

Министерство образования и науки Российской Федерации

САНКТ–ПЕТЕРБУРГСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
ПОЛИТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

**Приоритетный национальный проект «Образование»
Национальный исследовательский университет**

Н. Д. БЕЛЯЕВ М. Е. МИРОНОВ

МОРСКИЕ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

**ОСНОВЫ, СОДЕРЖАНИЕ И МЕТОДИКА
КУРСОВОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ**

Учебное пособие

Санкт-Петербург
Издательство Политехнического университета
2013

УДК 627.2(075.8)
ББК О 413-045я73
Б

Беляев Н. Д. **Морские гидротехнические сооружения. Основы, содержание и методика курсового проектирования:** учеб. пособие / Н. Д. Беляев, М. Е. Миронов. – СПб.: Изд-во Политехн. ун-та, 2013. – 118 с.

Учебное пособие направлено на формирование умений и практических навыков проектирования морских гидротехнических сооружений, в нем подробно рассмотрены вопросы курсового проектирования оградительных и причальных сооружений. Изложены принципы обоснования выбора типа сооружения с кратким описанием конструктивных решений. Приведены рекомендации по установлению габаритной схемы сооружения и определению внешних нагрузок на расчетный участок длины сооружения. Подробно изложена методика расчетов устойчивости гравитационного сооружения с уточнением его основных размеров и определением размеров головной и корневой частей, графоаналитического расчета шпунтовой стенки с определением глубины забивки шпунта, изгибающего момента в шпунте, опорной реакции в ростверке. Изложены основные сведения об определении усилий в сваях от действия вертикальных и горизонтальных нагрузок при нежестком ростверке, глубине погружения свай, графоаналитическом расчете усилий в сваях при жестком ростверке методом упругого центра, подборе сечения шпунта.

Предназначено для слушателей курсов профессиональной переподготовки по программе дополнительного профессионального образования «Проектирование и строительство гидротехнических сооружений».

Пособие может быть полезно для студентов высших учебных заведений, обучающихся по образовательной программе «Морские гидротехнические сооружения и сооружения водных путей» направления подготовки магистров «Строительство» и слушателей организаций дополнительного профессионального образования, совершенствующих свою подготовку в области строительства.

Работа выполнена в рамках реализации программы развития национального исследовательского университета «Модернизация и развитие политехнического университета как университета нового типа, интегрирующего мультидисциплинарные научные исследования и надотраслевые технологии мирового уровня с целью повышения конкурентоспособности национальной экономики»

Печатается по решению редакционно-издательского совета
Санкт-Петербургского государственного политехнического университета.

© Беляев Н. Д., Миронов М. Е., 2013
© Санкт-Петербургский государственный
политехнический университет, 2013

ISBN

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение.....	5
1. Общие сведения о проектировании морских гидротехнических сооружений.....	7
1.1. Основные сооружения портов.....	7
1.1.1. Оградительные сооружения морских портов.....	9
1.1.2. Причальные сооружения морских портов.....	13
1.2. Общие сведения о расчетах гидротехнических сооружений.....	16
2. Последовательность выполнения задания при проектировании оградительных сооружений.....	19
2.1. Общие сведения.....	19
2.2. Обоснование выбора типа сооружения.....	19
2.3. Определение основных размеров сооружения.....	20
2.3.1. Расчет и построение продольного профиля сооружения.....	20
2.3.2. Предварительное построение поперечного профиля в расчетном сечении.....	25
2.4. Определение внешних нагрузок, действующих на сооружение в расчетном сечении.....	31
2.4.1. Нагрузки от воздействия волн.....	31
2.4.2. Нагрузки от воздействия льда.....	36
2.4.3. Нагрузки от натяжения швартовов.....	38
2.5. Расчеты устойчивости сооружения, уточнение основных размеров.....	39
2.5.1. Определение ширины мола-причала.....	39
2.5.2. Расчет устойчивости сооружения на опрокидывание....	41
2.5.3. Расчет напряжений под подошвой стенки и под постелью.....	41
2.5.4. Расчет устойчивости сооружения на плоский сдвиг....	43
2.5.5. Расчет устойчивости сооружения на глубинный сдвиг...	44
2.6. Определение размеров головной и корневой частей сооружения.....	46
2.6.1. Головная часть.....	46
2.6.2. Корневая часть.....	47
3. Последовательность выполнения задания при проектировании причальных сооружений.....	52

3.1. Общие сведения.....	52
3.2. Выбор типа сооружения.....	53
3.3. Установление габаритной схемы сооружения.....	53
3.3.1. Общие положения.....	53
3.3.2. Набережная с передней шпунтовой стенкой.....	56
3.3.3. Набережная с задней шпунтовой стенкой.....	57
3.4. Определение нагрузок, действующих на сооружение.....	58
3.4.1. Общие положения.....	58
3.4.2. Горизонтальные нагрузки.....	59
3.4.3. Вертикальные нагрузки.....	61
3.5. Графоаналитический расчет шпунтовой стенки.....	62
3.5.1. Общие положения.....	62
3.5.2. Способы определения давления грунта, построение эпюр давления.....	63
3.5.3. Расчеты набережной с передней шпунтовой стенкой....	72
3.5.4. Расчеты набережной с задней шпунтовой стенкой.....	80
3.6. Расчет усилий в сваях при нежестком ростверке.....	84
3.6.1. О жесткости ростверков.....	84
3.6.2. Расчет сооружений.....	84
3.7. Определение глубины погружения свай.....	89
3.7.1. Общие расчетные положения.....	89
3.7.2. Расчет глубины погружения свай на осевые нагрузки.....	89
3.8. Определение усилий в сваях при жестком ростверке.....	90
3.9. Определение сечения шпунта.....	96
Библиографический список.....	98
Приложения.....	100
Приложение 1. Значения коэффициентов при расчетах гидротехнических сооружений по предельным состояниям.....	101
Приложение 2. Расчет устойчивости сооружения на глубинный сдвиг.....	105
Приложение 3. Определение нагрузки от кранов.....	107
Приложение 4. Значения коэффициентов активного и пассивного давления грунта.....	109
Приложение 5. Расчет глубины погружения свай.....	110
Приложение 6. Характеристики материалов свай, металлического шпунта и труб.....	113

ВВЕДЕНИЕ

Основной целью дисциплины является обучение слушателей курсов профессиональной переподготовки по программе дополнительного профессионального образования «Проектирование и строительство гидротехнических сооружений» проектированию и строительству гидротехнических сооружений (ГТС), возводимых в морских портах.

В результате изучения дисциплины слушатели должны иметь представление:

- об основных проблемах и направлениях развития морского гидротехнического строительства;
- о системном анализе при решении научно-технических, организационно-технических и конструкторско-технологических задач в области морского гидротехнического строительства.

Кроме того, они должны знать и уметь использовать:

- особенности естественного режима морских побережий, влияющих на проектирование и строительство морских ГТС;
- назначение, конструкции и условия применения основных типов морских ГТС.

В итоге у слушателей должны сформироваться навыки проектирования морских ГТС с учетом технических требований и экономической эффективности, особенностей естественного режима побережий и способов возведения, охраны окружающей среды.

Курсовое проектирование оградительных и причальных сооружений выполняется с целью:

- закрепления знаний по конструкциям и методам расчета портальных ГТС;
- получения практических навыков по определению внешних сил, расчету и конструированию гравитационных оградительных сооружений вертикального и откосного профилей, а также причальных сооружений свайного типа.

Для выполнения курсового проекта студентам выдается задание, состоящее из бланка и ситуационной схемы. В задании приводятся исходные данные на проектирование оградительного или причального сооружения, перечень разрабатываемых вопросов, время и контрольные этапы выполнения работы, список рекомендованной литературы.

Отчетный материал по проекту включает в себя один лист чертежей стандартного формата размером А4 и пояснительную записку объемом 20–25 страниц. Пояснительная записка помимо необходимых расчетов и обоснований должна иметь титульный лист, оглавление и список использованной литературы.

При расположении графического материала необходимо придерживаться следующих рекомендаций:

- в верхнем правом углу в масштабе 1 : 100 (при большой глубине допускается использование масштаба 1 : 200) располагается поперечный разрез сооружения;
- в левой нижней части чертежа размещается план конструкции;
- фасад (продольный разрез) сооружения изображается над планом в левой верхней части листа;
- в правом нижнем углу (под поперечным разрезом сооружения) располагаются результаты расчетов;
- дополнительно можно разместить узлы и детали конструкции (швартовную тумбу, отбойное устройство и т. п.);
- примечания размещаются в оставшейся части листа над штампом.

Необходимые отметки, размеры, условные обозначения и примечания должны быть изображены в соответствии с правилами оформления строительных чертежей.

1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ПРОЕКТИРОВАНИИ МОРСКИХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

1.1. ОСНОВНЫЕ СООРУЖЕНИЯ ПОРТОВ

Количество типов сооружений морских портов весьма значительно, поэтому классификация их представляет достаточно сложную задачу. Тем не менее, возможно выделение некоторых общих признаков, которые могут быть положены в основу классификации портовых гидротехнических сооружений [1, 4, 8–11, 18–19]. К числу основных признаков можно отнести:

- функциональное назначение сооружения;
- тип и особенности конструкции;
- эксплуатационные технологические требования и срок эксплуатации.

По функциональному назначению портовые ГТС можно разделить следующим образом:

- причальные сооружения, обеспечивающие безопасность судов при стоянке и возможность выполнения перегрузочных операций; к ним относятся набережные стенки, пирсы, рейдовые причалы;
- оградительные сооружения, предназначенные для защиты акватории от волнения, течений, наносов и льда; различают два типа: молы и волноломы;
- судоподъемные сооружения, предназначенные для подъема и спуска судов на воду при их строительстве и ремонте; можно выделить судостроительные эллинги (стапели), судоремонтные эллинги, слипы, сухие и наливные доки;
- морские берегозащитные сооружения, предназначенные для защиты берега и прилегающих территорий от разрушений; эти сооружения используют активные и пассивные методы защиты берега;
- морские судоходные каналы;

- устройства, предназначенные для обеспечения безопасности судо-
вождения на подходе к морским портам и в пределах их акваторий (ма-
яки, створные знаки и пр.);
- специальные морские сооружения.

В зависимости от эксплуатационных требований и сроков служ-
бы морские ГТС делятся на постоянные и временные (табл. 1.1). По-
стоянные сооружения, предназначенные для длительной эксплуата-
ции, в зависимости от степени их важности подразделяются на основ-
ные и второстепенные. К основным относятся такие сооружения, вы-
ход которых из строя при аварии или полном разрушении существен-
но нарушает работу всего предприятия или важной его части. prime-
рами основных сооружений являются грузовые и пассажирские при-
чалы.

Таблица 1.1

Классы основных ГТС морских портов

№ п/п	Сооружения	Показатели, определяю- щие класс сооружений	Класс со- оружений
1.	Причальные основного назначения (грузовые, пассажирские, достроечные набережные и т. д.)	Глубина у сооружения, м: более 25 20 – 25 менее 20	I II III
2.	Оградительные сооруже- ния (молы, волноломы, дамбы)	Глубина у сооружения, м: более 25 5 – 25 менее 5	I II III
3.	Внутрипортовые огради- тельные сооружения; бере- говые укрепления пассив- ной защиты	Высота сооружения, м: более 15 менее 15	II III

В соответствии со СП 58.13330.2012 [18] постоянные морские
гидротехнические сооружения в зависимости от предъявляемых к ним
требований в отношении запасов устойчивости и прочности, долговеч-
ности и общей надежности подразделяются на четыре класса капи-
тальности. К сооружениям I класса относят основные сооружения,

имеющие особо важное народнохозяйственное значение, отказы которых приводят к опасности для жизни людей и весьма большим экономическим потерям. Вероятность безотказной работы таких сооружений — 0,97, срок службы — около 60 лет. К IV классу относят временные сооружения; вероятность их безотказной работы равна 0,80. В табл. 1 приведены классы основных ГТС морских портов.

В дальнейшем в данном учебном пособии будем рассматривать вопросы проектирования двух групп ГТС:

- оградительных сооружений;
- причальных сооружений.

1.1.1. Оградительные сооружения морских портов

Особое значение для обеспечения безопасности работы портов имеют оградительные сооружения, которые обеспечивают защиту судов от штормовых волн. Протяженность таких сооружений весьма значительна и сопоставима с протяженностью причального фронта. Разрушение оградительных сооружений во время шторма может привести к тяжелым последствиям.

Эффективная работа погрузо-разгрузочных комплексов возможна только при надежной их защите от действия волн, что обеспечивается строительством оградительных сооружений. Стоимость этих сооружений весьма значительна, в среднем она составляет около 30 % стоимости всех гидротехнических сооружений порта, а в зависимости от расположения может и превышать это значение.

Различают внешние и внутренние оградительные сооружения. Внешние располагают по морскому наружному контуру ограждаемой акватории, внутренние делят акваторию на части и препятствуют развитию местного волнения. Если они не соединяются с берегом, то называются волноломами, если одним концом примыкают к берегу — молами. К оградительным сооружениям можно отнести также дамбы, сооружаемые для защиты подходных каналов от ветра, волн и течений.

Конструкции оградительных сооружений можно подразделить на стационарные и мобильные. К последним относятся плавучие,

пневматические, гидравлические и другие типы волноломов. Применение их ограничено вследствие невысокой надежности и эффективности. К основным достоинствам относятся малая стоимость и возможность перемещения на новое место.

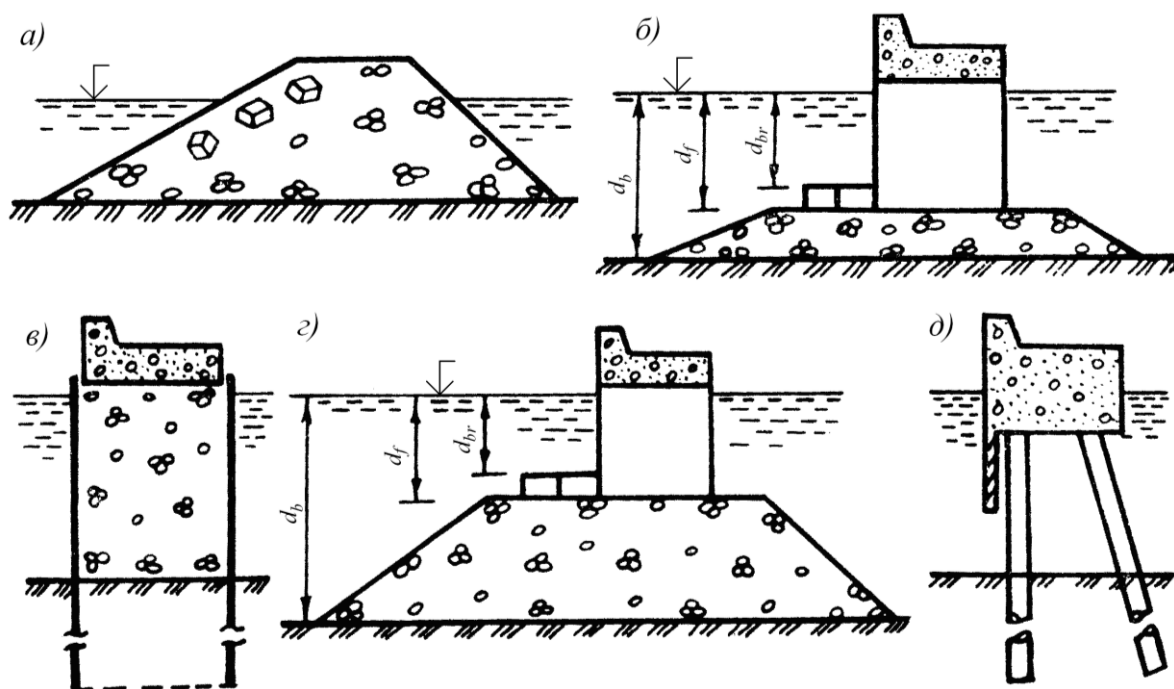


Рис. 1.1. Поперечные профили оградительных сооружений:
a — откосный; *б, в* — вертикальный; *г* — смешанный; *д* — сквозного типа;
 d_b — глубина до дна; d_f — глубина до верха каменной постели;
 d_{br} — глубина до верха берменных массивов

Стационарные сооружения разделяют на гравитационные, устойчивость которых обеспечивается большой массой, и свайные, устойчивость работы которых обеспечивается заделкой в морское дно. На рис. 1.1 представлены поперечные сечения оградительных сооружений, включающих в себя гравитационные сооружения откосного, вертикального и смешанного типов, а также сквозного (свайного) типа. Наибольшее распространение в России получили оградительные сооружения гравитационного типа.

Гравитационные сооружений вертикального типа состоят из трех основных конструктивных элементов: постели, подводной стены и надстройки (рис. 1.2).

