эстакад, пирсов-эстакад /кроме специализированных/ и оторочек-эстакад с высоким свайным ростверком из сборного железобетона, основанных на опорах из цилиндрических оболочек, диаметром до I,6 м, а также на призматических сваях.

I7.2. В качестве материала конструктивных элементов, рассматриваемых сооружений, рекомендуется применять железобетон без предварительного напряжения и предварительно напряженный железобетон.

Примечания: I. Для тылового сопряжения могут быть применены бетонные и армобетонные элементы.

2. Применение металлических опор / для несущих оболочек/ должно быть специально обосновано в проекте.

3. В качестве материала конструкций эстакад рекомендуется применять.

а/ для опор - предварительно напряженный железобетон;

б/ для ростверка - предварительно напряженный железобетон и железобетон без предварительного напряжения.

I7.3. Для сооружений с глубиной у причала 9,75 м и более рекомендуется применять опоры из цилиндрических оболочек, с глубиной у причала меньше 9,75 м - свайное основание.

Примечание. При специальном обосновании допускается применять опоры из цилиндрических оболочек для глубин менее 9,75 м и свайное основание для глубин более 9,75 м.

I7.4. Проектирование причальных сооружений на цилиндрических опорах и свайном основании должно включать следующие этапы:

а/ определение действующих на сооружение нагрузок, силовых воздействий и их сочетаний в соответствии с физической возможностью одновременного их действия на сооружение;

б/ определение расчетных нагрузок, действующих на секцию сооружения, и их сочетаний, с учетом взаимодействия секций;

в/ выбор конструктивной схемы сооружения и предварительное назначение основных размеров его элементов, который должен осуществляться на основании технико-экономического сравнения вариантов конструктивных схем причала в целом;

г/ расчет основной пространственной конструкции сооружения и определение усилий в ее элементах /см. п. I7.II/;

д/ конструктивный расчет элементов сооружения /опоры, верхнее строение, тыловое сопряжение, стыки элементов/;

е/ определение деформаций сооружения и его элементов /см. приложение 6 и "Пособие" к ВСН-3-67 ММФ , брошюра I, часть 2, раздел 9/;

ж/ проверка общей устойчивости сооружения и устойчивости подпричального откоса при выбранной конструктивной схеме сооружения и расчетном сочетании нагрузок /см. п. 6.Iа/.

I7.5. Пространственную конструкцию сооружения допускается расчленять для расчета на отдельные плоские системы /продольные и поперечные рамы, плиты - балки и т.д./, выбирая из них основную несущую систему.

Способ членения пространственной конструкции и выбор основной несущей системы зависит от конструктивной схемы ростверка /продольно-ригельная, поперечно-ригельная, плитная/ и степени монолитизации узлов и элементов сооружения.

Примечания: I. За основную несущую систему следует принимать поперечные рамы при поперечно-ригельной системе ростверка и продольные рамы при продольно-ригельной системе.

2. Ниже изложены рекомендации применительно к поперечно-ригельным системам, которые соответственно могут быть использованы и при расчете продольно-ригельных систем.

17.6. При членении поперечно-ригельной конструкции на поперечные и продольные рамы для продольных рам в расчет вводятся "условные ригели", для поперечных рам-их конструктивные ригели.

Примечание. В "условний ригель" /А.Б.С. смотри рис.22/ включаются:

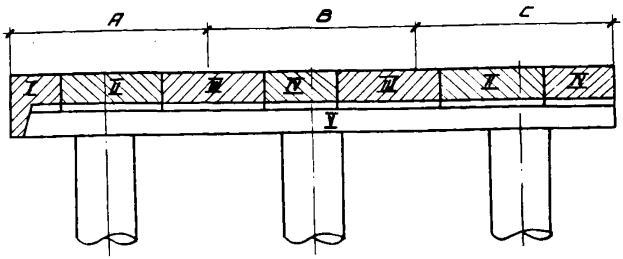
а/ для кордонной и тыловой рамы соответственно полоса ростверка от конца до середины пролета, примыкающего к прикордонному или тыловому ряду опор;

б/ для средних продольных рам полоса ростверка в пределах левого и правого примыкающих полупролетов.

17.7. При установлении расчетных схем плоских систем следует принимать за оси элементов линии, соединяющие геометрические центры тяжести сечений элементов. Расчетная высота стоек рам определяется в соответствии с указаниями п. 17.21 настоящих указаний.

17.8. Вертикальные нагрузки, действующие на продольный "условный ригель", определяются от действия временных эксплуатационных нагрузок и собственного веса конструкции как опорные реакции однопролетных балок в предположении разрезной конструкции ростверка в поперечном направлении.

Примечание. При различном характере нагрузок, действующих на элементы, входящие в "условный ригель", расчет рамы ведется на каждый из видов нагрузки отдельно, а полученные усилия в элементах рамы суммируются.



Поперечный разрез
I, II, III, IУ - сборные элементы ростверка ;
У - ригель поперечной рамы ;
А.В.С. - "Условные ригели" продольных рам.

Рис.22

I7.9. Вертикальные нагрузки на поперечные рамы (основные несущие системы) определяются по величине максимальных опорных реакций продольных систем (ригели продольные), с учетом собственного веса элементов поперечной рамы.

Примечание. В случае применения продольно-ригельных ростверков, первоначальному расчету подлежат поперечные плоские системы, опорные реакции которых принимаются как нагрузки на ригели продольных рам.

I7.I0. Горизонтальные нагрузки на продольные и поперечные рамы получаются как алгебраические суммы соответствующих нагрузок, передающихся на опоры каждой рамы. Горизонтальные нагрузки, действующие на расчетную секцию, распределяются между опорами рам, в предположении абсолютной жесткости ростверка сооружения в горизонтальной плоскости, без учета кручения опор вокруг собственной оси (см. пп. I7.I3 - I7.I8).

I7.II. Определение расчетных усилий (изгибающих моментов M перерезывающих сил Q и реакций опор R), служащих для конструктивного расчета элементов, производится суммированием соответствующих усилий, полученных из расчета выделенных плоских систем на вертикальные и горизонтальные нагрузки. Усилия, действующие на "условный ригель", распределяются между составляющими его элементами, в зависимости от рода нагрузки и характера омоноличивания следующим образом:

а) усилия в "условном ригеле", возникающие от горизонтальной нагрузки пропорционально жесткости элементов ;

б) усилия в "условном ригеле", возникающие от вертикальных равномерно распределенных нагрузок при жесткой связи между элементами по длине – пропорционально их жесткости ;

в) усилия в "условном ригеле", возникающие от вертикальных нагрузок, при отсутствии связи между элементами, – пропорционально нагрузкам на элементы.

Примечание. Для элементов, у которых в состав расчетных сочетаний входят временные подвижные и равномерно распределенные нагрузки, расчетные суммарные эпюры M и Q строятся по линиям влияния.

I7.I2. Расчетные значения изгибающих моментов и перерезывающих сил для опорных сечений стоек определяются как геометрические суммы соответствующих значений M и Q , полученных при расчете продольных и поперечных рам. Величина продольной силы N определяется из расчета поперечной рамы.

I7.I3. Реакции одиночных опор от единичного горизонтального смещения определяются при заделке опор в ростверке и грунте по формуле:

$$H_{ix} = H_{iy} = \frac{12\,j}{l^2} \qquad \text{т/мм} , \tag{83}$$

где $j = \frac{EJ}{\ell}$ т.мм - погонная жесткость свай;

ℓ - расчетная длина сваи, определяемая по указаниям пп. I7.2I--I7.25.

I7.I4. Реакции козел от единичного горизонтального смещения при расположении козла в плоскости действия силы определяются по формуле:

$$H_i = \frac{K_1 \cdot K_2 \cdot \sin^2(\alpha_1 + \alpha_2)}{K_1 \cdot \cos^2\alpha_1 + K_2 \cdot \cos^2\alpha_2} \quad , \qquad /84/$$

где $K_1 = \frac{EF}{\ell_1}$ т/мм

$K_2 = \frac{EF}{\ell_2}$ т/мм

} - коэффициенты;

F - площадь сечения свай;

E - модуль упругости материала свай;

α_1 и α_2 - углы наклона козловых свай к вертикали;

ℓ_1 и ℓ_2 - расчетные длины козловых свай /см.п. I7.2I/.

I7.I5. Горизонтальные нагрузки, действующие на расчетную секцию, рекомендуется распределять между опорами секции, путем переноса равнодействующей горизонтальных сил $\Im$ в упругий центр системы /см. рис. 23/ и приведения их к силе Т, действующей параллельно кордону, нагрузке N, действующей перпендикулярно кордону и моменту, вызывающему вращение секции относительно упругого центра:

$$M = \Im \cdot e \quad , \qquad /85/$$

где $\Im$ - равнодействующая горизонтальных сил;

e - расстояние линии действия равнодействующей до упругого центра /см.рис.23/.