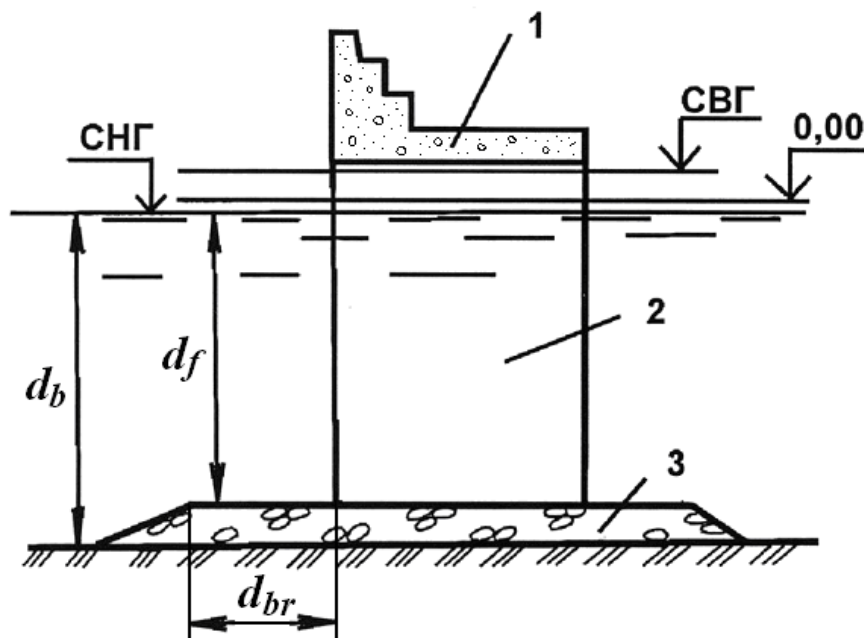


Рис. 1.2. Схема сооружения типа гравитационной вертикальной стены: 1 — надстройка; 2 — подводная стена; 3 — постель

Постель предназначена для выравнивания поверхности дна, защиты грунтов основания от размыва и от выноса частиц при их обжати, а также для более равномерного распределения напряжений и их уменьшения под сооружением. Конструктивные схемы постелей зависят от свойств грунтов основания, глубины у сооружения и характера воздействий от волнения и течения. Выделяют постели на скальном основании, на поверхности дна, с частичным или полным заглублением. На слабых основаниях применяют слоистые постели, состоящие из каменной призмы, обратного фильтра и песчаной подушки. В некоторых случаях производят его удаление и замену песчаной подушкой.

Подводная стена является сплошной преградой, воспринимающей волновое давление, воздействия льда и пр. Конструктивно она

может быть выполнена из кладки обыкновенных массивов, массивов-гигантов, оболочек большого диаметра и др. Ширина стены, отметки ее подошвы и верха зависят в основном от параметров воздействующих волн, уровней воды, геологических условий, методов производства работ и назначения сооружения.

Назначение надстройки состоит в объединении элементов конструкции подводной стены; увеличении общей устойчивости; восприятии большей части волнового давления и исключении или ограничении перелива воды во внутреннюю акваторию. Надстройка может оснащаться швартовным, отбойным и навигационным оборудованием, а также каналами для прокладки инженерных сетей. Конструктивно монолитная или сборно-монолитная надстройка состоит из плиты толщиной не менее 1,5 – 2,0 м и парапета.

Мол-причал из обыкновенных массивов. Обыкновенными являются бетонные массивы в форме параллелепипедов или близкой к ним с массами от 5 до 100 т. Чаще всего применяется так называемая правильная кладка, т. е. кладка массивов горизонтальными курсами (рядами). Нумерация курсов начинается снизу — первым является курс на поверхности каменной постели.

Обыкновенные массивы должны иметь массу, соответствующую грузоподъемности имеющихся в наличии кранов, и размеры, учитывающие перекрытие швов в поперечных и продольных сечениях стен, длину секций и т. п. При этом число типоразмеров массивов должно быть минимальным. Для усиления монолитности стены сооружения кладка массивов делается с перевязкой швов.

Мол-причал из массивов-гигантов. Массивы-гиганты — это железобетонные понтоны (ящики) чаще всего прямоугольной формы, состоящие из днища, наружных стен и внутренних перегородок. Они изготавливаются на берегу, а затем транспортируются на плаву, устанавливаются на заранее отсыпанную постель и заполняются сыпучим наполнителем (песком, гравием, камнем) или бетоном.

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

1.1.2. Причальные сооружения морских портов

Основными сооружениями, обеспечивающими работу морского транспорта, являются порты (от лат. portus — вход, ворота). Обычно под портом понимается участок берега с прилегающим водным районом, где размещен комплекс сооружений и устройств для погрузки-выгрузки судов и полного их обслуживания.

Наиболее важными сооружениями в порту являются причальные сооружения. К ним относятся устройства или гидротехнические сооружения порта, предназначенные для швартовки судов, их стоянки во время погрузо-разгрузочных работ, посадки и высадки пассажиров, проведения других портовых операций. Совокупность причальных сооружений образует причальный фронт порта, протяженность которого в крупных портах составляет десятки километров.

Причальные сооружения можно классифицировать по назначению, условиям сопряжения с портовой территорией, по условиям обеспечения устойчивости, расположению в плане, по типу конструкции, капитальности, материалу, способу и продолжительности строительства, типу одиночных опор и способу их погружения, расчетной схеме, значению для порта и т. д. [1-11, 19].

Причальные сооружения выполняются в виде набережных, пирсов и эстакад. Для приема крупнотоннажных судов (главным образом танкеров) получили распространение внебереговые причалы — рейдовые и плавучие.

Набережные — причальные сооружения, примыкающие к берегу и расположенные вдоль уреза воды. По восприятию бокового давления грунта различают:

- набережные-стенки — распорные сооружения, включающие в свою конструкцию сплошную стенку и воспринимающие боковое давление (распор) грунта со стороны берега;
- сквозные набережные или набережные-эстакады — безраспорные сооружения, возводимые на откосе берега так, что боковое давление (распор) грунта на конструкцию практически исключается.

Сквозные набережные могут примыкать к берегу по всей своей длине или располагаться на некотором удалении от берега и соединяться с ним съездами.

Пирсы — причальные сооружения, выступающие от берега на акваторию порта под определенным, часто прямым, углом к урезу воды и допускающие швартовку судов с обеих сторон. Различают широкие и узкие пирсы. Широкие пирсы представляют собой участки территории шириной обычно 100 – 250 м, выступающие на акваторию и оконтуренные по периметру набережными. На широких пирсах размещаются склады, здания, железнодорожные пути, технологическое оборудование и устройства для погрузо-разгрузочных работ, перемещения и складирования грузов. Широкие пирсы строятся, как правило, в торговых портах, а узкие, шириной обычно 10 – 20 м, — в пунктах базирования.

Рейдовые причалы — это причальные сооружения, расположенные на расстоянии от берега, в том числе на внутреннем или внешнем рейде. Рейдовые причалы возводятся на значительных глубинах для обслуживания судов большого водоизмещения.

По конструкции основные группы причальных сооружений — это:

- гравитационные сооружения; их устойчивость, восприятие швартовных и других нагрузок обеспечиваются массой причала, силой тяжести;

– сооружения свайного типа; их прочность и устойчивость обеспечиваются несущей способностью свай, погруженных в грунт дна.

Основные конструктивные формы сооружений свайного типа:

– сооружения в виде тонких стенок — шпунтовые стенки, или бальверки (от нем. *Bohlwerk* — сооружение из бруса, толстой доски, шпунта) (рис. 1.3);

– набережные-стенки с высоким свайным ростверком и передней или задней шпунтовой стенкой (рис. 1.4, *a*);

– сквозные сооружения (рис. 1.4, *б*).

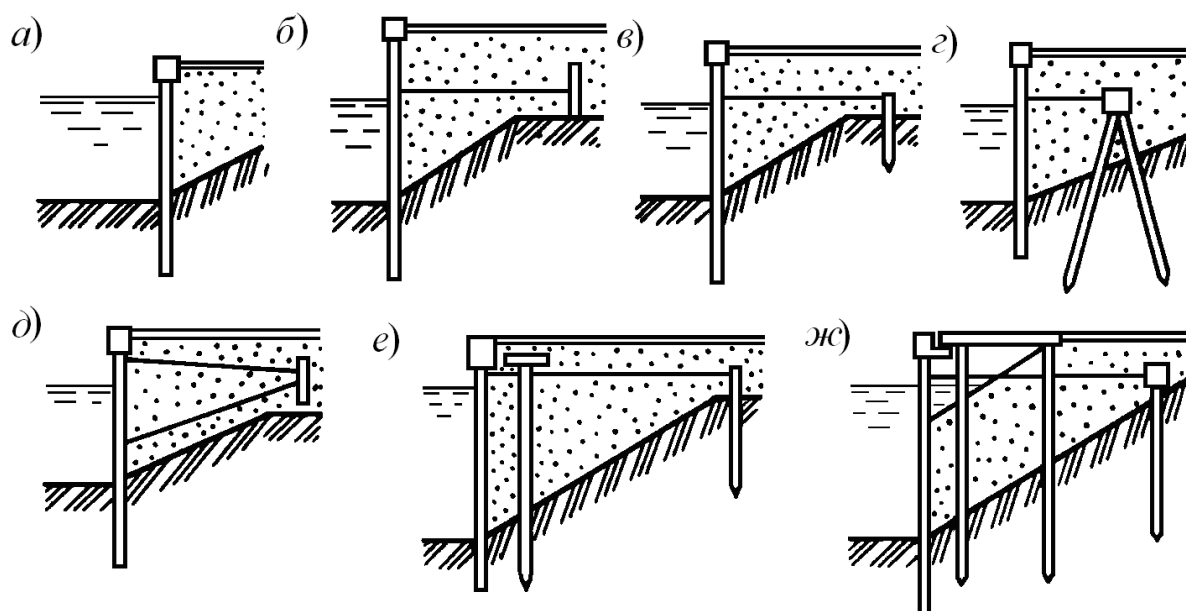


Рис. 1.3. Основные типы бальверков:

- a* — незаанкеренный; *б* — заанкеренный за анкерную плиту;
в — заанкеренный за анкерную стенку; *г* — заанкеренный за козловую опору; *д* — двуханкерный неразрезной;
е — экранированный; *ж* — с разгрузочной эстакадой

Основные причальные сооружения в зависимости от их высоты $H_{ст}$ подразделяются на следующие классы (см. табл. 1.1):

- I класс — $H_{ст} > 25$ м;
- II класс — $20 \text{ м} < H_{ст} < 25$ м;
- III класс — $H_{ст} < 20$ м.

Здесь $H_{ст}$ — расстояние по вертикали от дна у причала до кордона.

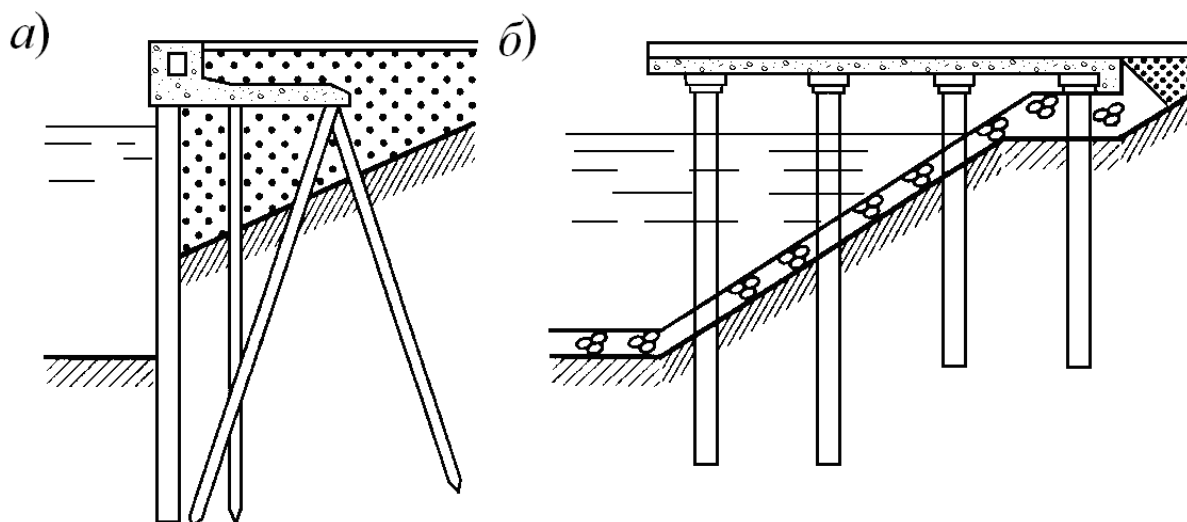


Рис. 1.4. Свайные причальные сооружения:
а — набережная стенка с передним шпунтом;
б — сквозная набережная эстакада

Выбор типа причального сооружения в зависимости от заданных условий производится на основании рекомендаций, изложенных в нормативных документах, технической и учебной литературе по гидротехническому строительству. На выбор причального сооружения большое значение оказывают геологические и ледовые условия, рельеф дна акватории, амплитуда колебаний уровня воды, волновой режим, сроки и условия строительства, наличие и вид местных строительных материалов, назначение причала и др. Окончательный выбор типа конструкции осуществляется на основании сравнения различных вариантов сооружения.

1.2. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О РАСЧЕТАХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Расчеты гидротехнических сооружений необходимо производить по двум группам предельных состояний:

– первая группа (потеря несущей способности и (или) полная непригодность сооружений, их конструкций и оснований к эксплуатации) — расчеты общей прочности и устойчивости системы сооружение-основание, общей фильтрационной прочности оснований и грунтовых сооружений, прочности отдельных элементов сооружений, разрушение которых приводит к прекращению эксплуатации сооружений; расчеты перемещений конструкций, от которых зависит прочность или устойчивость сооружений в целом и др.;

– вторая группа (непригодность к нормальной эксплуатации) — расчеты местной, в том числе фильтрационной, прочности оснований и сооружений, перемещений и деформаций, образования или раскрытия трещин и строительных швов; расчеты прочности отдельных элементов сооружений, не относящиеся к расчетам по предельным состояниям первой группы.

Расчеты по I предельному состоянию выполняются по расчетным усилиям, а по II — по нормативным.

При расчетах гидротехнических сооружений, их конструкций и оснований необходимо соблюдать условие, обеспечивающее недопущение наступления предельных состояний [18]:

$$\gamma_{lc} F \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} R, \quad (1.1)$$

где F — расчетное значение обобщенного силового воздействия (сила, момент, напряжение), деформации или другого параметра, по которому производится оценка предельного состояния и определяемое с учетом коэффициента надежности по нагрузке γ_f ; R — расчетное значение обобщенной несущей способности, деформации или другого параметра (при расчетах по первой группе предельных состояний — расчетное значение; при расчетах по второй группе предельных состояний — нормативное значение), устанавливаемое нормами проектирования отдельных видов гидротехнических сооружений и определенное с учетом коэффициентов надежности по материалу (γ_m) или

грунту (γ_g) и условий работы γ_c ; γ_{lc} — коэффициент сочетания нагрузок; γ_n — коэффициент надежности по ответственности сооружения.

Значения коэффициентов надежности по материалу (γ_m) и грунту (γ_g) применяемые для определения расчетных сопротивлений материалов и характеристик грунтов, устанавливаются нормами на проектирование отдельных видов гидротехнических сооружений, их конструкций и оснований.

Нормативные усилия в конструктивных элементах гидротехнического сооружения находят путем его расчета на действие нормативных внешних сил, определяемых в соответствии с разделами 2, 3 учебного пособия.

Расчетные значения усилий в элементах конструкции (изгибающий момент M_I , продольная (N_I) и поперечная (Q_I) силы) вычисляются с помощью выражения

$$F_I = \gamma_{lc} \gamma_n \gamma_f \gamma_{ca} F, \quad (1.2)$$

где F_I — расчетное усилие (M_I , N_I , Q_I); γ_{ca} — дополнительный коэффициент условий работы, учитывающий условность метода расчета конструкций, взаимодействующих с грунтом; F — усилие (M , N , Q), полученное из статического расчета сооружения при нормативных значениях действующих эксплуатационных нагрузок.

Значения коэффициентов принимаются по нормативным документам: коэффициент γ_{lc} устанавливается по табл. П1.1; γ_n — назначается по табл. П1.2; коэффициент γ_{ca} принимается по табл. П1.3. Чтобы определить расчетное значение нагрузки, нормативное значение нагрузки умножают на соответствующий коэффициент надежности по нагрузке γ_f . Нормативные значения нагрузок следует определять по нормативным документам на проектирование отдельных видов гидротехнических сооружений, их конструкций и оснований. Значения коэффициентов надежности по нагрузке γ_f при расчетах по предельным состояниям первой группы необходимо принимать в соответствии с табл. П1.4.

2. ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТЬ ВЫПОЛНЕНИЯ ЗАДАНИЯ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ОГРАДИТЕЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ

2.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

В состав пояснительной записки должны входить следующие разделы:

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

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

2.2. ОБОСНОВАНИЕ ВЫБОРА ТИПА СООРУЖЕНИЯ

Основную и головную части мола-причала следует принимать вертикального профиля, а корневую часть — откосного.

Конструкция основной вертикальной части мола-причала может выполняться в двух вариантах: из обыкновенных массивов и из массивов-гигантов, при этом прорабатывается только один из вариантов конструкции. Выбранный тип конструкции мола-причала согласовывается с преподавателем и обосновывается в пояснительной записке. Кроме того, приводится описание основных конструктивных частей конкретного мола-причала, разъясняется назначение каждой части, и формулируются основные конструктивные требования к ним (см. раздел 1).

2.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСНОВНЫХ РАЗМЕРОВ СООРУЖЕНИЯ

2.3.1. Расчет и построение продольного профиля сооружения

Общие положения. Продольный профиль сооружения (вид со стороны гавани) строится на листе формата А3. Построение рекомендуется производить в масштабах: вертикальном 1 : 200 и горизонтальном 1 : 2000.

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

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

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

Построение выполняется в соответствии со схемой, показанной на рис. 2.1. При этом предполагается, что толщины слоев различных грунтовых напластований между скважинами изменяются равномерно, следуя изменениям профиля дна. В случае большего, по сравне-

нию с рис. 2.1, количества изломов дна между скважинами принцип построения остается прежним.



Рис. 2.1. Схема построения геологического профиля

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

У сооружений типа вертикальной стенки образуются стоячие волны, если выполняются неравенства (см. рис. 1.2):

$$d_b > 1,5h; d_f \geq 1,25h; d_b > d_{cr}. \quad (2.1)$$

где d_b — глубина воды перед сооружением; h — расчетная высота волны 1 %-ной обеспеченности в рассматриваемом створе; d_f — глубина над подошвой стенки; d_{cr} — критическая глубина.

Таким образом, минимально допустимая глубина, отсчитываемая от СНГ до дна перед сооружением вертикального профиля, и глубина подошвы стенки должны определяться из условий (2.1).

Высоту волны на данном этапе расчета допускается принимать равной

$$h_i = 0,9\bar{h}_d, \quad (2.2)$$

где \bar{h}_d — заданная высота волны 1 %-ной обеспеченности в глубоководной зоне. В дальнейшем значение h_i уточняется.

Критическая глубина d_{cr} , при которой образуются прибойные волны, определяется по графику, приведенному на рис. 2.2, с помощью кривых 2, 3 и 4 в зависимости от параметра $h_i/g\bar{T}^2$ [16]. На графике: $i = \text{tg}\alpha$ — пологость дна в направлении распространения волн (α — угол наклона дна к горизонту); g — ускорение свободного падения, $g = 9,81 \text{ м/с}^2$; \bar{T} — средний период волн, зависящий от заданной средней длины волн в глубоководной зоне:

$$\bar{T} = \sqrt{2\pi\bar{\lambda}_d/g}. \quad (2.3)$$

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

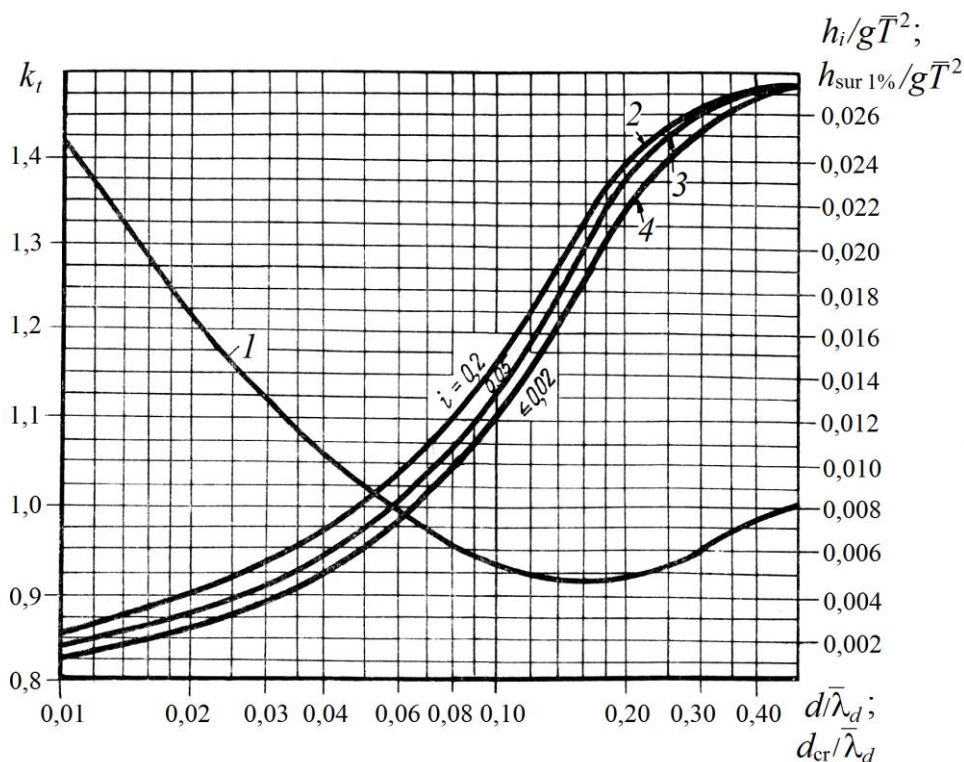


Рис. 2.2. Графики для определения трансформации волн

Уровень бетонирования (отметка верха подводной стенки и низа надстройки) для оградительных сооружений из массивов и массивов-гигантов назначается на 0,6 м выше расчетного уровня в строительный период (см. рис. 2.3).

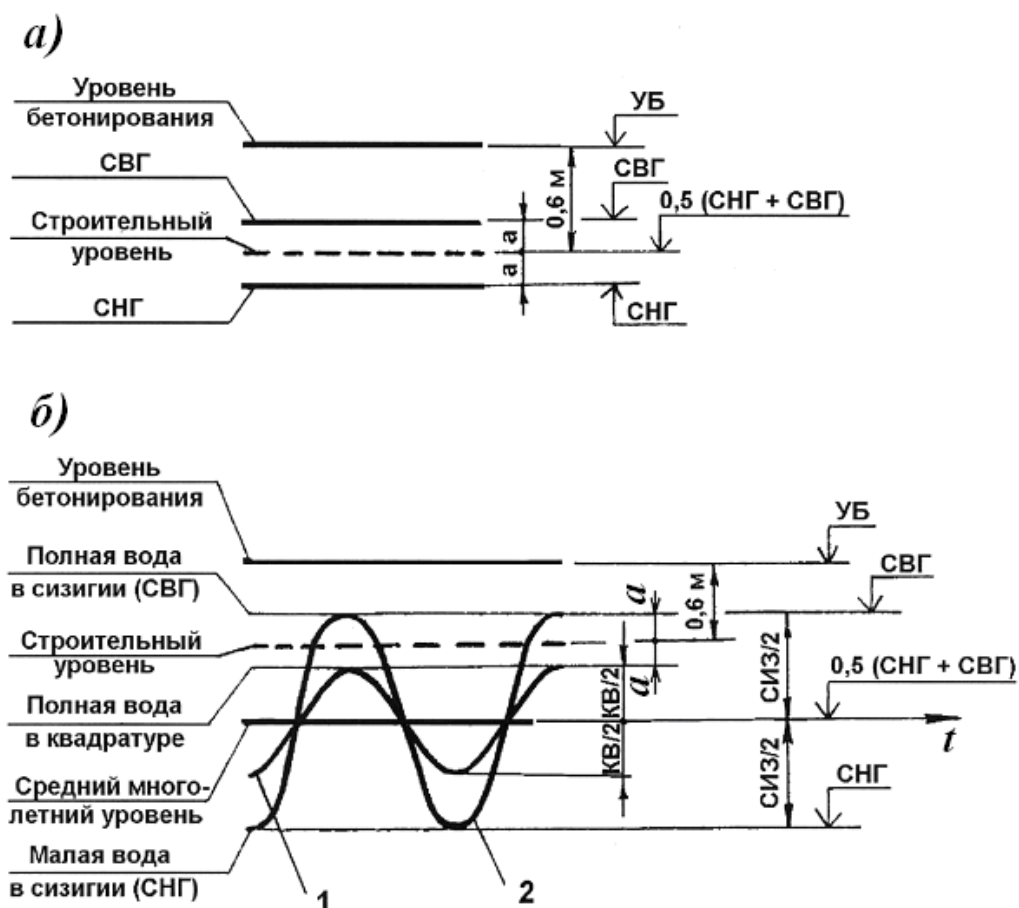


Рис. 2.3. Схемы определения уровня бетонирования:

a — в неливных, *б* — в ливных морях;

1 — колебания уровня воды в квадратуре; 2 — то же в сизигий

За расчетный строительный уровень принимается:

– в неливных морях — средний многолетний (за период не менее 10 лет) уровень воды в период года, на который намечается производство работ по возведению надводной части сооружения (в настоящей работе допускается принимать средний уровень между СВГ и СНГ по рис. 2.3, *a*);

– в ливных морях — средний многолетний (за период не менее 10 лет) приливной уровень (средний уровень между отметками сизигийных и квадратурных приливов на рис. 2.3, б).

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

– в сооружениях из массивов-гигантов — 20 – 25 м, но не более трех высот массива-гиганта;

– в сооружениях из массивовой кладки при плотных основаниях и толщине постели до 2 м — до 45 м; в других случаях не более 25 м.

Толщину каменной постели в основании вертикальной подводной стенки мола-причала следует назначать не менее 1,0 м при песчаных грунтах дна и не менее 1,5 м при глинистых грунтах, включая обратный фильтр толщиной не менее 0,5 м. При скальных грунтах постель может заменяться выравнивающим слоем из каменной наброски толщиной не менее 0,5 м или из бетона толщиной 0,25 м, укладываемого в мешках. Наибольшая толщина постели не должна превышать 3 – 5 м.

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

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

Построение продольного профиля мола-причала. На чертеже, на котором предварительно нанесены продольный профиль дна по оси сооружения и характерные уровни, отыскивается ближайшее к берегу сечение, где удовлетворяются условия (2.1). Толщина постели здесь принимается минимально допустимой. Для мол-причалов из массивов-гигантов найденное сечение является границей между от-

косной и вертикальной частями сооружения. Для молов из массивовой кладки дополнительно необходимо соблюдать условие: отметка постели в начальном сечении вертикальной стенки должна приниматься такой, чтобы между постелью и уровнем бетонирования по высоте укладывалось целое число курсов массивов.

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

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

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

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

2.3.2. Предварительное построение поперечного профиля в расчетном сечении

Общие положения. Поперечный профиль сооружения в расчетном сечении (рис. 2.4) рекомендуется строить на миллиметровке в масштабе 1 : 100.

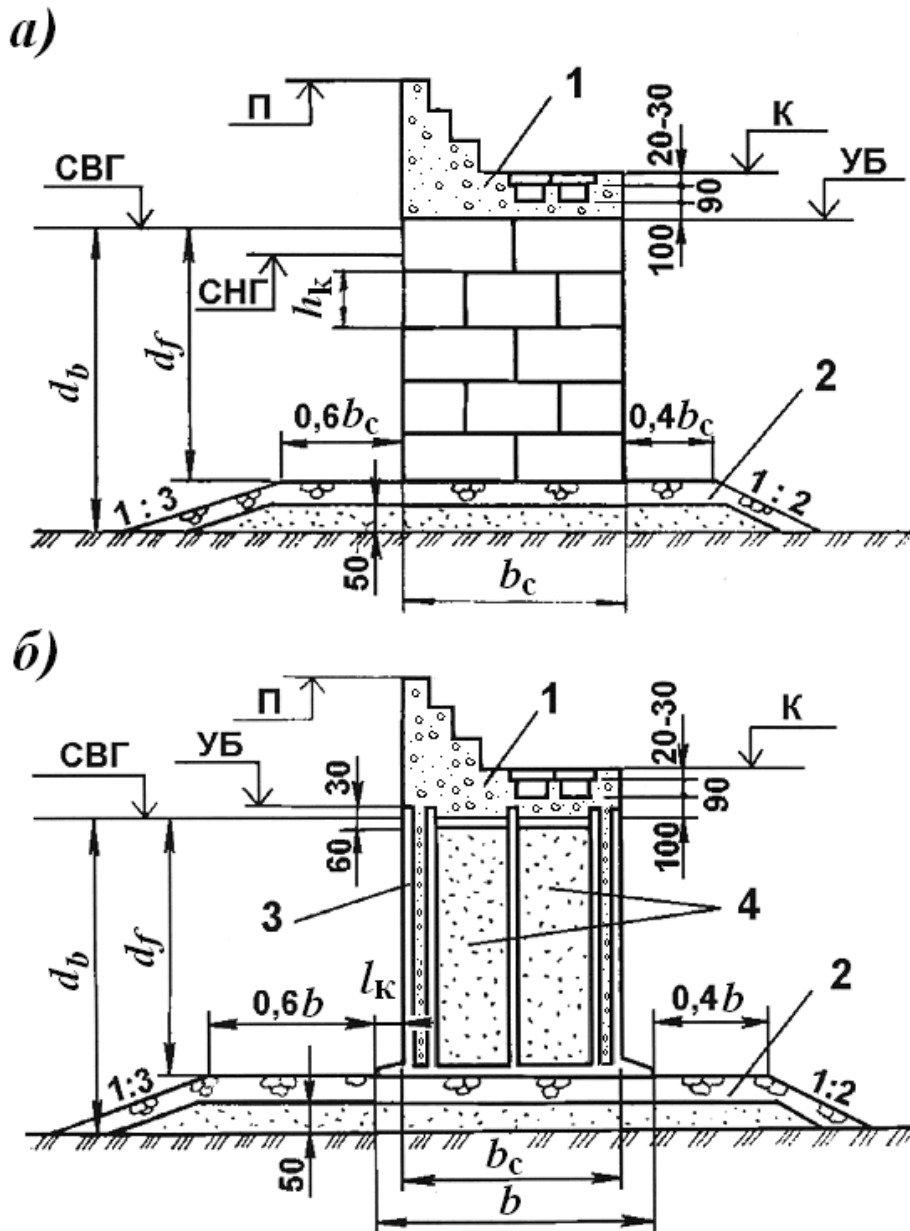


Рис. 2.4. Поперечные профили сооружений:
a — из обыкновенных массивов; *б* — из массивов-гигантов;
 1 — надстройка; 2 — постель; 3 — бетонное заполнение;
 4 — песчаное заполнение

Расчеты для построения поперечного профиля выполняются в такой последовательности:

- предварительно назначается ширина гравитационной стенки;
- находится отметка кордона;
- находится отметка верха парапета;

- устанавливаются размеры берм каменной постели с внешней стороны и со стороны гавани;
- определяются максимальные донные скорости перед сооружением и назначаются мероприятия по защите основания от размыва.

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

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

$$b_c = 0,8d_f, \quad (2.4)$$

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

Длина консолей l_k для стен из кладки обыкновенных массивов $l_k = 0,6h_k$ (в данном случае h_k — высота нижнего курса массивов), для массивов-гигантов обычно принимается $l_k = 1,5 - 2,5$ м и более.

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

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

- для наружных откосов — $1 : 3 - 1 : 2$;
- для внутренних откосов — $1 : 2 - 1 : 1,5$.

В дальнейших расчетах размеры постели уточняются.

Определение расчетной глубины. Условное понятие расчетной глубины d учитывает влияние каменной постели в основании сооружения на взаимодействие волн со стеной. Для случая, когда берма постели возвышается над дном, расчетная глубина принимается по формуле

$$d = d_f + k_{br}(d_b - d_f). \quad (2.5)$$

Здесь k_{br} — коэффициент, принимаемый по графикам, показанным на рис. 2.5.

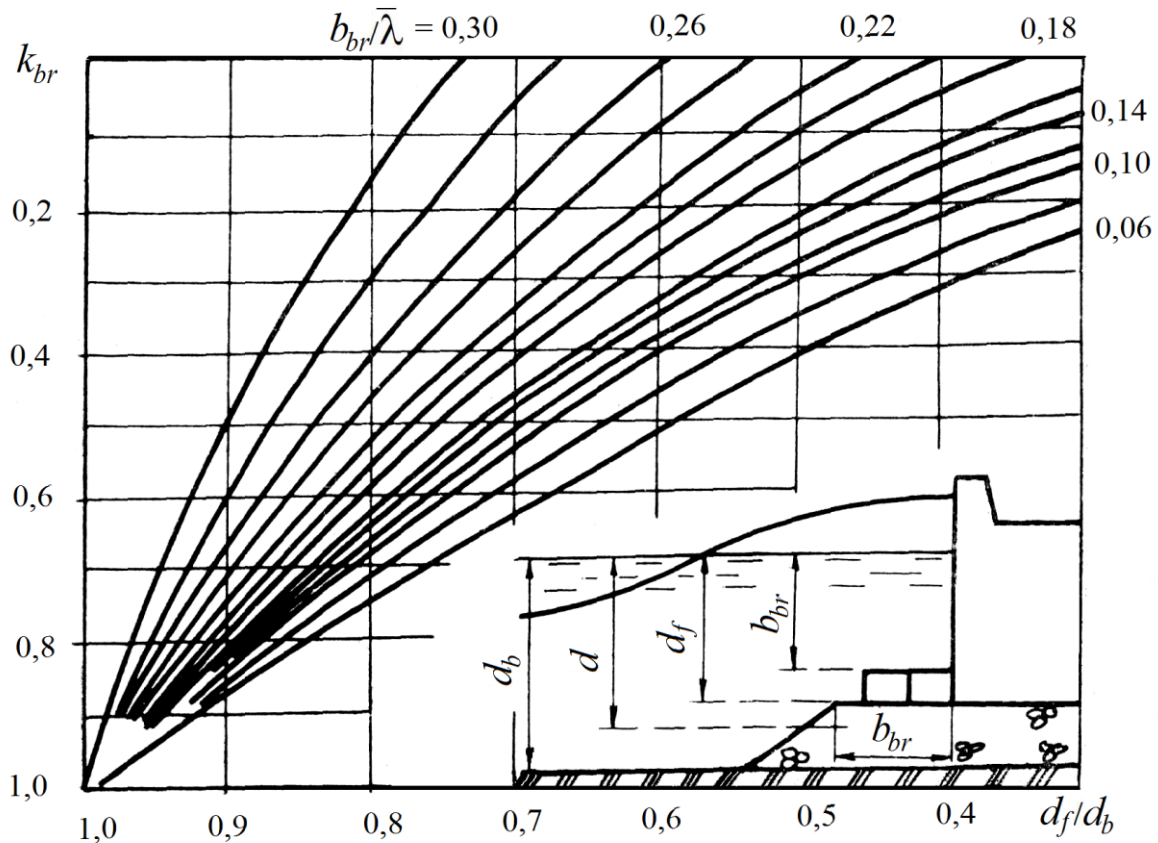


Рис. 2.5. График для определения коэффициента k_{br}

Для сооружений, у которых берма не возвышается над поверхностью дна, принимается $d = d_b$.

Определение элементов волн в расчетном сечении. В задании на разработку проекта мола-причала указаны элементы волн в глубоководной зоне: средняя высота \bar{h}_d и средняя длина $\bar{\lambda}_d$. При движении к берегу глубины уменьшаются, и происходит трансформация волн, в ходе которой изменяются высоты и длины волн, а период остается неизменным.

Высота $h_{1\%}$ трансформированных волн 1 %-ной обеспеченности в расчетном сечении при СВГ находится по формуле

$$h_{1\%} = k_t \bar{h}_d, \quad (2.6)$$

где k_t — коэффициент трансформации высоты волны, определяемый по графику, показанному на рис. 2.2 [16]. Для этого на кривой 1 берется точка с абсциссой, равной $d/\bar{\lambda}_d$, где d — условная расчетная глубина воды в расчетном сечении, отсчитываемая от СВГ. Ордината этой точки на левой шкале дает значение k_t .