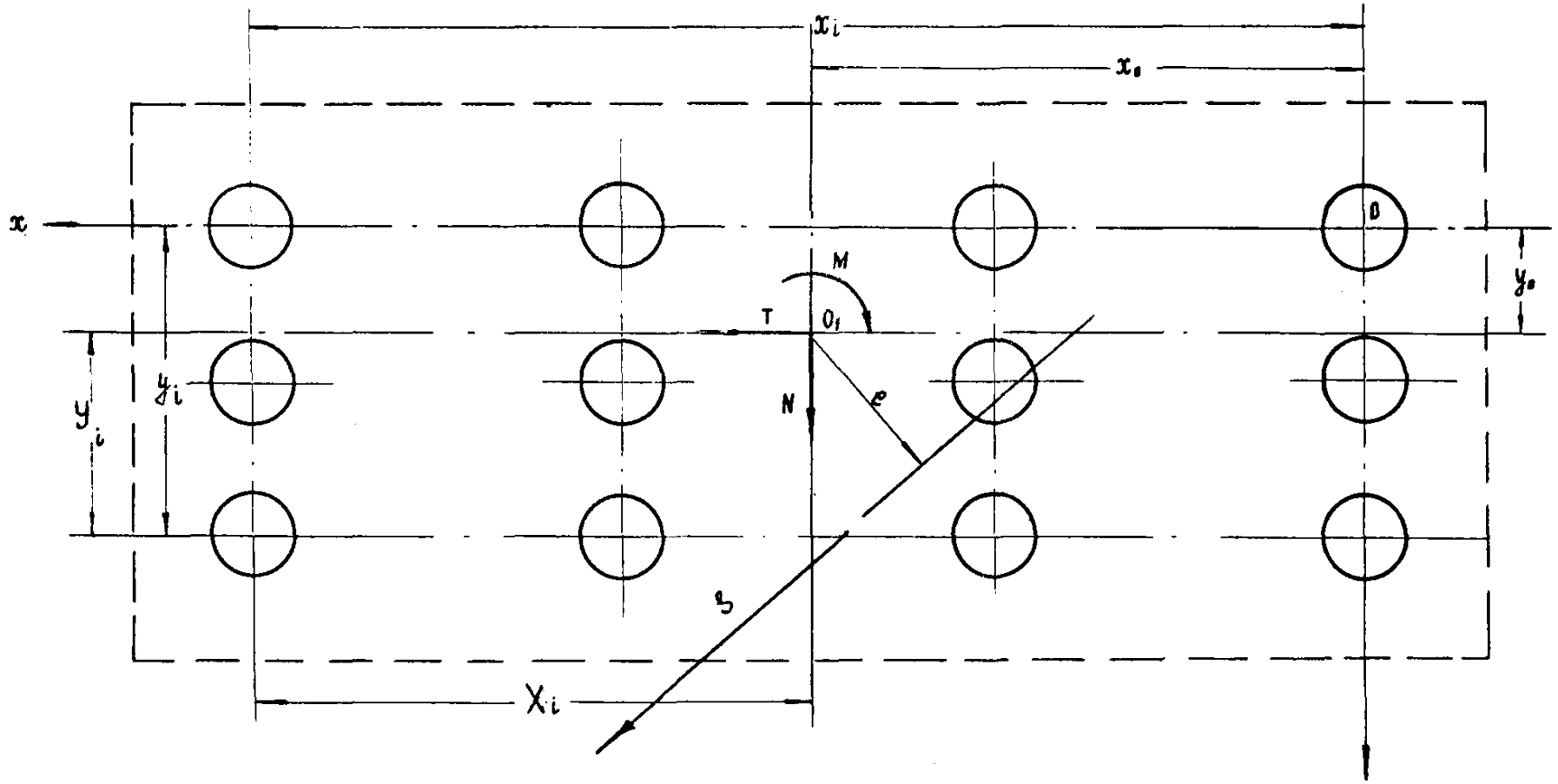


Рис. 23

Примечание. За упругий центр системы принимается точка, проходя через которую, равнодействующая S вызывает только смещение секции.

I7.I6. Координаты упругого центра определяются из формул:

$$x_o = \frac{\Sigma x_i \cdot H_{iy}}{\Sigma H_{iy}} \quad м, \qquad /86/$$

$$y_o = \frac{\Sigma y_i \cdot H_{ix}}{\Sigma H_{ix}} \quad м, \qquad /87/$$

где H_{ix} и H_{iy} – реакции опор от единичного горизонтального смещения по пп. I7.I3 и I7.I4;

x_i и y_i – ординаты опор относительно принятых осей x и y. /см.рис.23/.

Примечания. I. Для упрощения определения и отсчета координат упругого центра целесообразно за точку начала координат принимать точку пересечения осей крайних рядов опор /см.рис.23/.

2. При определении глубины "защемления" $h_з$, входящей в расчетную длину /см. п.I7.22/ значением нагрузки P, действующей на опору, следует задаваться, добиваясь последовательными расчетами согласованных величин, входящих в формулу определения $h_з$ и полученных при распределении горизонтальных нагрузок между опорами.

I7.I7. Усилия в элементах свайного основания:

а/ от составляющих N и T квартовного усилия:

$$P'_{xi} = H_{xi} \frac{N}{\Sigma H_{xi}} \quad т, \qquad /88/$$

$$P'_{yi} = H_{yi} \frac{T}{\Sigma H_{yi}} \quad т, \qquad /89/$$

б/ от момента

$$P''_{xi} = H_{xi} \cdot y_i \cdot \varphi \qquad т, \qquad /90/$$

$$P''_{yi} = H_{yi} \cdot x_i \cdot \varphi \qquad т \qquad /91/.$$

Суммарные усилия, действующие на опору от составляющих N и T швартовного усилия и момента $M = S \cdot e$ определяются по формулам:

$$P_{xi} = P'_{xi} \pm P''_{xi} \qquad т, \qquad /92/$$

$$P_{yi} = P'_{yi} \pm P''_{yi} \qquad т, \qquad /93/$$

где P_{xi}, P'_{xi} и P''_{xi} – усилия, действующие на опору вдоль оси x-x ;

P_{yi}, P'_{yi} и P''_{yi} – усилия, действующие на опору вдоль оси y-y ;

H_{xi} и H_{yi} – по пп. I7.I3 и I7.I4;

x_i и y_i – ординаты i-ой опоры относительно осей, проходящих через упругий центр основания;

φ – угол поворота, определяемый по указаниям п.I7.I8.

Примечание. Знаки перед значениями P''_{xi} и P''_{yi} определяются с учетом направления момента, вызывающего поворот секции.

I7.I8. Угол поворота секции относительно упругого центра от воздействия внешнего момента М определяется по формуле

$$\varphi = \frac{M}{\Sigma H_{xi} \cdot y_i^2 + \Sigma H_{yi} x_i^2} \qquad /94/$$

I7.I9. Расчет продольных и поперечных рам на вертикальную и горизонтальную нагрузки рекомендуется производить методом деформаций путем последовательных приближений, с учетом упругой податливости материала опоры и грунта основания в соответствии с рекомендациями п. I7.32.

I7.20. Расчет рам на временные /подвижные и неподвижные/ нагрузки рекомендуется производить по линиям влияния, построенным с учетом упругой податливости опор.

Примечание. Построение линий влияния производится последовательным расчетом рамы методом, указанным в п. I7.I9 при движении нагрузки от единичного груза по ригелю.

I7.2I. Расчетная длина стоек рамы /см.рис.24/ определяется по формуле

$$\ell = H_o \pm t + h_з \qquad м, \qquad /95/$$

где H_o – расстояние от точки пересечения линии дна /откоса/ с осью опоры до середины высоты ригеля;

t – разность отметок точки пересечения откоса с осью опоры и "условной горизонтальной поверхности", определяемая в соответствии с п. I7.24;

$h_з$ – расчетная глубина защемления /смотри п.I7.22/, откладываемая от поверхности действительного дна при размещении опор на горизонтальном дне или от "условной горизонтальной поверхности" при размещении опор на откосе.

Примечание. При действии силы в сторону акватории "условная горизонтальная поверхность" располагается ниже откоса и величина t принимается в формуле /95/ со знаком плюс.

При действии силы в сторону берега – на откос, значение t принимается со знаком минус.

При действии силы вдоль кордона, величина t принимается со знаком плюс.