Средняя длина $\bar{\lambda}$ трансформированных волн в расчетном сечении вычисляется по соотношению $\bar{\lambda}/\bar{\lambda}_d$, определяемому по графику, показанному на рис. 2.6 [16], в зависимости от значений отношений $d/\bar{\lambda}_d$ и $h_{1\%}/g\bar{T}^2$. Здесь \bar{T} — средний период трансформированных волн, найденный по формуле (2.3).

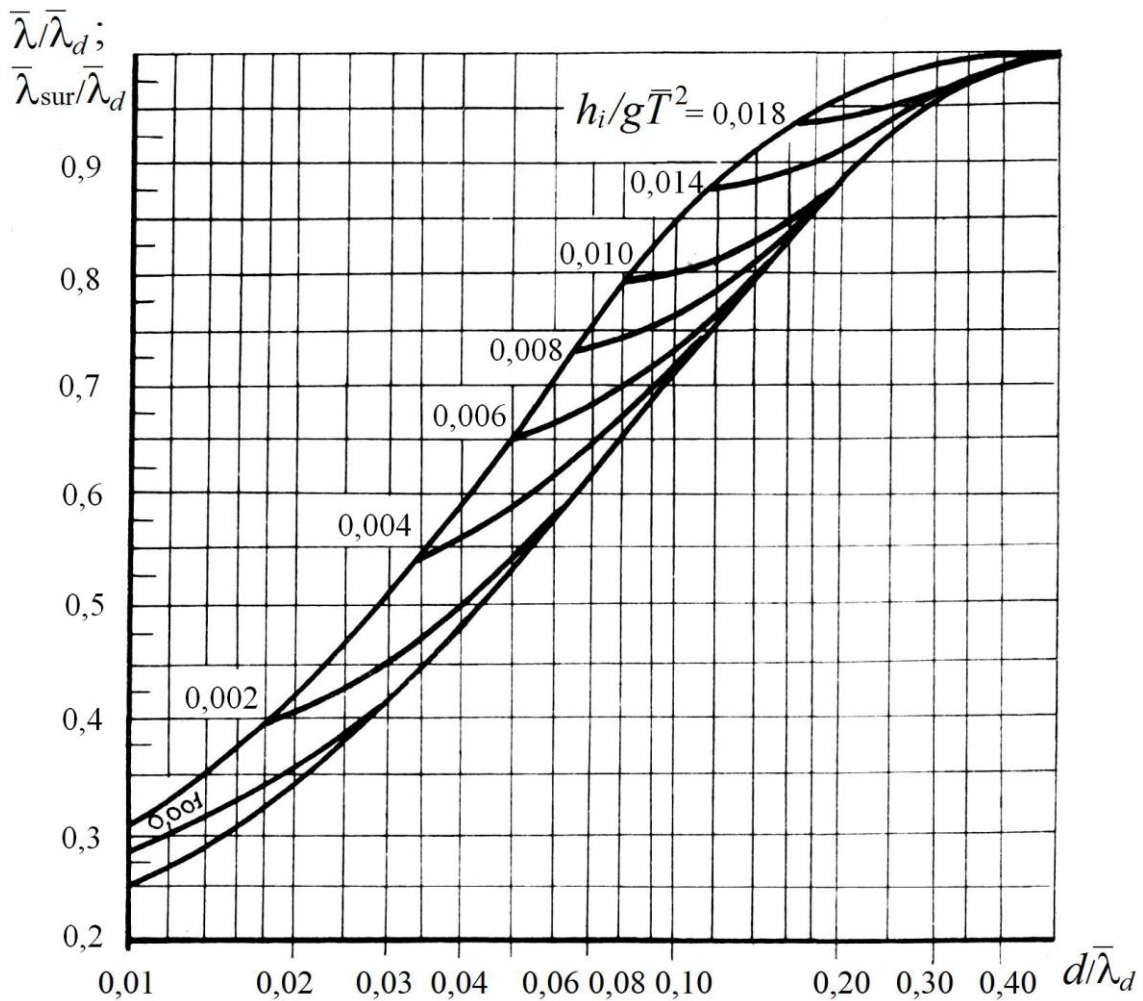


Рис. 2.6. Графики для определения длин волн

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

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

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

$$\downarrow K = \downarrow УБ + h_k + h_{пл} + t_{пл}. \quad (2.7)$$

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

$$\downarrow K > \downarrow СВГ + \left| \eta_{dif \max} \right| + a, \quad (2.8)$$

где $\eta_{dif \max} = -\frac{h_{dif}}{2} - \frac{kh_{dif}^2}{8} \text{cth}kd$ — максимальное возвышение свободной волновой поверхности дифрагированных волн над расчетным уровнем [16]; $k = 2\pi/\bar{\lambda}$ — волновое число, $\bar{\lambda}$ — средняя длина волны, $a = 0,25 - 0,50$ м — запас по высоте.

Окончательно за отметку кордона принимается большая из величин, вычисленных по формулам (2.7) и (2.8).

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

$$z_{п} = \eta_{\max} + a, \quad (2.9)$$

а отметка $\downarrow П$ верха парапета

$$\downarrow П = \downarrow СВГ + z_{п}. \quad (2.10)$$

Здесь η_{\max} — максимальное возвышение свободной волновой поверхности стоячих волн над расчетным уровнем, определяемое по формуле (2.11) [16] при $\cos\omega t = 1$:

$$\eta_c = -h \cos \omega t - \frac{1}{2} k h^2 \operatorname{cth} k d \cos^2 \omega t, \quad (2.11)$$

где $\omega = 2\pi/\bar{T}$ — круговая частота волны.

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

$$V_{b,\max} = \frac{2k_{sl}\pi h}{\bar{T} \operatorname{sh} k d_b}, \quad (2.12)$$

где коэффициент $k_{sl} = 0,25 \left(\frac{\bar{\lambda}}{h}\right)^{0,4}$, а при пологости волны $\left(\frac{\bar{\lambda}}{h}\right) \geq 30$

$k_{sl} = 1,0$.

Максимально допустимые донные скорости на практике обычно принимаются:

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

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

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

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

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

2.4.1. Нагрузки от воздействия волн

Общие положения. Оградительные сооружения подвергаются воздействию различных видов нагрузок: от собственного веса; от воздействия волн, льда и судов; эксплуатационных нагрузок; нагрузок

при сейсмических явлениях и др. Для расчетов нормами установлены сочетания нагрузок: основные и особые. При выполнении проекта расчет производится только на основные сочетания. Сейсмические и другие нагрузки, входящие в особые сочетания, в проекте разрешается не учитывать.

Основными нагрузками, определяющими размеры и конструкцию молв-причалов, как правило, являются:

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

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

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

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

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

Определение расчетной глубины. Условное понятие расчетной глубины d учитывает влияние каменной постели в основании сооружения на взаимодействие волн со стенкой. Для случая, когда берма постели возвышается над дном, расчетная глубина принимается по формуле (2.1) [16]. Для сооружений, у которых берма не возвышается над поверхностью дна, принимается $d = d_b$.

Определение нагрузок от стоячих волн. Ординаты эпюры бокового волнового давления на вертикальную стенку при гребне стоячей волны (см. рис. 2.7, слева) вычисляются в пяти точках по формулам, приведенным в табл. 2.1, значения коэффициентов $k_2 - k_5$ представлены на рис. 2.8 [16].

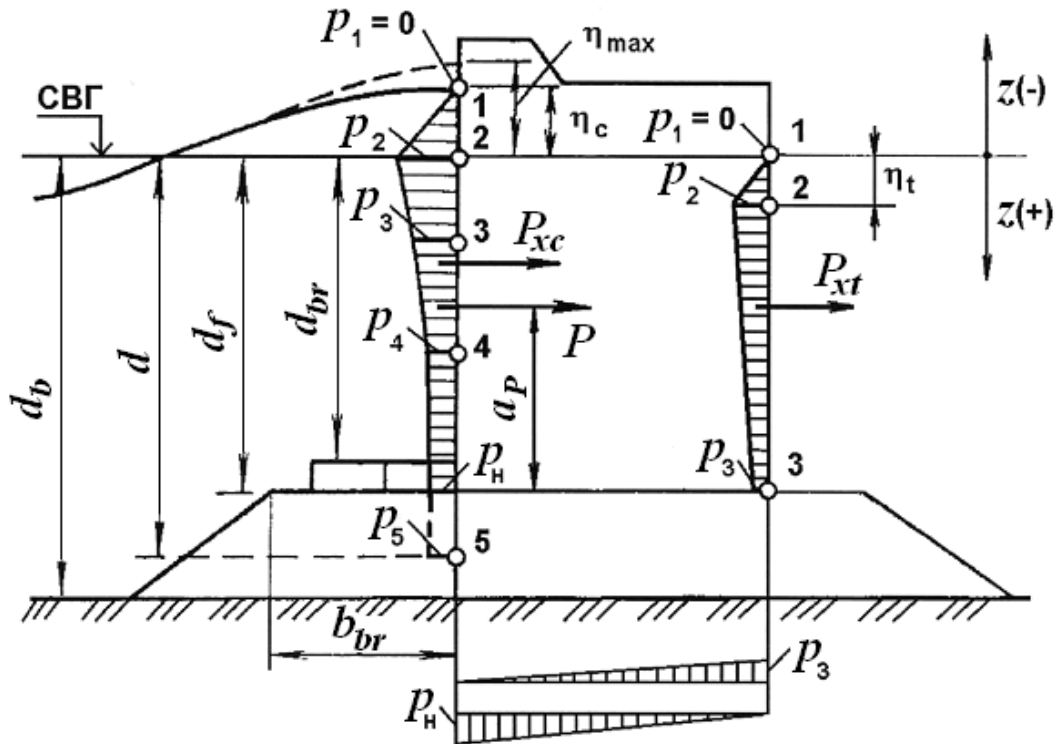


Рис. 2.7. Эпюры волнового давления на вертикальную стенку в расчетном случае:
слева — от гребня стоячей волны;
справа — от ложбины дифрагированной волны

Таблица 2.1

К определению ординат эпюр волнового давления при гребне стоячей волны

№ точек	z , м	p_z , кПа
1	η_c	$p_1 = 0$
2	0	$p_2 = k_2 \rho gh$
3	$0,25d$	$p_3 = k_3 \rho gh$
4	$0,50d$	$p_4 = k_4 \rho gh$
5	d	$p_5 = k_5 \rho gh$

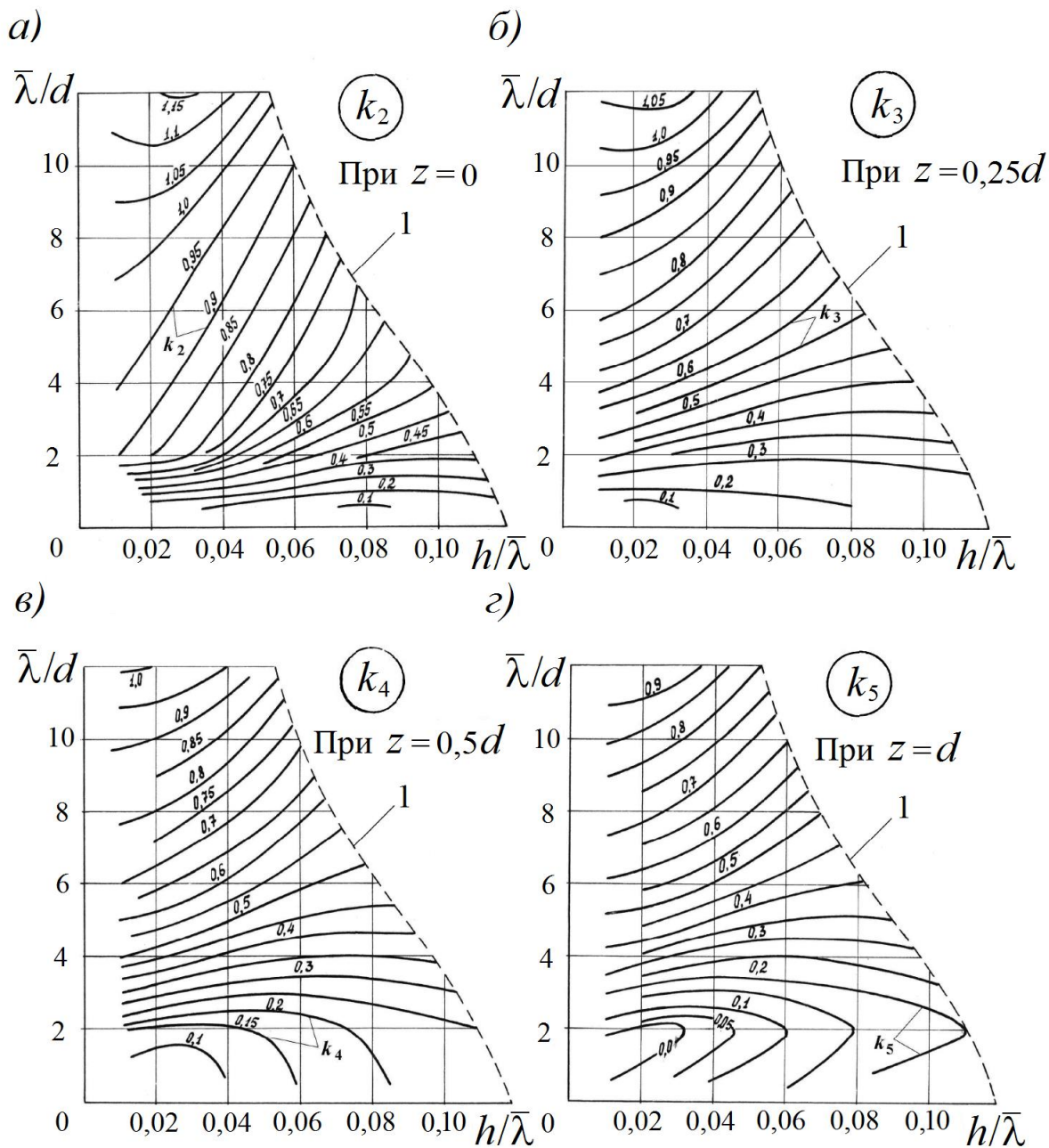


Рис. 2.8. Графики для определения значений коэффициентов $k_2 - k_5$:
1 — граница разрушения стоячих волн

Между расчетными точками давление меняется по линейному закону. В расчет принимается эпюра в пределах высоты стенки. Величина η_c в табл. 2.1 определяется по выражению (2.11) [16].

Взвешивающее волновое давление под подошвой сооружения направлено снизу вверх. Эпюра давления представляет собой треугольник (см. рис. 2.7).

Максимальная ее ордината имеет место у передней грани стенки и равна значению бокового волнового давления на уровне подошвы сооружения. У тыловой грани стенки взвешивающее волновое давление равно нулю.

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

При подходе ложбины (подошвы) дифрагированной волны к середине секции сооружения эпюра бокового волнового давления (рис. 2.7, справа) строится по трем точкам, ординаты в которых находятся по формулам

$$z_1 = 0, \quad p_1 = 0; \quad (2.13)$$

$$z_2 = \eta_t = \frac{h_{dif}}{2} - \frac{kh_{dif}^2}{8} \operatorname{cth} kd, \quad p_2 = -k_l \rho g \eta_t; \quad (2.14)$$

$$z_3 = d_f, \quad p_3 = k_l \rho g \left(\frac{h_{dif}}{2 \operatorname{ch} kd} + \frac{kh_{dif}^2}{4 \operatorname{sh} 2kd} \right), \quad (2.15)$$

где k_l — коэффициент, принимаемый по табл. 2.2.

Таблица 2.2

Коэффициент k_l в зависимости от относительной длины секции

Относительная длина секции $L/\bar{\lambda}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
Коэффициент k_l	0,98	0,92	0,85	0,76	0,64	0,51	0,38	0,26

Изменение давления между расчетными точками принимается по линейному закону.

Эпюра взвешивающего волнового давления под подошвой сооружения (рис. 2.7) имеет вид треугольника. Максимальная ордината

эпюры равна p_z и вычисляется по формуле (2.15) [16]. В данном случае волновое давление под подошвой сооружения направлено сверху вниз.

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

2.4.2. Нагрузки от воздействия льда

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

- нагрузки от воздействия движущихся ледяных полей;
- нагрузки от сплошного ледяного покрова при его температурном расширении;
- нагрузки от заторных и зажорных масс льда;
- нагрузки от примерзшего к сооружению ледяного покрова при изменении уровня воды.

В курсовом проекте определяются только нагрузки от движущихся ледяных полей, при этом характеристики льда (при его наличии) приводятся в бланке задания (рис. 2.9).

Нагрузка $F_{c,w}$ от воздействия движущихся ледяных полей на секцию мола-причала шириной L_c определяется по формуле (2.16) [16].

$$F_{c,w} = 2,2 \cdot 10^{-3} V h_d \sqrt{A k_V \rho R_c}, \quad (2.16)$$

где V — скорость движения ледяного поля. Для морей допускается принимать скорость движения ледяного поля равной 3 %-му значению скорости ветра в расчетный период времени ежегодной вероятности превышения в зависимости от класса капитальности сооружения; h_d — толщина ровного льда; m — коэффициент формы опоры в плане, в данном случае $m = 1,0$; A — максимальная площадь ледяного поля, которая может воздействовать на рассчитываемый элемент сооружения; R_c — предел прочности льда при сжатии; ρ — плотность воды; k_V — коэффициент, принимаемый по табл. 2.3 в зависимости от эффективной скорости деформации льда в зоне его взаимодействия с опорой $\dot{\epsilon}_e$, определяемой по формуле

$$\dot{\epsilon}_e = \frac{V}{k_l L_c}. \quad (2.17)$$

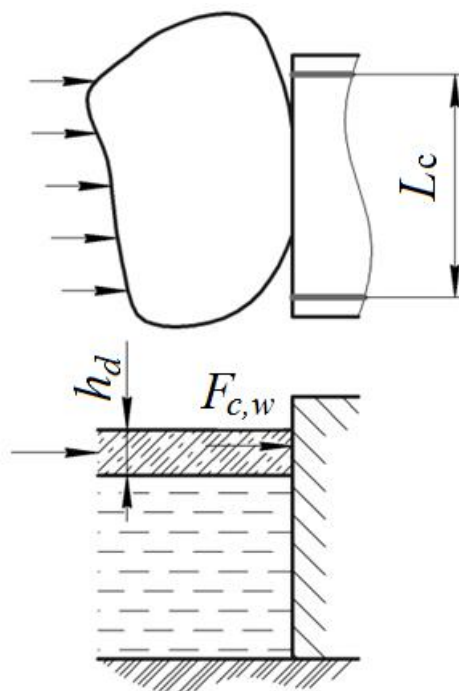


Рис. 2.9. Схема приложения нагрузки от движущегося ледяного поля на секцию молла-причала

Таблица 2.3

**Коэффициенты k_V в зависимости от
эффективной скорости деформации льда**

Значение $\dot{\epsilon}_e$	10^{-7} и менее	$5 \cdot 10^{-5}$	10^{-4} – $5 \cdot 10^{-5}$	10^{-3}	$5 \cdot 10^{-3}$	10^{-2} и более
Коэффициент k_V	0,1	0,9	1,0	0,8	0,5	0,3

В формуле (2.17) k_l — коэффициент, принимаемый при $L_c/h_d \leq 15$ равным 4, а при $L_c/h_d \geq 25$ равным 2; при $15 \leq L_c/h_d \leq 25$ коэффициент определяется линейной экстраполяцией.

Нагрузка $F_{c,w}$, определенная по формуле (2.16), не может быть больше нагрузки $F_{b,w}$, определяемой по формуле

$$F_{b,w} = k k_V R_c L h_d, \quad (2.18)$$

где k — коэффициент, принимаемый по табл. 2.4.

Таблица 2.4

Коэффициенты k в зависимости от L/h_d

Значение L_c/h_d	0,3 и менее	1	3	10	20	25 и более
Коэффициент k	1,0	0,9	0,8	0,6	0,5	0,4

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

2.4.3. Нагрузки от натяжения швартовов

Действующее на тумбу полное усилие S от натяжения закрепленного на ней швартова зависит от размерений ошвартованного корабля, нагрузок на судно от ветра, течения и волн, положения тумбы на причале и др.

При выполнении курсового проекта значения S допускается принимать приближенно:

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

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

$$S_q = S \sin \alpha \cos \beta, \quad (2.19)$$

где α , β — соответственно угол между горизонтальной проекцией швартова и линией кордона и угол наклона швартова к горизонту (рекомендуется принимать $\alpha = 30^\circ$, $\beta = 30^\circ$).

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

2.5. РАСЧЕТЫ УСТОЙЧИВОСТИ СООРУЖЕНИЯ, УТОЧНЕНИЕ ОСНОВНЫХ РАЗМЕРОВ

2.5.1. Определение ширины мола-причала

Общие положения. В ходе проектирования оградительного сооружения типа вертикальной гравитационной стенки после определения внешних нагрузок выполняются следующие расчеты:

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

Расчеты ведутся последовательно для некоторой предварительно назначаемой ширины стенки.

Назначение ширины стенки. Ранее при построении поперечного профиля сооружения ширина стенки b_c принималась по зависимости (2.4). Для последующих расчетов устойчивости мола-причала ее определяют с большей точностью исходя из двух условий (рис. 2.10):

- допустимого соотношения краевых напряжений под подошвой сооружения и устойчивости стенки на сдвиг — по формуле

$$b_c = \sqrt{l_k^2 + \frac{6M_t(n+1)}{\sigma_m(n-1)}} - l_k; \quad (2.20)$$

– устойчивости стенки на сдвиг по подошве — по формуле

$$b_c \geq \frac{\gamma_{lc}\gamma_n}{\gamma_c} \frac{S}{f\sigma_m}. \quad (2.21)$$

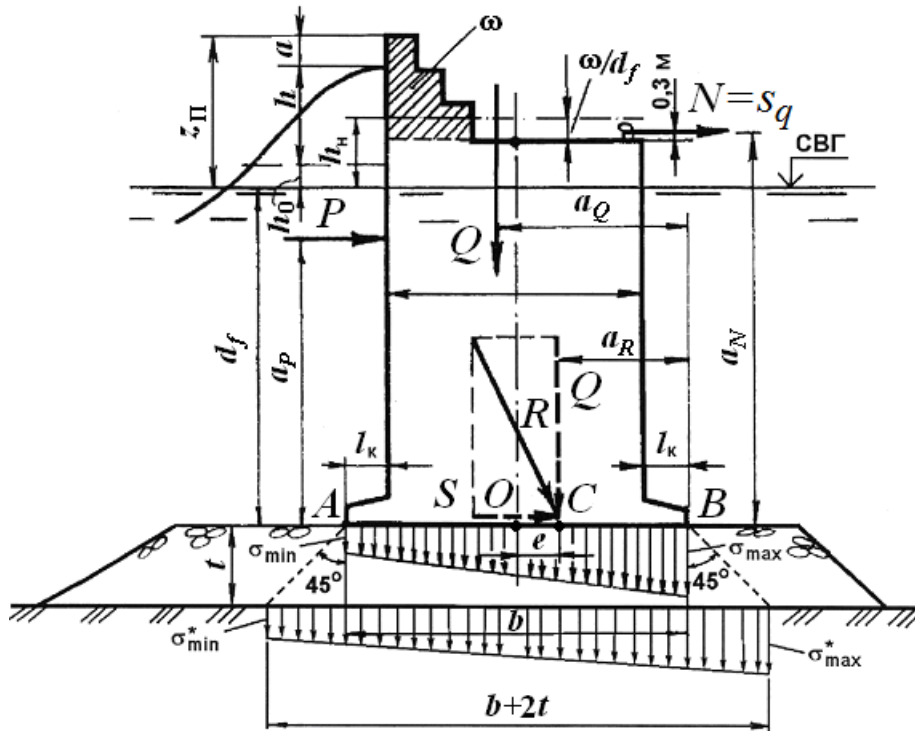


Рис. 2.10. Расчетная схема к определению размеров поперечного сечения

В формуле (2.20) $M_t = Sa_s$ — опрокидывающий момент от горизонтальной составляющей S равнодействующей сил R (от волн или льда, натяжения швартовов) относительно ребра опрокидывания (ребра B); a_s — плечо силы S ; σ_m — среднее напряжение под подошвой сооружения, которое находится в предположении о равномерном распределении напряжений под подошвой по выражению

$$\sigma_m = \gamma_{\Pi} d_f + \gamma_n h_n, \quad (2.22)$$

где γ_{Π} , γ_n — удельные веса надводной и подводной частей сооружения; h_n — средняя высота надводной части стены.

Параметр n рекомендуется принимать равным 5 при слабых грунтах основания; 10 — при грунтах средней плотности и ∞ — при плотных песчаных, глинистых и скальных грунтах.

В формуле (2.21) коэффициент условий работы $\gamma_c = 1,15$; коэффициент трения в плоскости сооружения при сдвиге бетонной стены по каменной наброске $f = 0,6$; коэффициенты γ_{lc} , γ_n принимаются по табл. П1.1 и П1.2. Класс мола-причала назначается в зависимости от высоты сооружения в соответствии с табл. 1.1.

Для дальнейших расчетов берется ширина сооружения b_c , большая из значений, полученных по формулам (2.20) и (2.21). После определения ширины стенки уточняются размеры берм каменной постели в расчетном сечении.

2.5.2. Расчет устойчивости сооружения на опрокидывание

Устойчивость сооружения считается обеспеченной, если выполняется нормативное условие (1.1), записанное в данном случае в следующем виде:

$$\gamma_{lc} M_t \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} M_r, \quad (2.23)$$

где $M_r = Qa_Q$ — расчетное значение удерживающего момента от вертикальной составляющей Q равнодействующей сил R относительно ребра опрокидывания (ребра B); a_R — плечо силы R (см. рис. 2.10).

2.5.3. Расчет напряжений под подошвой стенки и под постелью

Эпюры давления под подошвой и под постелью сооружения (см. рис. 2.10) строятся по формулам:

$$\sigma_{\max} = Q/A \pm M/W; \quad \tau = S/A, \quad (2.24)$$

\min

где A — площадь подошвы; M — момент сил R относительно оси, проходящей через центр площади подошвы (точку O) перпендикулярно плоскости чертежа; W — момент сопротивления площади подошвы относительно той же оси.

Для участка в 1 пог. м. по длине сооружения $A=1 \cdot b$, $M=Qe$, $W=1 \cdot b^2/6$, где e — эксцентриситет приложения равнодействующей R относительно точки O :

$$e = \frac{b}{2} - a_R; \quad a_R = \frac{M_r - M_t}{Q}, \quad (2.25)$$

здесь a_R — расстояние до ребра B от точки C приложения к основанию силы R .

Для напряжений σ_{\max} σ_{\min} следует:

$$\sigma_{\max}^{\min} = \frac{Q}{b} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right). \quad (2.26)$$

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

Напряжения под подошвой каменной постели определяются в предположении, что распределение давления в толще постели происходит под углом 45° . Тогда нормальные краевые напряжения в грунте под постелью

$$\sigma_{\max}^* = \sigma_{\max}^{\min} \frac{b}{b+2t} + \gamma_k t, \quad (2.27)$$

где t — толщина постели; γ_k — удельный вес камня в воде.

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

В проекте расчетные сопротивления R_0 допускается принимать равными:

- для каменной постели600 кПа;
- для песков гравелистых и крупных 600 – 500 кПа;
- для песков средней крупности 500 – 400 кПа;
- для песков мелких 300 – 200 кПа.

2.5.4. Расчет устойчивости сооружения на плоский сдвиг

В работе рассчитывается сооружение, постель которого возвышается над поверхностью дна (рис. 2.11). При этом возможны следующие расчетные случаи для плоского сдвига:

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

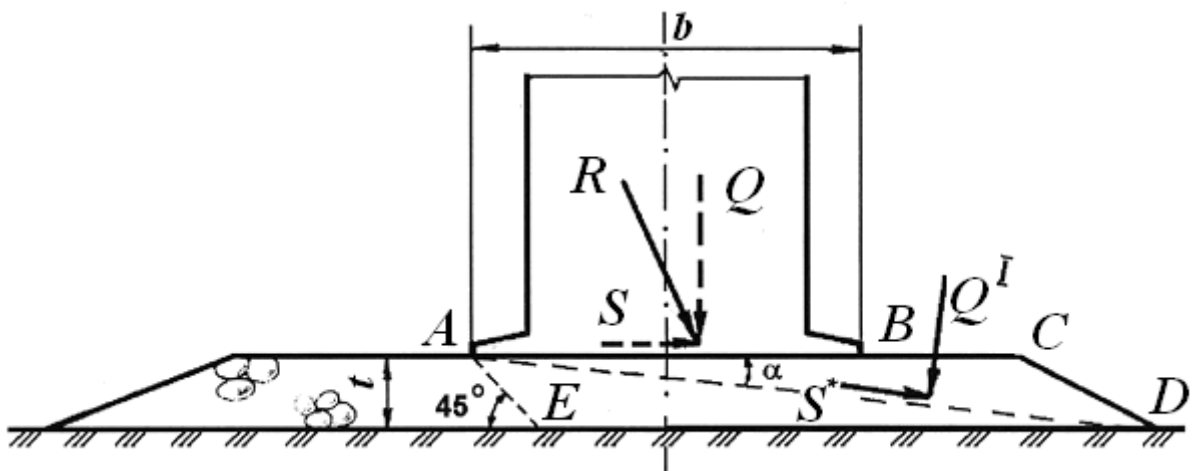


Рис. 2.11. Расчетная схема к определению устойчивости сооружения на плоский сдвиг

Устойчивость сооружения на плоский сдвиг по указанным плоскостям проверяется по формуле (1.1).

При сдвиге по поверхности постели AB следует принять

$$F = S, R = Qf, \quad (2.28)$$

где f — коэффициент трения при сдвиге бетонной стены по каменной наброске, $f = 0,6$.

При сдвиге по наклонной плоскости AD к удерживающим силам следует добавить вес сдвигающейся верхней части постели, и все силы отнести к плоскости сдвига AD и к нормали к ней. Тогда в условии (1.1)

$$F = S(Q + Q^I)\sin \alpha + S \cos \alpha; R = ((Q + Q^I)\cos \alpha - S \sin \alpha)f_k, \quad (2.29)$$

где Q^I — вес в воде сдвигающейся части постели в объеме ACD ; f_k — коэффициент внутреннего трения каменной наброски, $f_k = 0,85 - 1,0$; α — угол наклона плоскости сдвига.

При сдвиге стены вместе с постелью по поверхности ED грунта основания

$$F = S; R = (Q + Q^{II})f_r, \quad (2.30)$$

где Q^{II} — вес в воде сдвигающейся части постели в объеме $ACDE$; f_r — коэффициент внутреннего трения грунта основания, $f_r = \text{tg}\varphi$; φ — угол внутреннего трения грунта.

2.5.5. Расчет устойчивости сооружения на глубинный сдвиг

Метод расчета несущей способности основания подробно изложен в [14].

Расчеты выполняются в следующей очередности.

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

$$b' = 2/3(b + 2t)(\sigma_{\max}^* + 2\sigma_{\min}^*)/(\sigma_{\max}^* + \sigma_{\min}^*); \quad (2.31)$$

$$\sigma^* = 1/2(\sigma_{\max}^* + \sigma_{\min}^*)(b + 2t)/b'. \quad (2.32)$$

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

По формуле (2.33) [14] определяются значения силы предельного сопротивления сдвигу R_u для не менее чем трех задаваемых значений угла δ' (в долях от угла внутреннего трения φ_I — см. табл. П2.1):

$$R_u = \gamma_I b^2 N_\gamma + b c_I N_c + b q N_q, \quad (2.33)$$

где γ_I — удельный вес грунта основания, принимаемый ниже уровня воды с учетом ее взвешивающего действия; c_I — удельное сцепление; q — интенсивность равномерной нагрузки на участке ED призмы выпора (рис. 2.12, а); N_γ, N_c, N_q — коэффициенты несущей способности.

По найденным значениям R_u определяются σ и τ_{lim} с помощью формул (2.34), (2.35) [14]:

$$\sigma = \frac{R_u}{b(b')} \cos \delta' - n; \quad (2.34)$$

$$\tau_{\text{lim}} = \frac{R_u}{b(b')} \sin \delta', \quad (2.35)$$

где n — нормальное напряжение, $n = \frac{c_{\text{I}}}{\text{tg} \varphi_{\text{I}}}$.

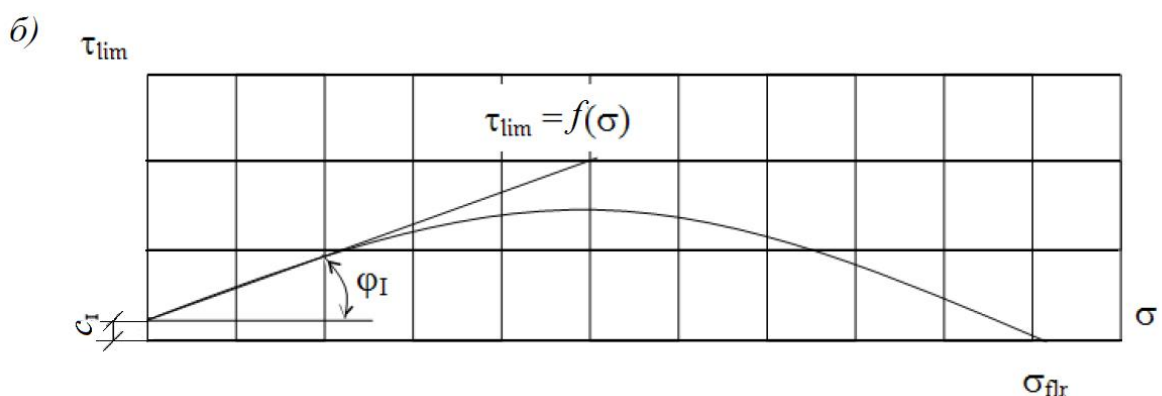
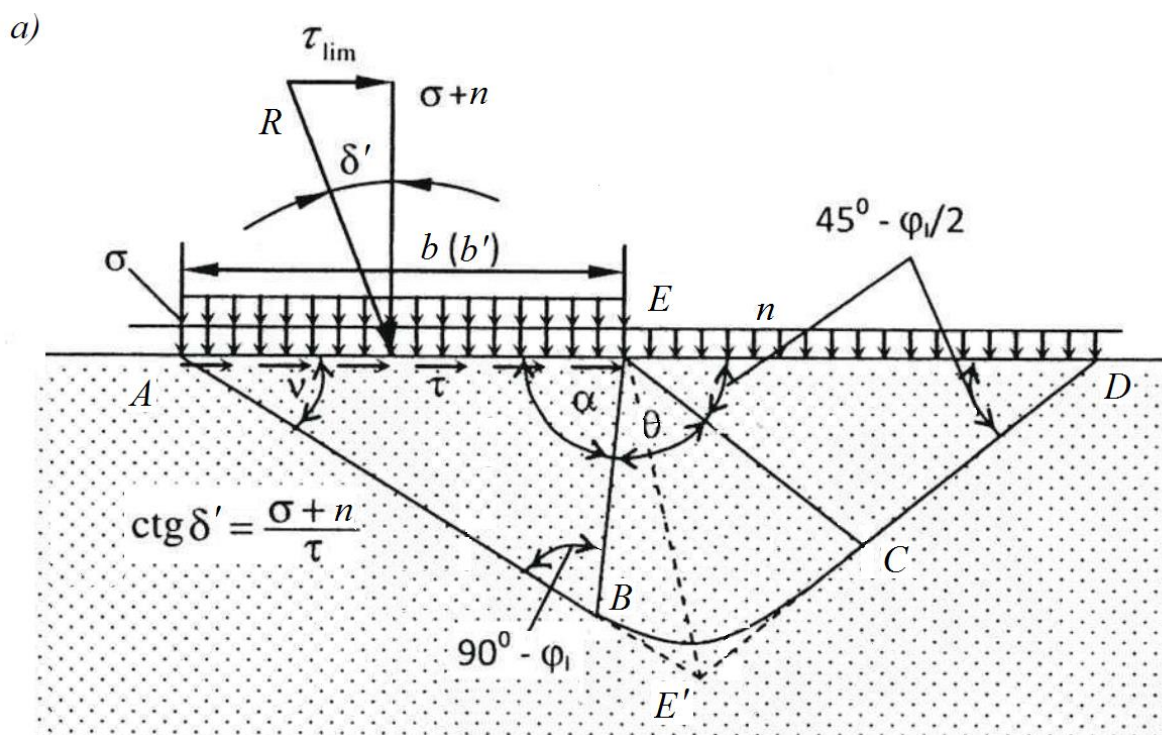


Рис. 2.12. К расчету несущей способности основания и устойчивости сооружения при глубинном сдвиге:
 a — расчетная схема; b — график несущей способности основания

Строится график несущей способности основания $\tau_{\text{lim}} = f(\sigma)$ для расчетной ширины b' сооружения, показывающий взаимосвязь между предельными касательными и нормальными напряжениями (см. рис. 2.12, б). На рисунке σ_{flr} — среднее нормальное напряжение в подошве сооружения, при котором происходит разрушение основания от одной вертикальной нагрузки.