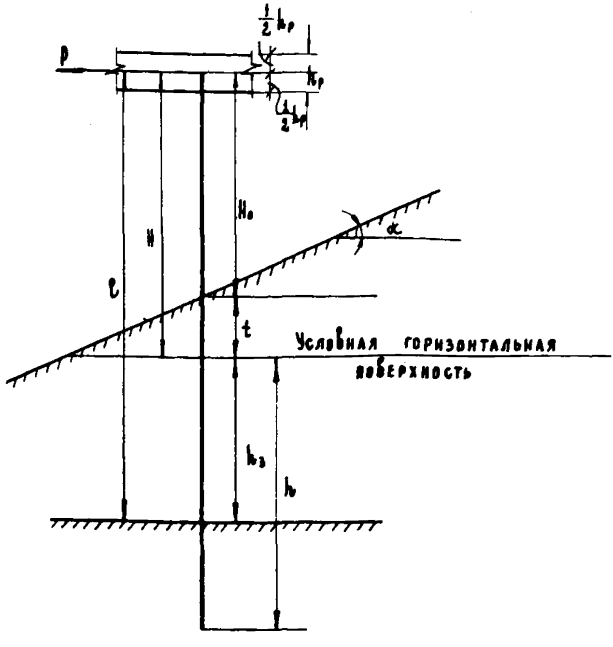


Рис. 24

17.22. Расчетная глубина защемления определяется, в зависимости от условий закрепления опоры в ростверке, по формулам:

а/ случай шарнирного закрепления

$$h_з = h'_з + a \quad м, \qquad /96/$$

б/ случай абсолютно жесткой заделки

$$h_з = 0{,}82\,h'_з + a \quad м, \qquad /97/$$

где $h'_з$ – глубина защемления, определяемая по формуле

$$h'_з = \sqrt{\frac{2kP}{\gamma m D k_п} + c_o^2} - c_o , \qquad /98/$$

где

$$c_o = \frac{c}{k_c k_п \cdot \gamma \cdot tg\varphi} ; \qquad /99/$$

P – горизонтальная сила, действующая на опору, определяемая по формуле /92/;

K – коэффициент запаса по несущей способности /смотри табл. 8/;

$k_c = 1{,}45$ – коэффициент запаса;

γ – объемный вес грунта;

$k_п$ – коэффициент пространственной работы, определяемый в соответствии с п. 17.23;

$$m = \lambda_p - \lambda_a = tg^2(45°+0{,}5\varphi) - tg^2(45°-0{,}5\varphi) \qquad /100/$$

– разность коэффициентов отпора и распора;

D – внешний диаметр цилиндрических опор;

$a = 0{,}8$ м – величина, учитываемая при отсутствии на дне (откосе) каменной отсыпки и наличии у поверхности разрыхленного или размытого грунта.

Примечания: 1. В случае полузащемленной опоры в ростверке величина $h_з$ принимается средней между значениями в формулах /96/ и /97/.

2. Допускается глубину защемления опор $h_з'$ для несвязных грунтов определять по формуле:

$$h_з' = \left[\sqrt{2(\tau-1)} + \frac{1}{\sqrt{2\tau}} - 1\right] D , \qquad (101)$$

где D – диаметр опоры;

$$\tau = \frac{3kp}{\gamma D^3 m} > 2 . \qquad (102)$$

Таблица 8

Причина разрушения	Допускаемые коэффициенты запаса "К" при классе капитальности					
	II		III		IУ	
	и сочетаниях нагрузок и силовых воздействий					
	основные	особые	основные	особые	Основные	особые
Несущая способность свай, опор из цилиндрических оболочек и естественных оснований	I,85	I,75	I,80	I,70	I,75	I,70

17.23. Коэффициент увеличения сопротивления грунта, вызванный пространственной работой опоры, определяется по формуле:

$$k_n = 1 + 0{,}0417 \left[\frac{8h_з^3 - (2h_з + D - \varkappa)^3}{D h_з^2}\right] , \qquad (103)$$

где h_y и D – по п.I7.22;

$\mathcal{L}$ – расстояние между осями опор в продольном направлении.

Примечания. I. При $\mathcal{L} > 2h_y + D$, значение k_n следует определять по формуле

$$k_n = 1 + \frac{h_y}{3\mathcal{L}} \quad , \qquad /I04/$$

2. При определении h_y по формулам /96/ и /97/ величиной k_n следует задаваться, добиваясь путем повторных расчетов согласования заданного и найденного значения h_y

3. Наряду с принятой методикой определения условной глубины защемления опор в грунте, допускается применять и другие обоснованные методы расчета.

I7.24. В зависимости от положения опоры на откосе и направлении действия горизонтальной силы P, приложенной к опоре, рекомендуется определять величину t /смотри п.I7.2I/ следующим способом:

а/ при размещении опоры на откосе и действии силы P перпендикулярно кордону в сторону акватории:

$$t = h_y\left(\sqrt{\frac{m}{m_1}} - 1\right) \quad м \quad , \qquad /I05/$$

б/ при размещении опоры на откосе и действии силы P вдоль кордона.

$$t = 0{,}5\, h_y\left(\sqrt{\frac{m}{m_1}} - 1\right) \quad м \quad , \qquad /I06/$$

в/ при размещении опоры у подошвы откоса и действии силы в сторону акватории, когда "условная горизонтальная поверхность", определяемая величиной t, размещается ниже горизонтального дна /смотри рис. 25/ величина h_y откладывается от уровня горизонтального дна.

В формулах /105/ и /106/:

$$m = \lambda_p - \lambda_a \quad , \qquad /107/$$

$$m_\alpha = (\lambda_p^\alpha - \lambda_a^\alpha) = \cos^2\varphi \left[\frac{1}{(1-\sqrt{z})^2} - \frac{1}{(1+\sqrt{z})^2} \right] , \qquad /108/$$

$$z = \frac{\sin(\varphi - \alpha_p)\sin\varphi}{\cos\alpha_p} \quad , \qquad /109/$$

$$\alpha_p = \alpha \cdot \cos\varphi \quad , \qquad /110/$$

α - угол откоса.

г/ при размещении опоры на откосе и действии силы Р перпендикулярно кордону в сторону берега

$$t = h_y \left(1 - \sqrt{\frac{m}{m_\alpha}}\right) \quad м, \qquad /111/$$

д/ при размещении опоры на откосе вблизи от бровки откоса и действии силы Р в сторону берега, когда условная горизонтальная поверхность, определяемая величиной t, размещается выше отметки территории /см.рис. 26/, величина h_y откладывается от отметки территории.

В формуле /111/ h_y, m, m_α и α_p определяются по пп. 17.22 и 17.24, а

$$z = \frac{\sin\varphi \cdot \sin(\alpha_p + \varphi)}{\cos\alpha_p} \qquad /112/$$

17.25. При наличии на дне или откосе каменной отсыпки она должна учитываться подъемом отметки уровня грунта дна или откоса на величину h_y :

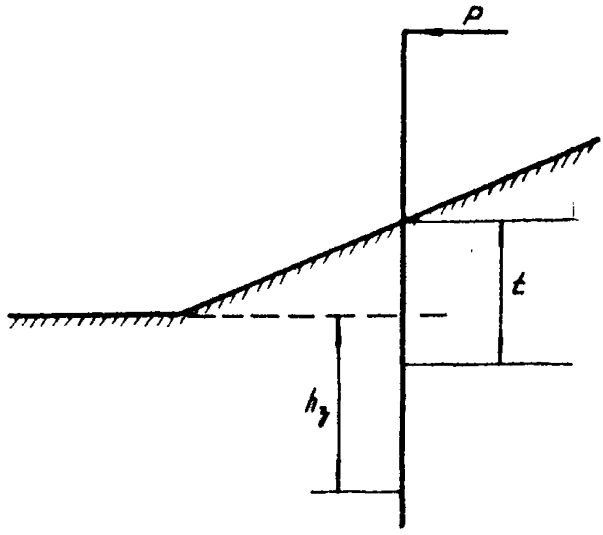


Рис. 25

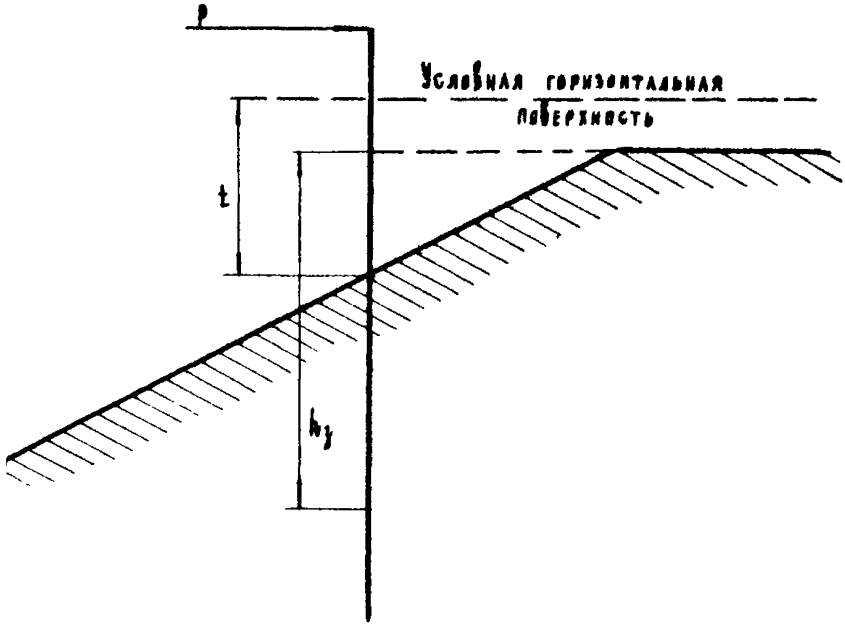


Рис. 26

а/ для горизонтального дна

$$h_з = 0{,}5\, h_к \frac{\gamma_к}{\gamma_г} \quad м, \qquad /113/$$

б/ для откоса

$$h_з = 0{,}3\, h_к \frac{\gamma_к}{\gamma_г} \quad м, \qquad /114/$$

где $h_к$ – толщина слоя камня;

$\gamma_к$ и $\gamma_г$ – объемный вес камня и грунта.