По значению приведенного напряжения σ^* с помощью графика находится τ_{lim}^* , и проверяется соблюдение условия (1.1) устойчивости сооружения. В данном случае расчетное значение сдвигающей силы $F = S$ и $R = \tau_{\text{lim}}^* b'$. Здесь S — равнодействующая фактически действующих на сооружение горизонтальных сил.

2.6. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАЗМЕРОВ ГОЛОВНОЙ И КОРНЕВОЙ ЧАСТЕЙ СООРУЖЕНИЯ

2.6.1. Головная часть

Длина и ширина головного участка сооружения определяется расчетом исходя из эксплуатационных требований. Ориентировочно ширину головного участка следует принимать на 30 – 40 % больше ширины сооружения в основной части, а длину — равной двойной ширине.

Уширение следует делать в сторону гавани. Головная часть отделяется от основной части швом.

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

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

2.5.2. Корневая часть

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

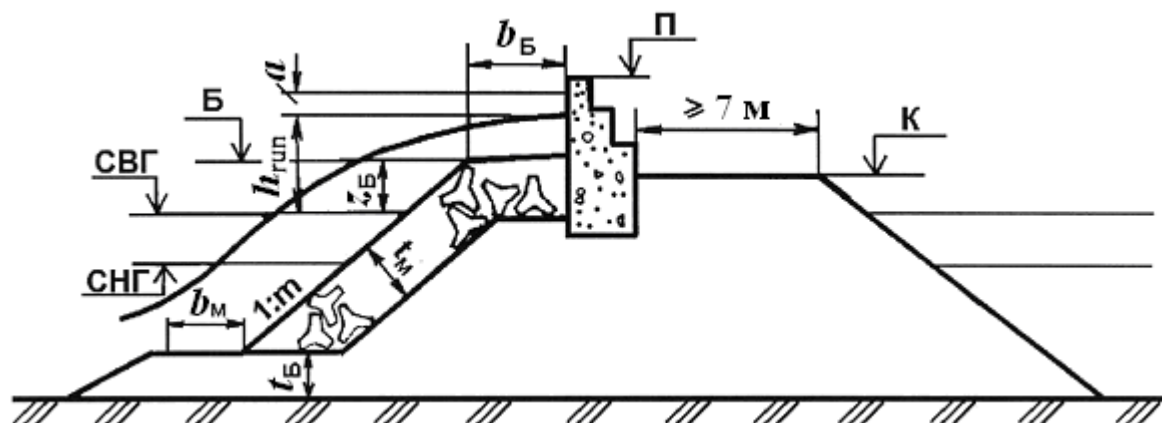


Рис. 2.13. Поперечный профиль корневой части сооружения

За расчетное берется сечение (рис. 2.13) в начале откосного профиля (граничное сечение между корневой и основной частью сооружения).

Здесь вычисляются высота и средняя длина трансформированных волн со стороны моря при СВГ по рекомендациям п. 2.2.2.

В ходе расчета корневой части сооружения последовательно определяются:

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

Определение отметки верха парапета и пологости откосов. Отметка верха парапета для корневой части сооружения принимается

равной отметке парапета в основной части. Из этого условия определяются уклоны (пологости) откоса со стороны моря для вариантов защиты откоса камнем или массивами (фигурными блоками). Предварительно значениями пологости откоса задаются и вычисляются превышение z_{Π} верха парапета над уровнем СВГ и отметку $\downarrow\Pi$ верха парапета по формулам

$$z_{\Pi} = h_{run1\%} + a, \quad \downarrow\Pi = \downarrow\text{СВГ} + z_{\Pi}. \quad (2.33)$$

Здесь a — запас; принимается $a > 0,1h$, но не менее 0,5 м; $\downarrow\text{СВГ}$ — отметка СВГ; $h_{run1\%}$ — высота наката волн 1 %-ной обеспеченности на откос, определяемая по формуле (1.34) [16]:

$$h_{run1\%} = k_r k_p k_{sp} k_{run} h_{1\%}, \quad (2.34)$$

где $h_{1\%}$ — высота волн обеспеченностью 1 % в системе; k_r и k_p — коэффициенты шероховатости и проницаемости откоса, принимаемые по табл. 2.5 с учетом характерных размеров шероховатости r , равных среднему диаметру зерен материала крепления откоса или среднему размеру блоков [16]; k_{sp} — коэффициент, принимаемый по табл. 7 СП 38.1330.2012 [16] в зависимости от угла наклона откоса к горизонту φ и скорости ветра V_w , в проекте допускается принимать $k_{sp} = 1,4$; k_{run} — коэффициент, зависящий от глубины воды d перед сооружением и пологости волны $\bar{\lambda}_d/h_{1\%}$ и принимаемый по графикам, показанным на рис. 2.14 [16].

Значения параметра $\bar{\lambda}_d/h_{1\%}$, указанные на рис. 2.14 без скобок, относятся к случаю $dh \geq 2h_{1\%}$. При глубине перед сооружением $d < 2h_{1\%}$, коэффициент k_{run} следует принимать по значению $\bar{\lambda}_d$, соответствующему глубине $d = 2h_{1\%}$ при значениях параметра $\bar{\lambda}_d/h_{1\%}$, указанному на рис. 2.14 в скобках.

Если полученные по (2.33) значения отличаются от отметки парапета в основной части сооружения, следует изменить m и повторить расчет. Окончательно принимается значение m , при котором отметка верха парапета равна отметке парапета основной части или близка к ней.

Таблица 2.5

Коэффициенты k_r и k_p в зависимости от относительной шероховатости $r/h_{1\%}$

Конструкция крепления откоса	Относительная шероховатость $r/h_{1\%}$	Коэффициент k_r	Коэффициент k_p
Бетонные (железобетонные) плиты	–	1,0	0,9
Гравийно-галечниковое или каменное покрытие, бетонные (железобетонные) блоки	Менее 0,002	1,0	0,9
	0,005 – 0,01	0,95	0,85
	0,02	0,90	0,80
	0,05	0,80	0,70
	0,10	0,75	0,60
	Более 0,20	0,70	0,50

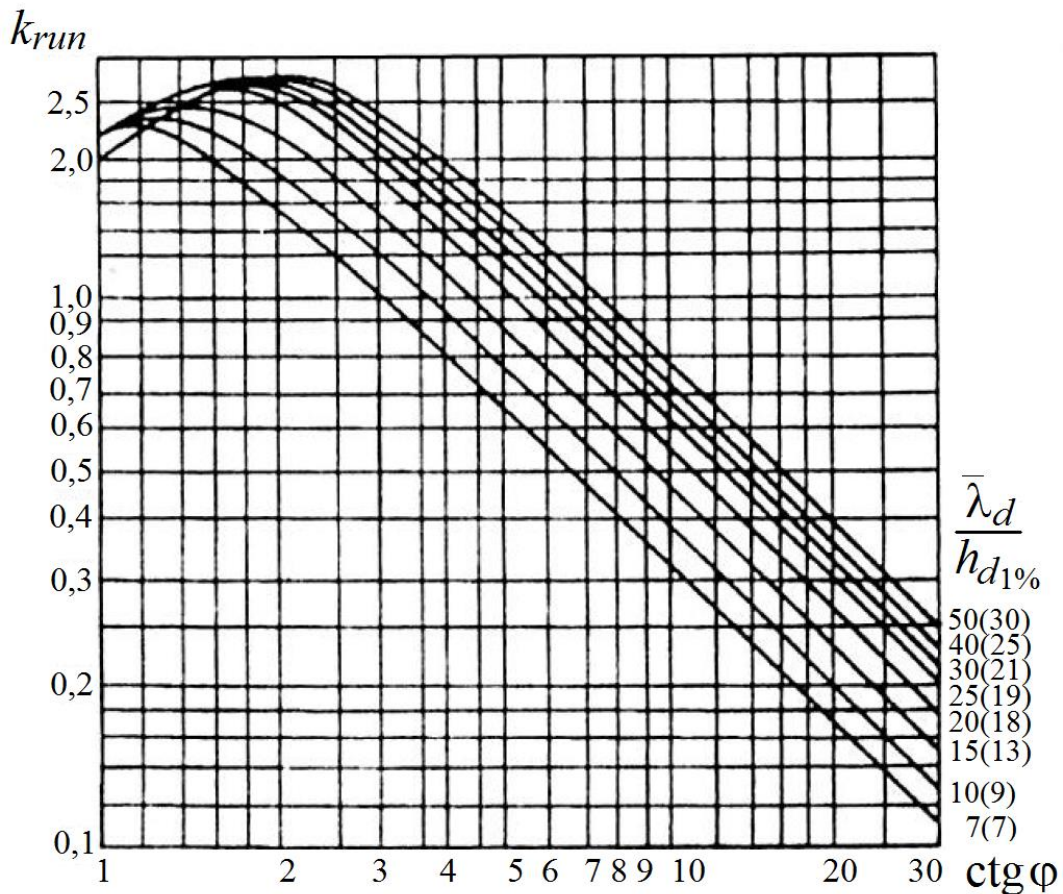


Рис. 2.14. Графики значений коэффициента k_{run}

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

Определение массы массивов и камней. Для внешнего откоса оно выполняется по рекомендациям СП [16]. При креплении откосов, подверженных волновому воздействию, рваным камнем (горной массой), обыкновенными и фасонными бетонными и железобетонными блоками расчетную массу отдельного элемента m , или m_z , следует определять:

– при расположении камня или блока на участке откоса от верха сооружения до глубины $z = 0,7h$ по формуле

$$m = \frac{3,16k_{fr}\rho h^3}{\left(\frac{\rho_m}{\rho} - 1\right)\sqrt{1 + \text{ctg}^3\varphi}} \sqrt{\frac{\lambda}{h}}; \quad (2.35)$$

– то же при $z > 0,7h$ по формуле

$$m_z = m e^{-\left(\frac{7,5z^2}{h\lambda}\right)}, \quad (2.36)$$

где k_{fr} — коэффициент, принимаемый по табл. 2.6; ρ_m — плотность материала крепления.

Таблица 2.6

Коэффициенты k_{fr} в зависимости от типа крепления

Элементы крепления	Коэффициент k_{fr}	
	при наброске	при укладке
Камень	0,025	–
Обыкновенные бетонные блоки	0,021	–
Тетраподы и другие фасонные блоки	0,008	0,006

Рассматриваются варианты защиты откосов камнем, обыкновенными бетонными массивами и тетраподами. Окончательный вариант выбирается после согласования с преподавателем.

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

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

$$\downarrow_B = \downarrow_{\text{СВГ}} + z_B. \quad (2.37)$$

Ширина b_B бермы перед парапетом назначается из условий: $b_B = (0,5 - 1,0)h$ и $b_B \geq 2l$, где l — размер в плане располагаемых на берме элементов наброски. Ширина проезжей части — не менее 7,0 м. Размеры парапета выше отметки кордона принимаются такими же, как и в основной части сооружения.

Скорость скатывания потока по внешнему откосу у дна — $V = 0,5V_{b,\max}$, где $5V_{b,\max}$ определяется по (2.12) при значениях d_b , h , λ для расчетного сечения откосной части сооружения. Если значения V превышают максимально допустимые скорости для грунтов дна, то перед откосом устраивается защитное покрытие из каменной наброски шириной $b_n \geq 2,0$ м и толщиной $t_b \geq 2,0$ м. Данные о максимально допустимых донных скоростях для различных грунтов и минимально допустимых массах камней отсыпки приведены в п. 2.2.2.

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

Камень отсыпается послойно. Минимальная толщина отсыпки камня определяется по формуле

$$t = 3(Q/\rho_k)^{1/3}, \quad (2.38)$$

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

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

$$Q_b/Q_n \leq 20, \quad (2.39)$$

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

3. ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТЬ ВЫПОЛНЕНИЯ ЗАДАНИЯ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ПРИЧАЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ

3.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

В проекте рассматриваются следующие вопросы:

- обосновывается выбор типа причального сооружения, дается его краткое описание;
- устанавливается габаритная схема сооружения;
- определяются внешние горизонтальные (от грунта, швартовные, крановые) и вертикальные (от собственного веса, эксплуатационные равномерно распределенные, крановые) нагрузки на расчетный участок длины сооружения;
- находятся усилия в сваях от действия вертикальных и горизонтальных нагрузок при нежестком ростверке, подбирается схема свайного основания секции сооружения;
- производится графоаналитический расчет шпунтовой стенки с определением глубины забивки шпунта и изгибающего момента в шпунте;
- определяется глубина погружения свай;
- производится графоаналитический расчет усилий в сваях при жестком ростверке методом упругого центра;
- подбирается сечение шпунта;
- вычерчивается конструкция сооружения.

3.2. ВЫБОР ТИПА СООРУЖЕНИЯ

В курсовом проекте, как правило, разрабатывается один из следующих типов причальных сооружений:

- набережная с высоким свайным ростверком и передней шпунтовой стенкой (с несущим и ненесущим шпунтом);
- набережная с высоким свайным ростверком и задней шпунтовой стенкой (с несущим и ненесущим шпунтом).

Выбранный тип конструкции набережной согласовывается с преподавателем и обосновывается в пояснительной записке. Кроме того, приводится описание основных конструктивных частей конкретного сооружения, разъясняется назначение каждой части и формулируются основные конструктивные требования к ним (см. раздел 1).

3.3. УСТАНОВЛЕНИЕ ГАБАРИТНОЙ СХЕМЫ СООРУЖЕНИЯ

3.3.1. Общие положения

Выбор габаритной схемы сооружения является одним из основных этапов проектирования, определяющим все дальнейшие расчеты. Поэтому рекомендуется предварительная проработка вариантов поперечного сечения в масштабе 1 : 100 с нанесением на нее естественного и проектного рельефа дна, напластования грунтов, характерных уровней воды ($\downarrow 0,00$; $\downarrow \text{СВГ}$; $\downarrow \text{СНГ}$), уровня бетонирования ($\downarrow \text{УБ}$), отметки кордона ($\downarrow \text{К}$) и других данных (рис. 3.1, 3.2).

Нижняя грань ростверка (уровень бетонирования) должна вышатаься над строительным горизонтом не менее чем на 0,8 м. В качестве расчетного строительного уровня воды принимается: в безливных морях — средний многолетний уровень; в ливных морях — средний многолетний приливный уровень.

Отметка кордона устанавливается с учетом высоты каналов для инженерных сетей $h_{\text{к}}$, их незатопляемости при $\downarrow \text{СВГ}$, толщины плит $t_{\text{пл}}$, перекрывающих каналы, и толщины плиты ростверка $h_{\text{пл}}$.

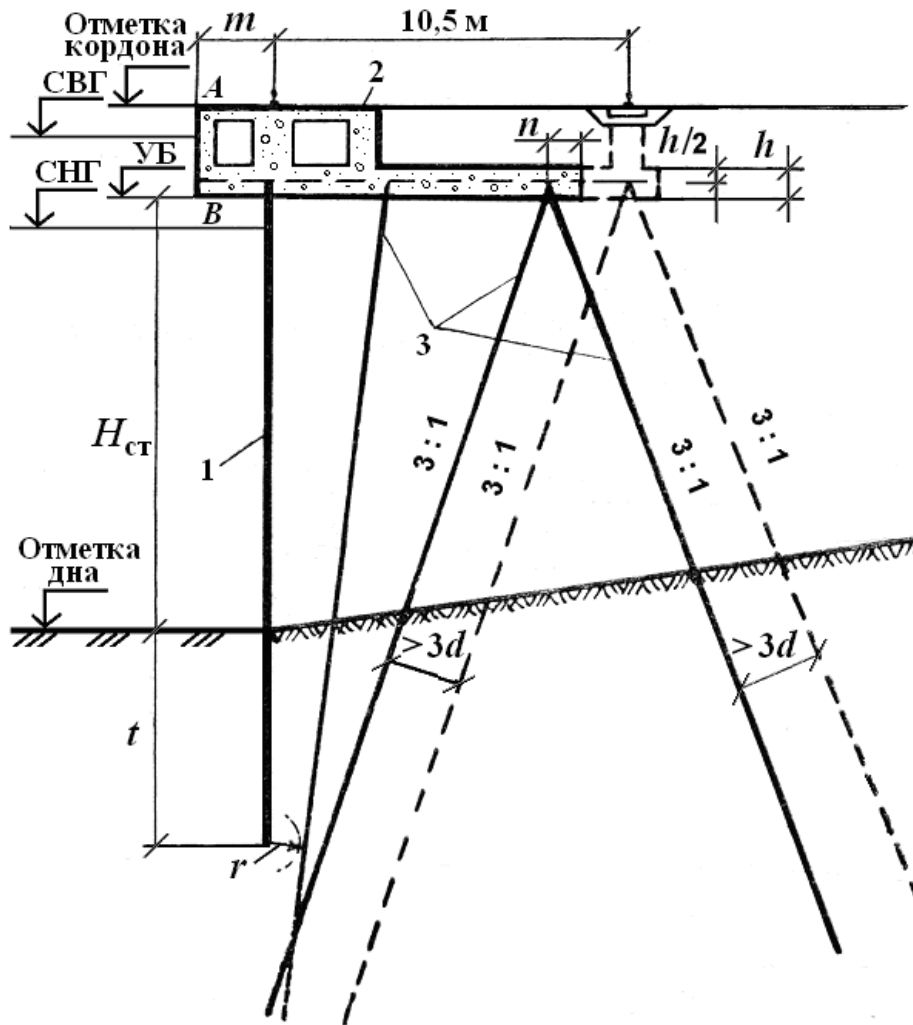


Рис. 3.1. Набережная с передней несущей шпунтовой стенкой:
 1 — шпунтовая стенка; 2 — ростверк; 3 — сваи

Каналы для инженерных сетей делятся на непроходные, высотой h_k до 0,9 м, полупроходные, высотой $h_k = 1,6$ м и проходные, высотой h_k не менее 1,8 м. Толщина монолитной железобетонной плиты ростверка на сваях $h_{пл}$ должна быть 0,6 – 0,8 м. Толщина железобетонных плит, перекрывающих каналы $t_{пл}$, принимается равной 0,25 – 0,30 м, а ширина железобетонных подкрановых балок поверху — не менее 0,7 – 0,8 м.

Отметку кордона $\downarrow K$ находят по выражению (2.6). Условие незатопляемости (2.7) заключается в том, что отметка кордона должна быть выше гребней бегущих дифрагированных волн со стороны гавани.

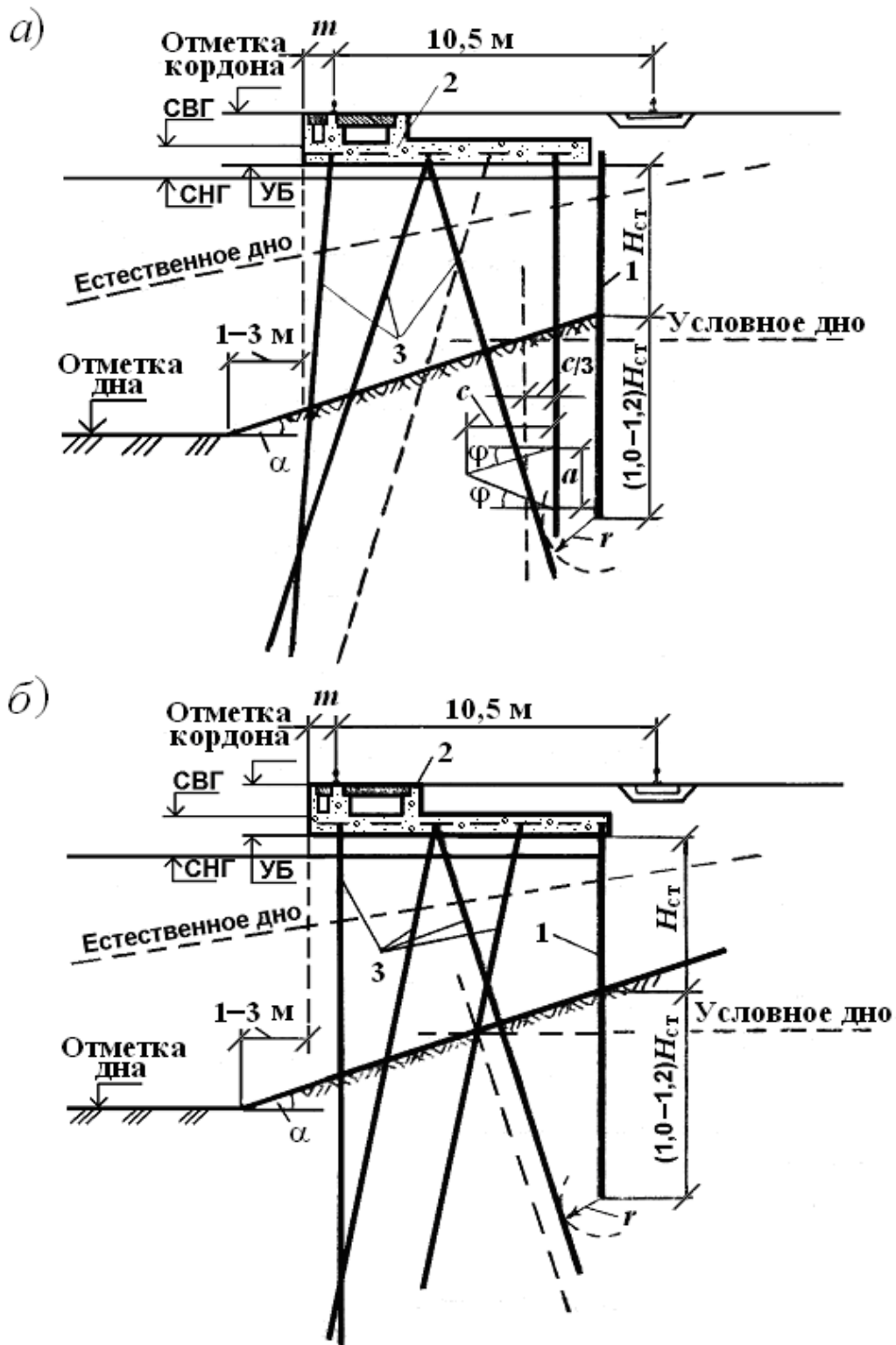


Рис. 3.2. К подбору схемы набережной с задней шпунтовой стенкой: а — с ненесущей шпунтовой стенкой; б — с несущей шпунтовой стенкой: 1 — шпунтовая стенка; 2 — сваи; 3 — ростверк

Расстояние m от линии кордона до оси прикордонного подкранового рельса устанавливается для причалов 2,25 м (см. рис. 3.1, 3.2).

3.3.2. Набережная с передней шпунтовой стенкой

С учетом характерных уровней и отметок чертится передняя грань ростверка (см. рис. 3.1, кордонная плоскость AB), и намечается ось шпунтовой стенки. При этом несущий шпунт располагается под прикордонным подкрановым рельсом. Ось ненесущего шпунта размещается на расстоянии 0,35 – 0,50 м от передней грани ростверка, а вертикальный ряд свай — не ближе 0,8 – 1,0 м от ненесущего шпунта.

Ориентировочно задается глубина забивки шпунта $t = (0,5 - 0,6) H_{ст}$. Далее намечается положение козловой опоры, и определяется наименьшая ширина ростверка. Из нижней точки шпунта радиусом r описывается дуга окружности, и к ней проводится касательная с уклоном 3 : 1, соответствующим оптимальному наклону сжатой сваи. Для железобетонных и стальных свай принимается $r = 1,0 - 1,5$ м, для деревянных свай — $r = 0,8 - 1,0$ м. Тыловая грань ростверка намечается на расстоянии $n = 0,8 - 1,0$ м в сторону берега от козловой опоры. Ось растянутой козловой сваи проводится с обратным уклоном 3 : 1 через точку пересечения оси сжатой козловой сваи с осью плиты ростверка. Указанные действия определяют ширину ростверка при наличии одной козловой опоры.

При большой глубине у причала (более 10 м) и высокой надстройке ширина ростверка может устанавливаться исходя из условия расположения двух козел (один из вариантов показан на рис. 3.1 пунктиром). Между несущим шпунтом (или первым рядом свай, если шпунт ненесущий) и козловой опорой размещаются наклонные сваи (при значительных горизонтальных нагрузках) или вертикальные ряды свай.

Наименьшая ширина ростверка, подобранная указанным способом, корректируется с учетом целесообразности расположения тыловой ноги крана над козловой опорой или в промежутке между козловыми опорами. Если при этом требуется существенное уширение ро-

стверка, то допускается располагать тыловой подкрановой рельс за пределами ростверка (на шпально-балластном или другом основании).

3.3.3. Набережная с задней шпунтовой стенкой

Задается тип и размеры сечения шпунтовых свай. Намечается положение кордонной плоскости, верхней и нижней граней ростверка (см. рис. 3.2). На расстояниях 1 – 3 м от линии пересечения кордонной плоскости с поверхностью проектного дна проводится линия под углом устойчивого откоса грунта основания $\alpha = (2/3 - 3/4) \phi$. При этом уклон откоса задается кратным 0,25 (1 : 2, 1 : 2,25; 1 : 2,5 и т. д.). Обеспечение проектной глубины не в плоскости кордона, а на некотором расстоянии от нее допустимо в связи с криволинейным очертанием обводов судна и наличием отбойных устройств.

Намечается положение шпунта при условии, что глубина его забивки от линии подпричального откоса $t = (1,0 - 1,2) H_{ст}$. Значение $H_{ст}$ при железобетонном ненапряженном шпунте должно быть меньше 7 м, а при напряженном железобетонном и металлическом шпунтах $H_{ст} < 9$ м.

Если шпунт ненесущий, то он располагается позади ростверка, а впереди него, на расстоянии 0,8 – 1,0 м, размещается вертикальный ряд свай (см. рис. 3.2, а). Если шпунт несущий, то впереди него целесообразно разместить наклонный ряд свай (см. рис. 3.2, б) с оптимальным наклоном 3 : 1. Ось наклонной сваи должна проходить для железобетонных и стальных свай на расстоянии $r = 1,0 - 1,5$ м от нижнего конца шпунта, а для деревянных свай — на расстоянии $r = 0,8 - 1,0$ м. Далее ориентировочно задается шаг a ближайшего к шпунту (в грунте) свайного продольного ряда (1,5 – 3,0 м), и предварительно намечается положение экранирующей плоскости и линии условного дна. При принятом положении условного дна производится графоаналитический расчет стенки и уточняется схема свайного основания.

Если установленное после уточнения схемы свайного основания положение условного дна не совпадает с предварительно приня-

тым, то необходимо путем изменения положения (в допустимых пределах) проектного откоса добиться их совпадения. Если это окажется невозможно сделать, то следует изменить положение условного дна и повторить расчет.

Расположение подкрановых рельсов принимается таким же, как и для других конструктивных типов сооружений. Если для размещения тылового подкранового рельса на ростверке требуется его значительное уширение, то рельс устанавливается за пределами ростверка на шпально-балластном или другом основании (см. рис. 3.2).

3.4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК, ДЕЙСТВУЮЩИХ НА СООРУЖЕНИЕ

3.4.1. Общие положения

На причальные сооружения воздействуют различные виды нагрузок, которые разделяются на постоянные и временные (длительные и кратковременные). Сооружения рассчитываются на возможные сочетания нагрузок: основные и особые. При выполнении курсового проекта допускается (по согласованию с преподавателем) производить расчет только на основное сочетание, которое для рассматриваемых типов сооружений может включать в себя следующие нагрузки [2, 3, 5-6, 8-11, 19]:

- собственный вес конструкции сооружения;
- эксплуатационные нагрузки от грузов и механизмов, в том числе кранов;
- давление грунта (в сооружениях сквозного типа может отсутствовать);
- нагрузка от судов.

Нагрузки определяются для некоторого расчетного участка длины сооружения (например, на 1 пог. м или расстояние, равное шагу свай, и т. п.).

3.4.2. Горизонтальные нагрузки

Общие положения. Для набережной стенки с высоким свайным ростверком суммарная нагрузка на расчетный участок сооружения горизонтальная и рассчитывается по формуле

$$P = R_a^* + E_a + N^* + F^*, \quad (3.1)$$

где R_a^* — нагрузка на ростверк от активного давления грунта, расположенного ниже ростверка; E_a — сила давления на ростверк грунта, находящегося в пределах его высоты; N^* — нормальная к кордону составляющая швартовного усилия; F^* — ветровая нагрузка за счет парусности крана.

Нагрузки от давления грунта. Нормативную горизонтальную нагрузку R_a^* от давления грунта находят на основе графоаналитического расчета, выполняемого в соответствии с п. 3.5.3. Для сооружения с передней шпунтовой стенкой сила R_a^* предварительно вычисляется при глубине забивки шпунтовой стенки $t = (0,5 - 0,6) H_{ст}$, после уточнения глубины забивки шпунта значение R_a^* также корректируется.

Нагрузка E_a для сооружений с высоким свайным ростверком рассчитывается по эпюре активного давления грунта в пределах высоты ростверка.

При определении нормативных нагрузок R_a^* и E_a от давления грунта используются нормативные величины углов внутреннего трения φ и удельных весов γ , а также нормативные значения эксплуатационных нагрузок.

Учет влияния колебаний уровня воды в безливных и ливных морях. В качестве расчетного уровня воды при построении эпюр давления обычно принимается наиболее низкий уровень (самый низкий горизонт — СНГ). Для безливного моря удельный вес грунта выше расчетного уровня принимается в состоянии его естественной влажности, а под водой — с учетом гидростатического взвешивания.

Для ливного моря удельный вес грунта в зоне переменного уровня воды назначается с учетом приливо-отливных колебаний. При недостаточной фильтрующей способности засыпки во время отлива уровень воды перед стенкой понижается быстрее уровня воды в грунте за стенкой. При этом возникает дополнительное гидростатическое давление на стенку, интенсивность которого зависит от разности уровней у передней и задней граней стенки. Поскольку при проектировании разность уровней установить трудно, используется следующий прием расчета. За расчетный уровень принимается самый низкий уровень воды при отливе. Определяется средний уровень между самым низким при отливе и самым высоким горизонтом (СВГ) при приливе. Удельный вес грунта ниже расчетного уровня (ниже СНГ) принимается с учетом взвешивания в воде, а выше среднего уровня — как грунта естественной влажности. В пределах между СНГ и средним уровнем удельный вес насыщенного водой грунта (все поры заполнены водой) $\gamma_{н.в} = \gamma + n$, где γ — удельный вес сухого грунта в воздухе, n — пористость.

Швартовная нагрузка. Нормативное значение нормального швартовного усилия N^* на 1 пог. м сооружения вычисляется по формуле

$$N^* = S_q n / L_c, \quad (3.2)$$

где S_q — нормальная составляющая усилия на швартовную тумбу, определяемая по формуле (2.19), n — число тумб на секции набережной, для сооружений на сваях $n = 1$; L_c — длина секции, м, для сооружений на сваях $L_c = 20 - 25$; первоначально принятая длина секции L_c в дальнейшем уточняется в соответствии с принятой схемой расположения свай.

В курсовом проекте без расчета допускается устанавливать значение швартовного усилия на тумбу S , равное 500 кН (50 тс) при глубине $d < 8$ м и 750 кН (75 тс) при $d > 8$ м (d — глубина воды у сооружения).

Крановая нагрузка. Ветровая горизонтальная нормативная нагрузка от крана на 1 пог. м сооружения вычисляется по формуле

$$F^* = F/L_c, \quad (3.3)$$

где F — горизонтальная сила, передающаяся на рельсы от крана (табл. ПЗ.1) и определяемая как сумма горизонтальных сил, действующих на отдельные опоры крана (предполагается, что на секции сооружения находится один кран).

3.4.3. Вертикальные нагрузки

Общие положения. К вертикальным нагрузкам относятся нагрузки от собственного веса сооружения, равномерно распределенные от складированных грузов и сосредоточенные от кранового оборудования. Нагрузки определяются для расчетного участка сооружения с высоким свайным ростверком, равного 1 пог. м. Интенсивность временной нагрузки, грузоподъемность портального крана и его тип указываются в задании. Характеристики кранов представлены в Приложении 3.

Нагрузка от собственного веса и временная нагрузка от складированных грузов. Нормативная нагрузка от собственного веса причала зависит от конструкции сооружения. Временная нагрузка от складированных грузов принимается равномерно распределенной (не производится складирование грузов в полосе 2 м по обе стороны от каждого подкранового рельса).

Крановая нагрузка. Крановая нагрузка представляет собой ряд сосредоточенных сил от колес крана и передается на грунт засыпки через рельсы, шпалы, подкрановые балки или плиты (рис. 3.3). Нормами рекомендуется сосредоточенную крановую нагрузку заменять эквивалентной равномерно распределенной нагрузкой.

Интенсивность эквивалентной нагрузки $q_э$ от давления ноги крана на прикордонный подкрановый рельс определяется по формуле

$$q_э = \frac{Q}{bl}, \quad (3.4)$$

где Q — максимально возможная сосредоточенная нагрузка от ноги одиночного крана или от двух ног сближенных кранов (см. табл. ПЗ.1); b — ширина подкрановой плиты, балки или длина шпалы; l — длина участка распределения нагрузки вдоль кордона.