17.26. Глубина погружения опоры в грунт h /смотри рис.24/, обеспечивающая защемление и устойчивость ее при воздействии горизонтальной нагрузки, определяется для случая жесткого закрепления опоры в ростверке по формуле:

$$h = 0{,}32\, h'_з \sqrt{2(4n+3)} + a \quad м, \qquad /115/$$

где: $n = \frac{H}{h}$;

H – высота, отсчитываемая от "условной горизонтальной поверхности" до линии приложения силы P ;

$h'_з$ – глубина защемления в соответствии с п. 17.22.

Примечания: 1. Значение "а" принимается и учитывается в расчете в соответствии с рекомендациями п. 17.22.

2. При наличии откоса глубина погружения отсчитывается от "условной горизонтальной поверхности".

3. При разнородных грунтах в основании сооружения допускается принимать средневзвешенные значения "φ".

17.27. Глубина погружения опоры в грунт при расчете несущей способности на вертикальные нагрузки определяется по формуле расчетного сопротивления висячих опор

$$kN \le \alpha_1 G_i F + u \Sigma \alpha_2 f_i l_i \quad т, \qquad /II6/$$

где k – коэффициент запаса по несущей способности, назначаемый по табл. 8;

N т – наибольшая сжимающая нагрузка на опору, полученная из расчета рамы (см. п. 17.12);

F м2 – площадь опорной поверхности торца;

u м – периметр опорной поверхности;

l_i м – мощность /толщина/ отдельных слоев грунта, соприкасающихся с опорой;

f_i т/м2 – расчетное сопротивление силы трения слоев грунта, расположенных по наружной поверхности ствола опоры ниже уровня местного размыва, принимаемое в соответствии с таблицей приложения 7;

G_i т/м2 – расчетное сопротивление грунта основания на уровне нижнего конца опоры, принимаемое по таблице приложения 8;

α_1 – поправочный коэффициент к лобовому сопротивлению, назначаемый по таблице приложения 9;

α_2 – поправочный коэффициент к боковому сопротивлению, назначаемый по таблице приложения 10.

Примечания: 1. Значение коэффициента К используется при переходе от предельной несущей способности, полученной при испытании опор к расчетному сопротивлению.

2. В связи с большим уплотнением песчаных грунтов при вибропогружении необходимая несущая способность опоры с грунтовым ядром может быть получена при глубине погружения недостаточной для обеспечения защемления опоры и необходимого сопротивления на воздействие горизонтальной силы. В таком случае глубина погружения должна быть определена расчетом на горизонтальную нагрузку, а погружение обеспечено частичной выемкой грунта из полости оболочки с вибропогружением в конце погружения.

17.28. Предельное лобовое сопротивление опор с грунтовым ядром, снабженных ножом со скосом внутрь, погруженных вибратором в мягкопластичные глинистые грунты и супеси, при длительности "отдыха" более 15 суток рекомендуется определять по формуле:

$$G_L = 2\left[R' + \gamma k_1 (H-2)\right] \qquad \text{т/м2,} \qquad /117/$$

где $K_I = 2$ для супесей и суглинков;

$K_I = 1{,}5$ для глин;

R' - условное расчетное сопротивление грунта в т/м2 на глубине 2 м, принимаемое по таблице приложения II;

H м - глубина погружения опоры в грунт;

γ т/м3 - объемный вес грунта.

Примечание. Лобовое сопротивление, определяемое по формуле /117/, следует принимать при длительности "отдыха" свыше 3 месяцев. При "отдыхе" от 1 до 3 месяцев G_L, полученное по формуле /117/ следует снижать на 30%, при "отдыхе" от 15 суток до 1 месяца - на 50%.

17.29. Для опор $\mathcal{D} > 0{,}8$ м, погруженных низкочастотным вибратором в глинистые грунты с $B \geq 0{,}5$, рекомендуется проверять расчетное сопротивление по формуле:

$$kN = u \Sigma f_i l_i + u_0 \Sigma f_i l_i' \quad \text{т}, \qquad /II8/$$

где l_i' м – высота слоев грунта внутри сваи /в грунтовом ядре/;

u_0 м – периметр полости опоры;

u и l_i – по п. 17.27;

f_i т/м2 – расчетное боковое сопротивление грунта наружное и внутреннее, определяемое по таблице приложения 7.

Высоту ядра для свай с ножом, скошенным внутрь, следует принимать равной глубине погружения сваи в грунт, причем высота наиболее плотных слоев грунта внутри опоры по сравнению с высотой этих слоев в естественном состоянии, увеличивается пропорционально отношению квадратов внешнего и внутреннего диаметра сваи; а высота наиболее слабых слоев грунта в ядре уменьшается на ту же величину.

За расчетное сопротивление следует принимать меньшую из двух величин, определенных по формулам /II6/ и /II8/.

17.30. Несущую способность опоры $\mathcal{D} \leq 1{,}6$ м по грунту следует уточнять по результатам испытаний динамической и, в отдельных случаях, статической нагрузкой.

Статические испытания опор Д=1÷1,6 м должны производиться при наличии обоснованных сомнений в несущей способности грунтов, или же в случаях необходимости передачи нагрузок на сооружение от перспективного их увеличения.

Необходимость и количество испытаний устанавливаются организацией, выдающей проект.

17.31. При опирании опор на скальные грунты предельное сопротивление скального грунта в плоскости подошвы основания рекомендуется определять по формуле:

$$C_i = 0{,}75\ R_{сж} \quad т/м2, \qquad /119/$$

где $R_{сж}$ – предел /средний/ прочности образца на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии, назначаемый по СНиП П-Б.5-62.

При расчете несущей способности скальных оснований рекомендуется учитывать требования пп. 4.12 и 4.18–4.20 ВСН 110-64.

17.32. Коэффициент, определяющий податливость опоры, допускается определять по формулам:

1/ для опор на грунтах слабой и средней плотности

$$K = \frac{1}{C_0} + \frac{H_0}{EF} \quad мм/т, \qquad /120/$$

где H_0 – свободная длина опоры /от заделки в ростверке до поверхности грунта/;

E – модуль упругости материала опоры;

F – площадь сечения опоры;

$C_0 = q_1 N$ т/мм – коэффициент упругости части опоры, погруженной в грунт;

N – расчетная предельная сила, определяемая в соответствии с указаниями п. 17.12;

$q_1 = 0{,}35$ т/мм и $q_1 = 0{,}5$ т/мм – коэффициент, принимаемый в зависимости от общего коэффициента запаса /см.табл. 8 /.
При этом первое значение принимается для коэффициентов запаса 1,75 и 1,7; второе – для 1,85 и 1,8.

2/ Для опор на полускальных и скальных основаниях

$$K = \frac{H_0 + 0{,}5\,h}{EF} \quad мм/т, \qquad /121/$$

где h – глубина погружения опоры.

Примечание. Податливость опор в грунте, определенную по формулам /120/ и /121/, следует уточнять натурными статическими испытаниями.

17.33. Расчетное сопротивление свай определяется по результатам опытной загрузки и добивки, причем в последнем случае должны быть обеспечены следующие выдержки погруженных перед добивкой свай, в зависимости от грунта основания:

а/ для супесей - 5 дней,
б/ для суглинков - 15 дней,
в/ для пылеватой глины - 25 дней,
г/ для жирных глин - 30 дней.

Примечания. 1. Для стадии проектного задания допускается расчетное сопротивление свай определять по формуле /116/, при $\alpha_1 = 0$.

2. Следует всегда производить испытания свай на горизонтальные нагрузки.

17.34. Определение усилий в элементах рамных конструкций причалов эстакадного типа, вызванных межсезонным перепадом температуры, следует производить методами теории ползучести, либо с применением временного длительного модуля деформации.

17.35. В конструктивных расчетах прочности и трещиностойкости расчетную длину стоек /опор/ $l_0 = \mu l$ внецентренно сжатых элементов допускается определять через коэффициент приведения длины μ, назначаемый по таблице приложения 12.

В формуле величина l - геометрическая высота от условной заделки в грунте основания до низа ростверка.

Приложение I

ДОПУСКАЕМЫЕ ДАВЛЕНИЯ НА ГРУНТЫ ОСНОВАНИЯ

Таблица 9

Наименование грунтов	Допускаемые давления $\sigma = \sigma''$ в кг/см^2 при сочетаниях нагрузок и воздействий		Примечания
	основных	особых	
I	2	3	4
А. Скальные грунты			
I. Скала в виде сплошного или малотрещиноватого массива, без карстовых пустот	I/7 от предела прочности при сжатии в водонасыщенном состоянии	I/5 от предела прочности при сжатии в водонасыщенном состоянии	Допускаемые давления на скальные грунты принимаются независимо от глубины заложения фундаментов и их размеров в плане
2. Скала сильно трещиноватая или разборная скала в виде несмещенных отдельностей, образующих подобие сухой кладки (не рухляк)	От I5 до 6 кг/см^2 в зависимости от прочности породы и размеров отдельностей	От 2I до 9 кг/см^2 в зависимости от прочности породы и размеров отдельностей	
Б. Полускальные грунты			
I. Мергели	7,5 - 2,5	I0,0 - 3,5	Допускаемые давления на полускальные грунты принимаются в зависимости от прочности и сжимаемости породы, независимо от глубины заложения фундаментов и их размеров в плане
2. Окремненные глины	6,0 - 4,0	8,5 - 5,5	

Продолжение таблицы 9

I	2		3		4
В. Крупнообломочные грунты					
I. Щебенистые и галечниковые грунты с песчаным заполнением пор	6,0		8,5		
2. Щебенистые и галечниковые грунты с глинистым заполнением пор	4,0 – 2,5		5,5 – 3,5		Допускаемые давления на щебенистые и галечниковые грунты с глинистым заполнением пор принимаются в зависимости от консистенции глинистого заполнения
3. Дресвяные и гравийные грунты, образовавшиеся из кристаллических пород	5,0		7,0		
4. Дресвяные и гравийные грунты, образовавшиеся из осадочных горных пород	3,0		4,0		
Г. Песчанные грунты (кварцевые)					
	плотные	средней плотности	плотные	средней плотности	
I. Пески гравелистые и крупные, независимо от их влажности	4,5	3,5	6,5	5,0	

Продолжение таблицы 9

I	2		3		4
2. Пески средней крупности, независимо от их влажности	3,5	2,5	5,0	4,0	
3. Пески мелкие:					
а) маловлажные	3,0	2,0	4,5	3,0	
б) очень влажные и насыщенные водой	2,5	I,5	3,5	2,0	
4. Пески пылеватые:					
а) маловлажные	2,5	2,0	4,0	3,5	
б) очень влажные	2,0	I,5	3,0	2,5	
в) насыщенные водой	I,5	I,0	2,0	I,5	
	Д. Глинистые (немакропористые) грунты четвертичных отложений				Определение допускаемых давлений для промежуточных значений $\mathcal{E}$ и B производится путем интерполяций сперва для значений B=0 и B=I,0, затем путем интерполяций по B между полученными значениями допускаемых давлений для B= 0 и B= I,0
	при B= 0	при B= I,0	при B= 0	при B=I,0	
I. Супеси:					
при коэффициенте пористости $\mathcal{E}$ = 0,5	3,0	2,5	4,0	3,3	
$\mathcal{E}$ = 0,7	2,5	I,5	3,3	2,0	

Продолжение таблицы 9

I	2		3		4
2. Суглинки					Допускаемые давления на глины и суглинки, обладающие структурной связностью (что встречается преимущественно в грунтах более древнего возраста, чем четвертичный) могут быть повышены пропорционально отношению сопротивления раздавливанию образцов грунта с ненарушенной структурой и с нарушенной структурой при одинаковой влажности грунта.
при коэффициенте пористости $\mathcal{E}$ = 0,5	3,0	2,5	4,0	3,3	
$\mathcal{E}$ = 0,7	2,5	I,8	3,3	2,2	
$\mathcal{E}$ = I,0	2,0	I,0	3,0	I,3	
3. Глины:					Допускаемые давления на глинистые грунты твердой консистенции ($B < 0$) принимаются:
при коэффициенте пористости $\mathcal{E}$ = 0,6	5,0	3,0	7,0	4,0	
$\mathcal{E}$ = 0,8	3,0	2,0	4,0	2,8	
$\mathcal{E}$ = I,I	2,5	I,0	3,3	I,3	а) для супесей равными величинам, указанным в столбце для B=0;
					б) для суглинков и глин -на 20% выше величин, указанных в таблице для соответствующих грунтов и коэффициентов пористости в столбце для B = 0

I. Допускаемое давление $[\sigma] = \sigma^{н}$ на грунты основания ненарушенной структуры при ширине фундаментов $b = 0{,}6 \div 1{,}0$ м и глубине заложения фундаментов $h = 2{,}0$ м ниже отметки природного рельефа, за исключением случаев, указанных в п. 5, принимается по табл. 9.

2. Допускаемое давление на грунты основания $[\sigma]$, принимаемое по табл. 9 при ширине фундамента $b \geqslant 5{,}0$ м /и всех прочих условиях, соответствующих п. I/, могут быть повышены:

а) для крупнообломочных и песчаных грунтов / за исключением пылеватых песков/ в I,5 раза;

б/ для пылеватых и глинистых грунтов в I,2 раза;

При ширине фундамента $I{,}0 < b < 5{,}0$ м повышение допускаемого давления производится по линейной интерполяции.

3. Допускаемое давление на естественно образовавшиеся грунты с ненарушенной структурой /крупнообломочные, песчаные, глинистые - однородные в пределах сжимаемой толщи основания для данного фундамента/, при заложении подошвы фундамента ниже поверхности окружающего его со всех сторон грунта на глубину $h > 2{,}0$ м определяется по формуле

$$[\sigma_h] = [\sigma] + k\,\gamma_{ср}\,(h - 200)\,, \qquad /I22/$$

где

h - глубина заложения фундамента в см относительно природного рельефа, а при планировке поверхности срезкой - относительно планировочной отметки;

$[\sigma]$ - допускаемое давление, определяемое по табл. 9 соответственно данному виду грунта и характеру учитываемых в расчете силовых воздействий;

$\gamma_{ср}$ - осредненное значение объемного веса в кг/см3 толщи грунта, лежащего выше отметки подошвы фундамента;

k - безразмерный коэффициент, определяемый по табл. I0 соответственно виду грунта основания.

Таблица IO

Наименование	Коэффициент "k"
Крупнообломочные и песчаные грунты	2,5
Супеси, суглинки (в том числе макропористые, очень влажные)	2,0
Глины	I,5
Макропористые грунты маловлажные	I,0

4. Допускаемое давление на грунты, указанные в п. 2 при аналогичных условиях, но при глубине заложения фундамента $h < 2,0$ м, принимается:

а) при $h=0$ вдвое меньшим, чем при $h = 2,0$ м;

б) при промежуточных значениях $0 < h < 2,0$ м по линейной интерполяции.

5. При наличии в основании видов грунтов, не предусмотренных табл. 9 :

а/ скальных сильно выветрившихся /рухляк/,

б/ при полускальных неводостойких,

в/ песчаных рыхлых /$\mathcal{D} \leq 0,33$/,

г/ глинистых текучей консистенции / $B > I,0$ /,

д/ глинистых с коэффициентами пористости, превышающих указанные в табл. 9 / т.е. для супеси $\varepsilon > 0,7$, суглинка $\varepsilon > I,0$ и глины $\varepsilon > I,I$/,

е/ песчаных и глинистых с большим содержанием органических остатков и т.д.

Вопрос об их использовании в качестве основания и назначение величины допускаемого давления на них должен решаться индивидуально для каждого случая в соответствии с результатами исследования грунтов строительной площадки.

6. При наличии под несущим слоем грунта в пределах сжимаемой толщи более слабого по несущей способности подстила-

ющего слоя грунта полное давление на кровле этого подстилающего слоя не должно превышать допускаемого давления для подстилающего слоя, определенного по п.п. I,2 и 3, т.е. должно соблюдаться условие:

$$\sigma_{zh} + \alpha(\sigma - \sigma_z) \leq [\sigma_{hc}] , \qquad /I23/$$

где σ_{zh} - бытовое давление на кровле слабого подстилающего слоя на глубине h ниже природного рельефа;

$\alpha(\sigma-\sigma_z)$ - дополнительное давление на кровле подстилающего слоя, вызванное приложением расчетного давления σ на грунт несущего слоя;

σ - расчетное давление на грунт под подошвой фундамента в кг/см^2 при центральном приложении равнодействующей в основании фундамента;

σ_z - "бытовое" давление в грунте на отметке подошвы фундамента в кг/см^2 /т.е. давление от веса грунтов, лежащих между отметкой подошвы фундамента и отметкой природного рельефа/;

α - коэффициент изменения дополнительного давления в зависимости от глубины, учитывающий форму подошвы фундамента и отношение $z : b$, определяемый по табл. II;

$[\sigma_{hc}]$ - допускаемое давление на кровле подстилающего слоя, определяемое по п.п. I,2 и 3.

Таблица II

Значение коэффициента α

$z:b$	Прямоугольная подошва фундамента с отношением сторон $a:b$				Примечания
	I	2	3	I0 и более	
0,0	I,00	I,00	I,00	I,00	I. Для промежуточных значений $z:b$, а также для других отношений $a:b$ размеров подошвы фундамента величина коэффициента α определяется интерполяцией.
0,2	0,96	0,96	0,98	0,98	
0,4	0,80	0,87	0,88	0,88	
0,6	0,61	0,73	0,75	0,75	
0,8	0,45	0,53	0,63	0,64	
I,0	0,34	0,48	0,53	0,55	
I,2	0,26	0,39	0,44	0,48	
I,4	0,20	0,32	0,38	0,42	
I,6	0,16	0,27	0,32	0,37	
2,0	0,II	0,I9	0,24	0,3I	
2,4	0,08	0,I4	0,I9	0,26	
3,0	0,05	0,I0	0,I3	0,2I	
4,0	0,03	0,06	0,08	0,I6	
5,0	0,02	0,04	0,05	0,I3	

2. Обозначения:
a – наибольшая сторона прямоугольной подошвы фундамента в см;
b – наименьшая сторона прямоугольной подошвы фундамента см;
z – глубина от подошвы фундамента до рассматриваемого сечения в см.

7. Для внецентренно нагруженных фундаментов при расчете на основные силовые воздействия, давление у наиболее напряженного края подошвы фундамента принимается по таблице 9 с коэффициентом не более I,2.

Приложение 2

Определение удерживающих сил при замене грунтов основания перед больверками

Общая расчетная схема

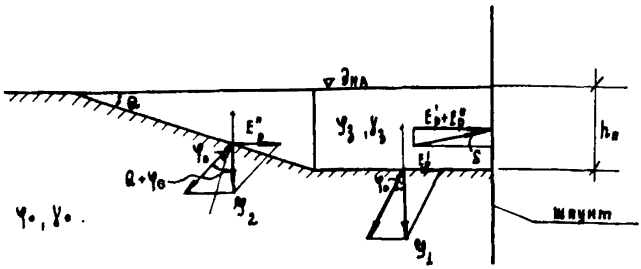


Рис. 27

$$E'_p = \gamma_1 \cdot tg\varphi_0 \qquad /124/$$

$$E''_p = \gamma_2 \cdot tg(\Theta+\varphi_0) \qquad /125/$$

Полное сопротивление грунта

$$E_p = E'_p + E''_p + [E'_p + E''_p] tg\delta \cdot tg\varphi_3 = E'_p + E''_p + E'_p \cdot tg\delta \cdot tg\varphi_3 + E''_p \cdot tg\delta \cdot tg\varphi_3 =$$

$$= E'_p (1 + tg\delta \cdot tg\varphi_3) + E''_p (1 + tg\delta \cdot tg\varphi_3) = (1 + tg\delta \cdot tg\varphi_3)(E'_p + E''_p) =$$

$$= (1 + tg\delta \cdot tg\varphi_3)[\gamma_1 \cdot tg\varphi_0 + \gamma_2 tg(\Theta+\varphi_0)] \quad , \qquad /126/$$

δ – угол трения материала отсыпки по плоскости восприятия отпора, принимаемый в зависимости от материала и шероховатости /0,5 ÷ I / φ_3 , остальные значения принимать из расчетной схемы.

Приложение 3

ПРОВЕРКА УСТОЙЧИВОСТИ СВОБОДНООПЕРТОЙ ЗААНКЕРОВАННОЙ СТЕНКИ НА ОБЩИЙ СДВИГ МАССИВА ГРУНТА, НАХОДЯЩЕГОСЯ ПОЗАДИ СТЕНКИ, ВМЕСТЕ С АНКЕРНЫМИ ОПОРАМИ.

I.Проверка устойчивости стенки на общий сдвиг состоит в определении анкерующей способности массива грунта, находящегося перед анкерными опорами, характеризуемой предельной величиной анкерной реакции, которую может воспринять этот массив / $R_{доп}$ /, и сравнении этой реакции с реальной анкерной реакцией, полученной в расчете лицевой стенки.

2.Величина $R_{доп}$ может быть получена из рассмотрения условия равновесия анкерующего массива грунта CBNM /рис.28/, стремящегося сдвинуться по плоскости NM, проходящей через подошву анкерной плиты и низ лицевой стенки /условия построения плоскости скольжения определяются п.I3.25. настоящих указаний/.

3.На анкерующий массив грунта CBNM действуют:

а/реакция нагружающего лицевую стенку клина грунта ACM - Q_a , действующая на плоскость обрушения CM под углом φ к нормали;

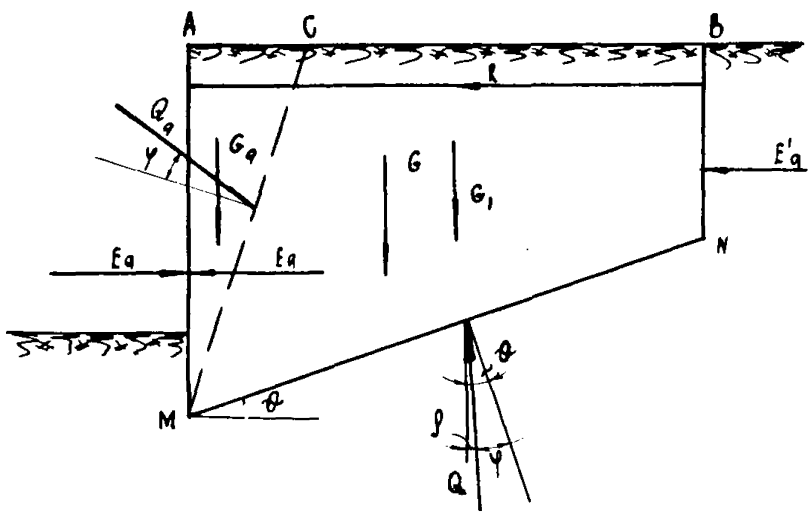
б/ анкерная реакция R , передающаяся через анкерную опору /плиту или стенку/;

в/собственный вес G_1 ;

г/активное давление E_a , действующее на анкерную опору;

д/реакция грунта Q , действующая на основную поверхность скольжения NM под углом φ к нормали.

4. Искомая величина $R_{доп}$, характеризующая предельное равновесие анкерующего массива грунта, представляет собой равнодействующую всех сил /кроме R /, действующих на этот массив и направленную параллельно анкеру. Определение величины $R_{доп}$ производится построением многоугольника сил, действующих на анкерующий клин грунта. Так как реакция Q_a является векторной суммой сил E_a и G_a


A
C
B
Q_q
φ
G_q
G
G_1
E'_q
E_q
E_q
N
M
θ
θ
φ
φ
Q

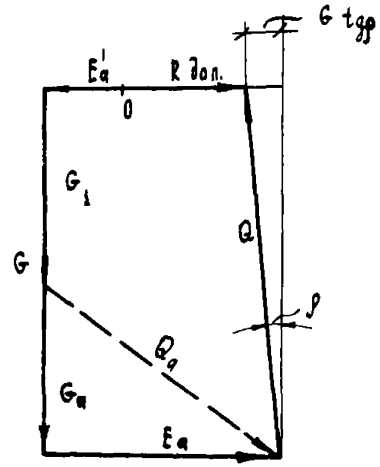

G tgφ
E'_q
R доп.
0
G_1
G
Q
φ
Q_q
G_q
E_q

Рис. 28

/где: E_a - распор, действующий на лицевую стенку, G_a - вес клина АСМ/, то построение может быть проведено в следующей последовательности /рис.28/.

Приняв за начало построения точку О, векторно складывают E'_a, G /представляющую собой вес всего массива грунта между лицевой стенкой и анкерной опорой, $G_1 + G_a$ / и E_a.

Через конец силы E_a проводят линию, параллельную реакции Q, а через начало силы E'_a - линию, параллельную анкеру.

Отрезок между точкой O /начало силы E'_a / и точкой пересечения направления Q с направлением анкера является искомой величиной $R_{зап}$.

Определение устойчивости при наличии грунта со сцеплением отличается учетом при построении силового многоугольника поддерживающего действия силы $T_c = c\ell$ /где: с - удельное сцепление, ℓ - длина участка, на котором реализуется сцепление/.

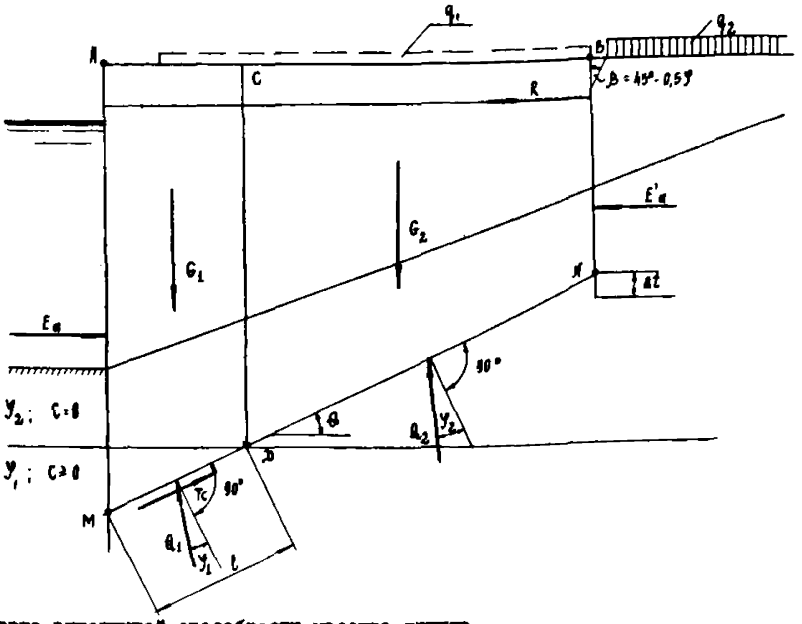
5. Графическое построение рекомендуется проверять аналитическим решением, которое для случая, однородного грунта без сцепления в основании /рис.28/ имеет вид:

$$R_{зап} = E_a - E'_a - G\,tg\rho \qquad /27$$

где: $\rho = \theta - \varphi$, а θ - угол наклона плоскости скольжения к горизонтали.

6. При неоднородных грунтах, пересекаемых плоскостью скольжения, грунтовый массив между лицевой стенкой и анкерной опорой делится фиктивными вертикальными плоскостями, проходящими через точки пересечения поверхности скольжения с границами грунтовых слоев на столько частей, сколько слоев пересекает поверхность скольжения.

ПРОВЕРКА АНКЕРУЮЩЕЙ СПОСОБНОСТИ МАССИВА ГРУНТА.

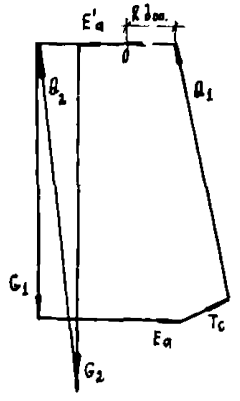


Проверка анкерующей способности массива грунта $ABNM$ заключается в определении максимальной (предельной) величины анкерной реакции $R_{доп}$ воспринимаемой грунтовым массивом.

Необходимым и достаточным является соблюдение условия $\frac{R_{доп}}{R} \geq K_y$

где: R – величина действующей анкерной реакции, определенная графоаналитическим расчетом лицевой стенки.

Величина $R_{доп}$ определяется построением силового многоугольника.



Плоскость скольжения MN определяется точками:

M – точка замыкания веревочной кривой в расчете лицевой стенки при свободном опирании стенки в грунте;

N – точка замыкания веревочной кривой в расчете анкерной стенки при определении ее длины или низ анкерной плиты.

Действующие силы:

E'_a – суммарное активное давление на анкерную стенку на высоте BN (с учетом временной нагрузки q_2);

$G_1; G_2$ – веса грунтовых массивов $ACDM$ и $CBND$ (временная нагрузка q_1, учитывается только при $Q > \varphi$;

E_a – суммарное активное давление на лицевую стенку на высоте AM (q_1 учитывается только при $Q > \varphi$);

$Q_1; Q_2$ – величины реакции грунта ниже плоскости скольжения;

$T_c = cl$ – силы сцепления на участке DM.

ПРИМЕЧАНИЕ: Значение Δt рекомендуется откладывать от подошвы фактического заглубления стенки.

Рис. 29

Затем изложенный выше метод построения силового многоугольника применяется последовательно к отдельным частям грунтового массива; при этом, вес каждой последующей части G_i изображается вектором, начинающимся в точке пересечения реакции основания Q_i предшествующей части с линией анкера. После такого построения отрезок между началом первой силы / E_a' / и точкой пересечения последней реакции основания с линией анкера дает величину $R_{зап}$.
При наличии сцепления в отдельных грунтовых слоях оно вводится в построение в виде вектора $T_c = c_i l_i$ для отдельных же частей грунтового массива.

7. Обобщенная схема построения силового многоугольника для случая двух грунтовых слоев, из которых один обладает сцеплением, с указаниями об учете временной нагрузки на причале приведена на рис.29.

Аналитическое решение для данного случая имеет вид:

$$R_{зап} = E_a + T_c \cdot \cos\Theta - E_a' - tg(\Theta - \varphi_2) \cdot G_2 - tg(\Theta - \varphi_1)(G_1 - T_c \sin\Theta) . \quad /I29/$$

Примечание: В формулах /I27/ и /I28/ при отрицательных значениях углов $\Theta - \varphi_i$ следует принимать и соответствующее по знаку отрицательному углу значение тангенса.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПАССИВНОГО ДАВЛЕНИЯ ГРУНТА В ПРИЗМЕ ОТПОРА В СЛУЧАЕ ПРИБЛИЖЕНИЯ ОПОР К ЛИЦЕВОЙ СТЕНКЕ.

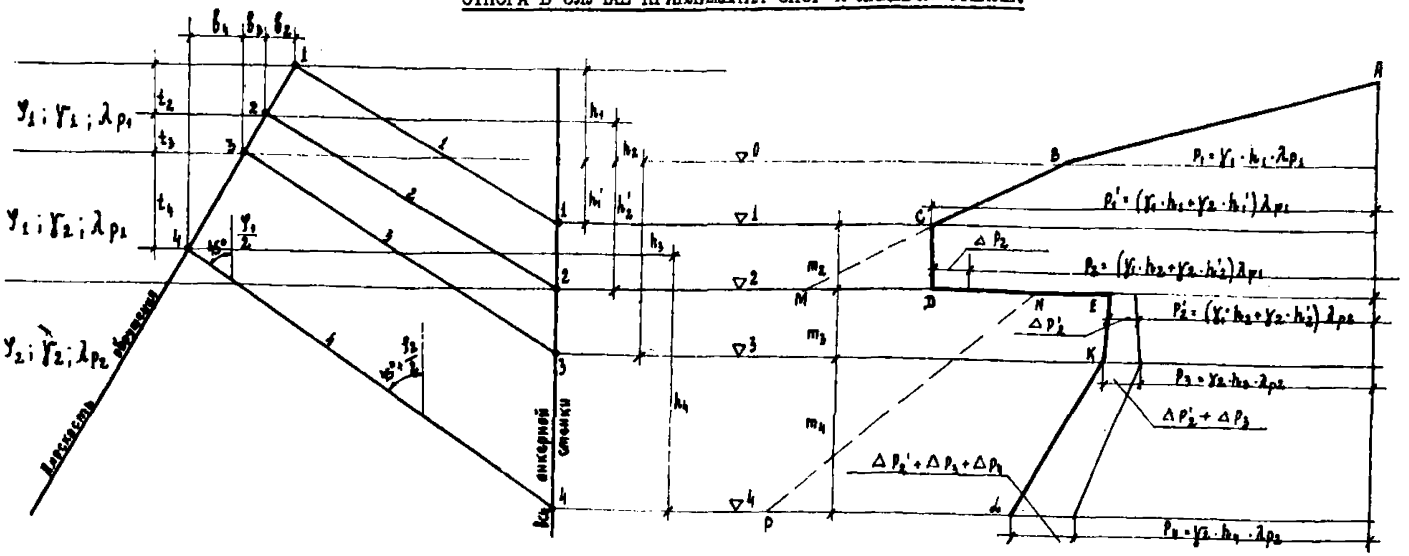


Рис. 30

Отпор грунта перед сближенной анкерной стенкой определяется суммированием двух составляющих:

I. Сопротивление отпора массива грунта, заключенного между анкерной стенкой и плоскостью обрушения грунта на лицевую стенку (ординаты отпора P_i); –

2. Сопротивление отпора, вызванное грунтовой пригрузкой на призме выпирания (ординаты отпора ΔP_i);
   Плоскости выпирания проводятся следующим образом:
   пл.I - через точку "1" пересечения плоскости обрушения с поверхностью грунта;
   пл.2 – через точку "2" пересечения оси анкерной стенки с границей различных грунтов;
   пл.3 – через точку "3" пересечения плоскости обрушения с расчетным горизонтом воды;
   пл.4 – произвольно.

Определение ординат эпюры отпора.

I. Отпор массива грунта

- 0 $P_1 = \gamma_1 h_1 \lambda_p$;
- I $P_1' = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_1') \lambda_p$;
- 2 $P_2 = (\gamma_1 h_2 + \gamma_2 h_2') \lambda_{p_1}$;
- 2 $P_2' = (\gamma_1 h_2 + \gamma_2 h_2') \lambda_{p_2}$;
- 3 $P_3 = \gamma_2 h_3 \lambda_{p_2}$;
- 4 $P_4 = \gamma_2 h_4 \lambda_{p_2}$.

2. Отпор от пригрузки на призме выпирания

- 2 $\Delta P_2 = \frac{2 \Delta E_2}{m_2}$; $\Delta E_2 = 0{,}5 \gamma_1 t_2 \theta_2 \sqrt{\lambda_{p_1}}$;
  $\Delta P_2' = \frac{2 \Delta E_2'}{m_2}$; $\Delta E_2' = 0{,}5 \gamma_1 t_2 \theta_2 \sqrt{\lambda_{p_2}}$;
- 3 $\Delta P_3 = \frac{2 \Delta E_3}{m_3}$; $\Delta E_3 = 0{,}5 \gamma_1 t_3 \theta_3 \sqrt{\lambda_{p_2}}$;
- 4 $\Delta P_4 = \frac{2 \Delta E_4}{m_4}$; $\Delta E_4 = 0{,}5 \gamma_2 t_4 \theta_4 \sqrt{\lambda_{p_2}}$.

Окончательная эпюра отпора – $ABCDEKL$.
Эпюра отпора при нормальном удалении стенки – $ABMNP$.

Приложение 5
Таблица I2

Таблица геометрических характеристик металлического шпунта

Вид профиля	Номер профиля	Размеры профиля в мм				Площадь поперечного сечения $см^2$	Вес		Упругий момент сопротивления $W_{нт}$	
		b	h	t	d		1п.м. шпунта кг	1 $м^2$ стенки кг	шпунта $см^3$	п.м. стенки $см^3$
I	2	3	4	5	6	7	8	9	I0	II
Корытный типа "Ларсен"	I-а	400	I30	7	-	-	32,8	82,0	-	300
	/новый/	400	220	7,5	-	-	35,6	89,0	-	600
	I	400	I50	8,0	-	-	40,0	I0C	-	500
	II	400	200	I0,2	-	-	48,8	I22	-	850
	II /новый/	400	270	9,5	-	-	48,8	I22	-	II00
	III	400	247	I4,2	-	-	62,0	I55	-	I350
	III /новый/	400	290	I3,0	-	-	62,0	I55	-	I600
	IУ /новый/	400	360	I4,8	-	-	74	I85	-	2200
	У	420	360	20,5	I2	I27,6	I00,0	238	-	3000
	УI	420	440	22,0	-	-	I2I,8	290	-	4200
	УII	460	460	26,0	-	-	I42,6	3I0	-	5000

ПРИМЕЧАНИЕ: Момент сопротивления п.м. стенки корытного профиля показан с учетом монолитного закрепления в замках. Указанный момент сопротивления дан относительно оси шпунта.

Приложение 6

Таблица I3

Допускаемые вертикальные прогибы пролетных строений при проектировании эстакадных сооружений.

Материал пролетного строения	Максимальный прогиб в пределах	Допускаемая величина прогиба пролетных строений
Железобетон и сталь	пролета	$1/500\,\ell$
	консоли	$1/250\,\ell_к$

Примечание. Кроме того, для ростверков с подкрановыми и железнодорожными путями величины допускаемых деформаций верхнего строения от эксплуатационных нагрузок устанавливаются при проектировании с таким расчетом, чтобы отклонения в относительном положении рельсов при эксплуатации / отклонения на укладку плюс деформации / не превосходили величин таблицы I, приложения 3 " Правил технической эксплуатации гидротехнических сооружений и акваторий портов Министерства морского флота".

Приложение 7

Расчетное сопротивление грунта основания на боковой поверхности свай, равное нормативному f_i в т/м2 по таблице 2, СНиП II-Б.5-62.

Таблица I4

Средняя глубина расположения слоя грунта в м	Сопротивление f_i в т/м^2					
	Песчаных грунтов /для свай, погруженных без подмыва/					
	крупных и средней крупности	мелких	пылеватых	-	-	-
	Глинистых грунтов консистенций B, равной					
	≤ 0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	>0,6
I	3,5	2,3	I,5	I,2	0,5	0,2
2	4,2	3,0	2,0	I,7	0,7	0,3
3	4,8	3,5	2,5	2,0	0,8	0,4
4	5,3	3,8	2,7	2,2	0,9	0,5
5	5,6	4,0	2,9	2,4	I,0	0,6
7	6,0	4,3	3,2	2,5	I,I	0,7
I0	6,5	4,6	3,4	2,6	I,2	0,8
I5	7,2	5,I	3,8	2,8	I,4	I,0
20	7,9	5,6	4,I	3,0	I,6	I,2
25	8,6	6,I	4,4	3,2	I,8	-

Примечание. При расчете сопротивления свай, находящихся частично в просадочных грунтах, сопротивление грунта на боковой поверхности свай принимается только в пределах непросадочного грунта.

Приложение 8

Расчетное сопротивление грунта основания в плоскости нижних концов свай σ_i в т/м² ,равное нормативному по табл.I ,СНиП II-Б.5-62 .

Таблица I5

Глубина забивки свай от поверхности грунта в м	Сопротивление σ_i в т/м²						
	Песчаных грунтов средней плотности						
	гравелистых	крупных	-	средней крупности	мелких	пылеватых	-
	Глинистых грунтов консистенции В, равной						
	≤ 0	0,I	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
I	2	3	4	5	6	7	8
3	700	400	300	200	I20	I00	60
4	820	5I0	380	250	I60	I20	70
5	880	550	400	280	I90	I30	75
7	950	620	430	320	2I0	I40	80
I0	I050	680	490	350	240	I50	90
I5	II70	750	560	400	280	I60	I00
20	I260	820	620	450	3I0	I70	II0
25	I340	880	680	500	340	I80	I20

Примечания. I. Для промежуточных глубин забивки свай и промежуточных значений консистенции "В" глинистых грунтов значения σ_i определяются интерполяцией.

2. Для крупнообломочных грунтов сопротивления грунта основания в плоскости нижних концов свай принимаются σ_i =2000 т/м².

При опирании забивных свай на скальные грунты значения σ_i принимаются $\sigma_i = I,4\,\sigma_i'$, где

σ_i' – временное сопротивление /среднее/ в т/м² образцов скального грунта на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии, но не менее 2000 т/м².

Приложение 9

Поправочный коэффициент α_1, вводимый в расчет лобового сопротивления σ_i

Таблица I6

№ пп	Конструкция ножа, метод погружения, диаметр опоры, характеристика грунтовых условий и длительность "отдыха"	α_1
I	Кольцевой нож скошен внутрь под углом 30^0–45^0; низкочастотный вибратор, жестко прикрепленный к голове опоры; Д ≤ 2 м; опирание на мощный слой песков средней плотности, или глинистые грунты с В ≤ 0,4.	I,3
2	То же, погружение забивкой	I,0
3	Нож отсутствует, погружение дизель-молотом, или низкочастотным вибратором без крепления к голове опоры; Д ≤ 0,8 м; опирание на пески или тугопластичные глины и суглинки	0,7
4	Кольцевой нож; погружение низкочастотным вибратором, прикрепленным к голове опоры; Д ≤ I,2 м; опирание на супеси, суглинки и глины с В=0,5. Длительность "отдыха" не учитывается,	
	а/ для супесей	0,9
	б/ для суглинков	0,7
	в/ для глин	0,6

Примечание. При наличии под подошвой свай глин и суглинков мягкопластичной консистенции с В > 0,5 лобовое сопротивление при "отдыхе" до I5 суток учитывать не следует.

Приложение I0

Дополнительные данные для расчета бокового сопротивления опор.

I. Поправочный коэффициент α_2, вводимый в расчет бокового сопротивления f_i

Таблица I7

№№ пп	Наименование грунта	α_2	
		при погружении вибратором	при погружении подмывом и последующим погружением добивкой
I	Пески	I,I	I,0
2	Супеси и пылеватые пески	0,9	0,8
3	Суглинки с $B \geqslant 0,5$	0,7	0,6
4	Глины с $B \geqslant 0,5$	0,6	0,5
5	Суглинки и глины с $B \leqslant 0,4$	I,0	0,9

2. Применение данных таблицы I4, приложения 7 в части назначения f_i для песчаных грунтов и глинистых с $B \leqslant 0,4$ допускается при любой длительности "отдыха" как для забивных, так и для погруженных вибратором полых свай. Для глинистых грунтов с $B \geqslant 0,5$ при погружении свай вибратором f_i следует принимать по таблице при "отдыхе" не более I5 суток.

3. Боковое сопротивление полых свай с грунтовым ядром в глинистых грунтах с $B \geqslant 0,5$ при длительном "отдыхе" следует определять по табл. I8.

Таблица I8

№ пп	Наименование грунта	Консистенция грунта	f_i т/м²
I	Супеси	$0,5 \leq B \leq 0,75$	2,8
		$0,75 < B \leq I$	I,4
2	Суглинки и глины	$0,5 \leq B \leq 0,75$	2,8
		$0,75 < B \leq I$	2,0
		$B > I$	I,0

Данные таблицы I8 соответствуют "отдыху" опор свыше 3 месяцев, при "отдыхе" от I до 3 месяцев значения f_i уменьшаются на 30% , а при "отдыхе" от I5 суток до I месяца - на 50%.

Глубина заложения слоя грунта в табл.I8 не учтена.

4. При наличии торфа среди проходимых сваей слоев грунта сопротивление по боковой поверхности свай /выше самого низкого слоя торфа/ принимается со знаком минус, причем сопротивление самого торфа не учитывается.

Приложение II

Условное расчетное сопротивление основания при глубине 2 м для грунтов консистенции $0,5 < B \leq 0,75$

Таблица I9

Наименование грунтов	Коэффициент пористости ε	R' т/м²
Супеси	0,5	20
Суглинки	0,5	I8
	0,7	I3
Глины	0,5	28
	0,6	20
	0,8	I4

Приложение 12

Коэффициенты расчетных длин стоек „μ".

Таблица 20

№ пп	Характеристика свайного основания	Схемы закрепления	
			
I	2	3	4
I	Сваи прямоугольные с горизонтальным смещением	I,25	I,5
2	Цилиндры-оболочки с горизонтальным смещением	I	I,25
3	Сваи , а также цилиндры-оболочки с козловыми опорами в двух направлениях без горизонтального смещения	0,7	I

Примечание. Для определения геометрической длины стоек, в грунте основания принимается условное защемление.

Ответственный за выпуск И. М. Зимович.
Технический редактор Р. Г. Густун
Корректор Г. Ф. Халанская

Подписано в печать 12/IX 1968 г. Тираж 540.
8,38 печ. л. Заказ 549. Цена 95 коп.
ЦБНТИ ММФ
Москва, А-80, Волоколамское шоссе, дом 14

gost.e-ecolog.ru