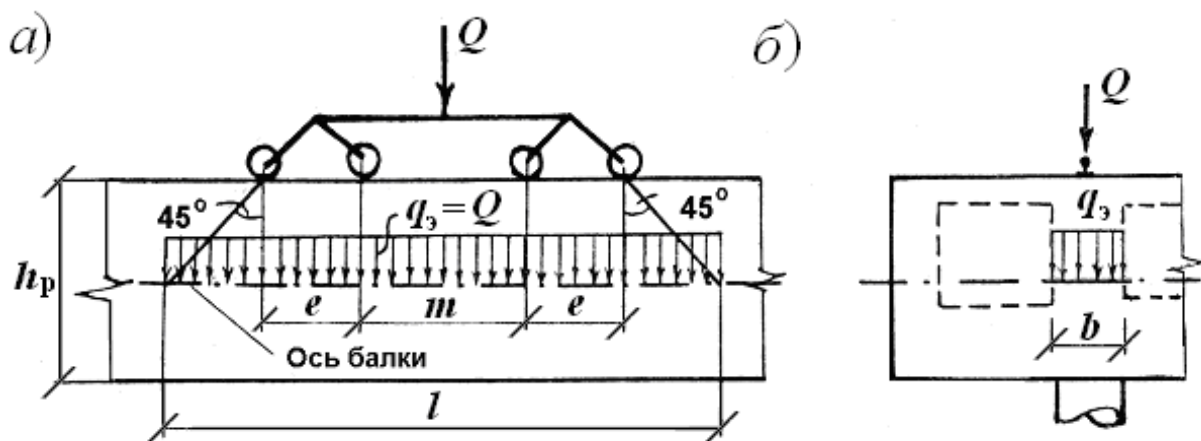


Рис. 3.3. К определению нагрузок от крана:
a — продольный разрез; *б* — поперечный разрез

При расположении рельса на железобетонной подкрановой балке, выполненной в одном монолите с ростверком, сосредоточенная нагрузка от ноги крана Q распределяется вдоль кордона (см. рис. 3.3, *a*), т. е. на длине $l = h_p + 2e + m$, где h_p — высота подкрановой балки (верхнего строения); e , m — размеры, принимаемые по табл. ПЗ.2.

Давление от тыловой ноги крана, расположенной на засыпке, принимается равным заданному равномерно распределенному давлению от складирования грузов.

3.5. ГРАФОАНАЛИТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ШПУНТОВОЙ СТЕНКИ

3.5.1. Общие положения

Сплошные свайные (шпунтовые) стенки набережных с высоким свайным ростверком по схеме работы являются заанкеренными тонкими стенками. Нижний конец таких стенок погружен в грунт, а сме-

щению верхнего конца препятствует ростверк. Расчет шпунтовых стенок производится методом упругой линии, известными приемами гидростатики, исходя из условия, что при равновесии системы силовой и веревочный многоугольники замкнуты. Расчет производится следующим образом. На чертеж в определенном масштабе наносится схема стенки с напластованием грунтов. В первую очередь строится эпюра нагрузок на стенку. Эпюра нагрузок заменяется условной эпюрой, в которой на стенку со стороны засыпки (на правую грань) действует активное давление (выше уровня дна) и избыточное активное давление (ниже уровня дна).

3.5.2. Способы определения давления грунта, построение эпюр давления

Основные расчетные зависимости. Ординаты эпюр горизонтального активного (σ_a) и пассивного (σ_p) давления грунта как по теории предельного напряженного состояния, так и по классической теории (без учета сил сцепления) определяются по формулам

$$\sigma_a = (q_i + \sum \gamma_i h_i) \lambda_a; \quad (3.5)$$

$$\sigma_p = (q_i + \sum \gamma_i h_i) \lambda_p, \quad (3.6)$$

где q_i — нагрузка на поверхности грунта; γ_i , h_i — удельный вес и высота i -го слоя грунта; λ_a , λ_p — коэффициенты бокового активного и пассивного давления.

На правую грань стенки в нижней части на высоте $2\Delta t$ действует избыточное пассивное давление грунта (обратный отпор), результирующая сила которого равна E'_p и приложена к стенке на глубине t_0 . На переднюю грань стенки (слева) чуть ниже уровня дна действует избыточное пассивное давление грунта (прямой отпор).

Силы трения уменьшают давление грунта на правой грани стенки (со стороны засыпки) и увеличивают давление грунта по левой грани. Влияние сил трения учитывается при вычислении коэффициентов бокового давления грунта λ_a и λ_p . Числовые значения угла тре-

ния δ в соответствии с нормами [8] рекомендуется принимать при определении:

$$\lambda_a — \delta = 0,5\varphi;$$

$$\lambda_p \text{ по данным строгой теории} — \delta = \varphi;$$

$$\lambda_p \text{ по теории Кулона} — \delta = 0,75\varphi.$$

Для грунтов с $\varphi \geq 30^\circ$ устанавливают $\varphi = 30^\circ$. Значения коэффициентов активного (λ_a) и пассивного (λ_p) давления грунта для некоторых распространенных на практике случаев представлены в Приложении 4.

Некоторые особенности расчета сплошных стенок свайных набережных обусловлены наличием в сооружении ростверка и одиночных свай.

Учет нагрузок на поверхности засыпки или ростверка. Рассмотрим некоторые виды нагрузок на поверхности призмы обрушения для вертикальных стенок с горизонтальной засыпкой. Грунт за стенками предполагается однородным несвязным.

Неравномерная нагрузка. Любая нагрузка на поверхности засыпки (кроме сплошной равномерно распределенной) влияет на положение поверхности скольжения призмы обрушения. Влияние нагрузок учитывается различными методами, например, в практике проектирования — простым приближенным методом. При этом предполагается, что угол обрушения β не зависит от схемы нагрузок и равен $45^\circ - 0,5\varphi$. Предполагается также, что каждый участок нагрузки на поверхности засыпки влияет на давление на ту зону стенки, которая ограничивается по высоте точками пересечения плоскостей обрушения со стенкой; плоскости обрушения проводятся из граничных точек участка нагрузки. Так, на рис. 3.4 нагрузка q_2 должна учитываться по поверхности зоны CD стенки, ограниченной плоскостями обрушения, проведенными из крайних точек участка действия нагрузки.

Значения ординат активного давления грунта вычисляются по формуле (3.5). Для эпюры, представленной на рис. 3.4, отмеченные

на чертеже ординаты активного давления грунта определяются с помощью выражений

$$\begin{aligned} \sigma_{a0} &= q_1 \lambda_a; & \sigma_{a1} &= (q_1 + \gamma h_1) \lambda_a; \\ \sigma_{a1}^* &= (q_2 + \gamma h_1) \lambda_a; & \sigma_{a2} &= (q_2 + \gamma(h_1 + h_2)) \lambda_a; \\ \sigma_{a2}^* &= \gamma(h_1 + h_2) \lambda_a; & \sigma_{a3} &= \gamma(h_1 + h_2 + h_3) \lambda_a. \end{aligned}$$

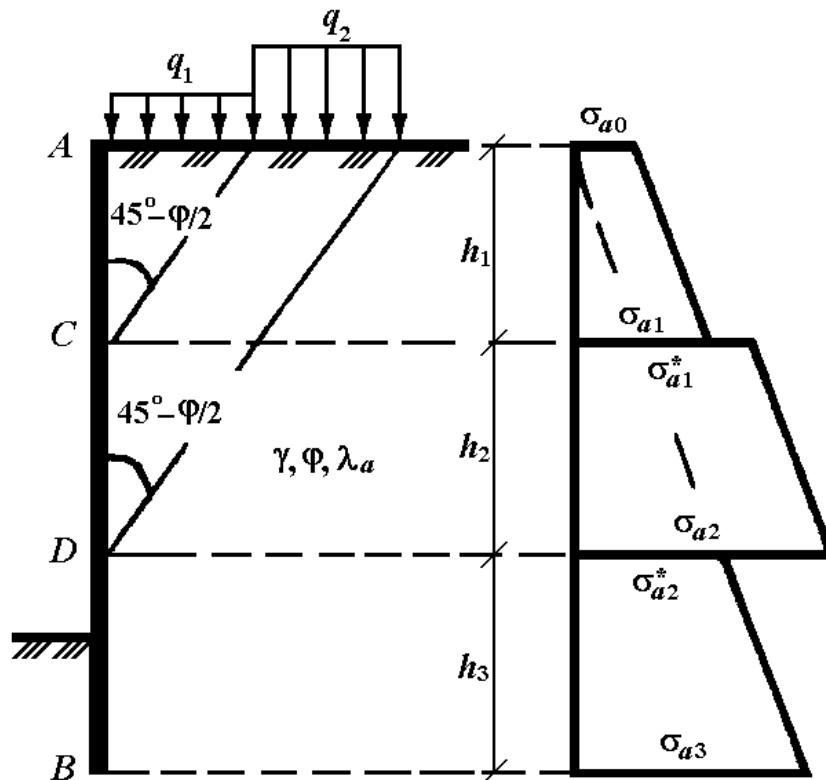


Рис. 3.4. К определению активного давления грунта с учетом сложной неравномерной нагрузки на поверхности засыпки или ростверка

Равномерно распределенная нагрузка, удаленная от стенки.

Предполагается, что нагрузка не влияет на значение угла обрушения и принимается $\beta = 45^\circ - 0,5\phi$ (рис. 3.5). Из точки начала нагрузки K проводится линия обрушения под углом β к вертикали до пересечения с плоскостью стенки (точка D). На участке стенки ниже точки D ординаты давления определяются по (3.5) с учетом нагрузки q на поверхности засыпки. Из точки K проводится линия KC под углом внутреннего трения ϕ к горизонтали. На участок стенки выше точки C

давление от нагрузки q не передается. В промежутке между точками C и D давление от нагрузки изменяется по линейному закону (концы ординат σ_{a1} и σ_{a2} соединяются прямой). Эпюра давления представлена на рис. 3.5. Отмеченные на чертеже ординаты вычисляются по формулам

$$\sigma_{a1} = \gamma h_1 \lambda_a; \quad \sigma_{a2} = (q + \gamma(h_1 + h_2)) \lambda_a; \quad \sigma_{a3} = (q + \gamma(h_1 + h_2 + h_3)) \lambda_a.$$

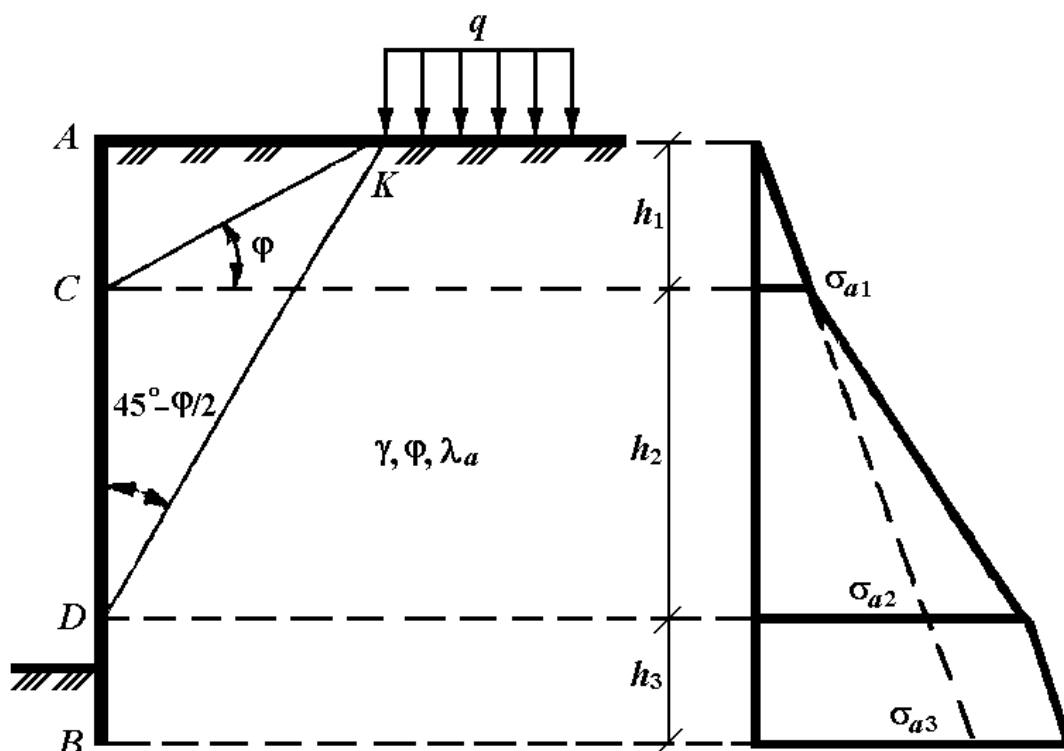


Рис. 3.5. К определению активного давления грунта с учетом равномерно распределенной нагрузки, удаленной от стенки

Сосредоточенная нагрузка от кранов. Нагрузка q_3 , определенная по формуле (3.4), передается на вертикальную стенку в пределах зоны, ограниченной плоскостями обрушения, проведенными из концов ширины b плит, балок или шпал (см. рис. 3.3, б). Ординаты эпюры давления грунта (рис. 3.6) определяются по формулам

$$\begin{aligned} \sigma_{a1} &= \gamma_1 h_1 \lambda_{a1}; & \sigma_{a1}^* &= (q_3 + \gamma_1 h_1) \lambda_{a1}; \\ \sigma_{a2} &= (q_3 + \gamma_1 (h_1 + h_2)) \lambda_{a1}; & \sigma_{a2}^* &= (q_3 + \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2) \lambda_{a2}; \\ \sigma_{a3} &= (q_3 + \gamma_1 (h_1 + h_2) + \gamma_2 h_3) \lambda_{a2}; & \sigma_{a3}^* &= (q_3 + \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_2 h_3) \lambda_{a2}. \end{aligned}$$

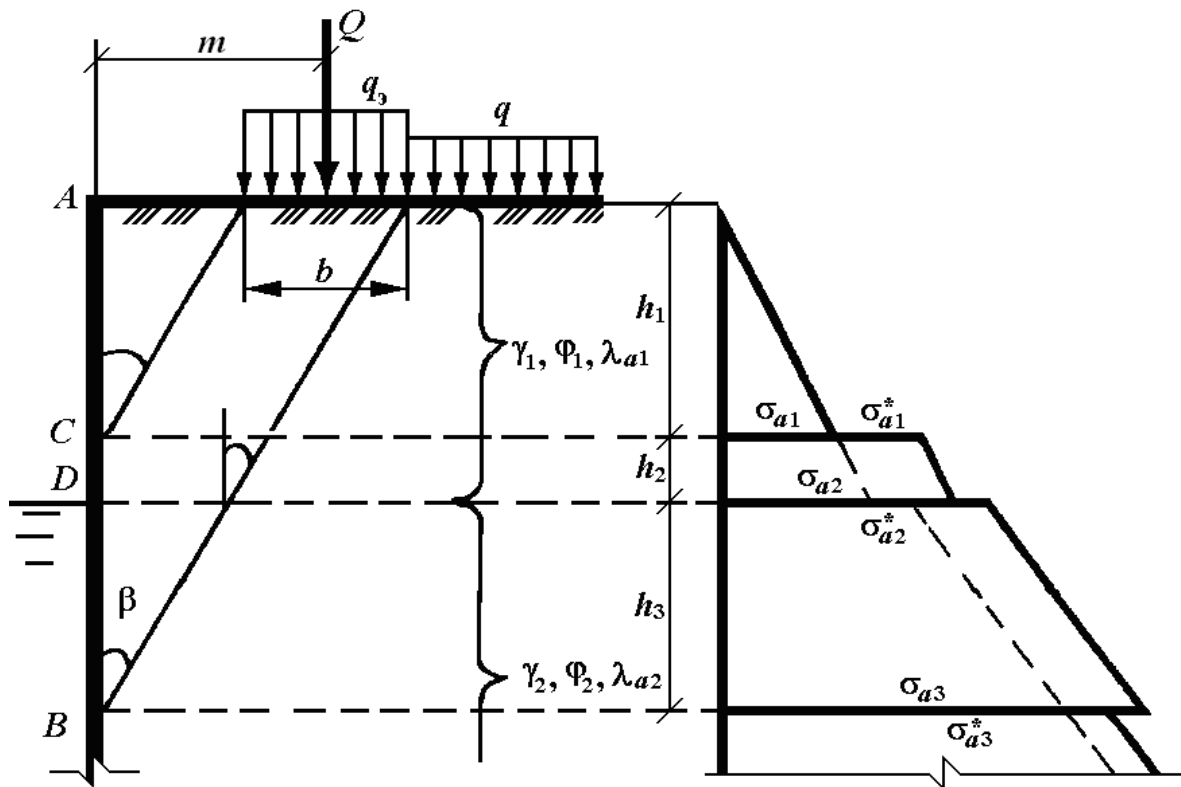


Рис. 3.6. К определению активного давления грунта с учетом сосредоточенной нагрузки от крана

Примеры построения эпюр давления. Представляют интерес построения эпюр активного и пассивного давления несвязных грунтов на стенку для безливного и ливного морей (рис. 3.7). Расчетная плоскость стенки вертикальная, поверхность засыпки горизонтальная. Исходные данные (характеристики грунтов, интенсивности нагрузок и др.) указаны на чертеже. Значение угла трения грунта о стенку принято в призме обрушения — $\delta = 0,5\varphi$, а в призме выпора — $\delta = \varphi$. Коэффициенты активного λ_a и пассивного λ_p давлений определены в Приложении 4. Расчеты ординат давления произведены по формулам (3.5), (3.6) без учета сил сцепления ($c = 0$).

Например, для безливного моря (см. рис. 3.7, а) ординаты σ_{a3} , σ_{a3}^* вычисляются по формулам

$$\begin{aligned}\sigma_{a3} &= (q_3 + \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_3) \lambda_{a2} = \\ &= (100 + 18 \cdot 2,0 + 10 \cdot 4,0) 0,26 = 45,8 \text{ кПа (4,58 тс/м}^2\text{)};\end{aligned}$$

$$\sigma_{a3}^* = (q + \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_3) \lambda_{a2} =$$

$$= (30 + 18 \cdot 2,0 + 10 \cdot 4,0) 0,26 = 27,6 \text{ кПа (2,76 тс/м}^2\text{)}.$$

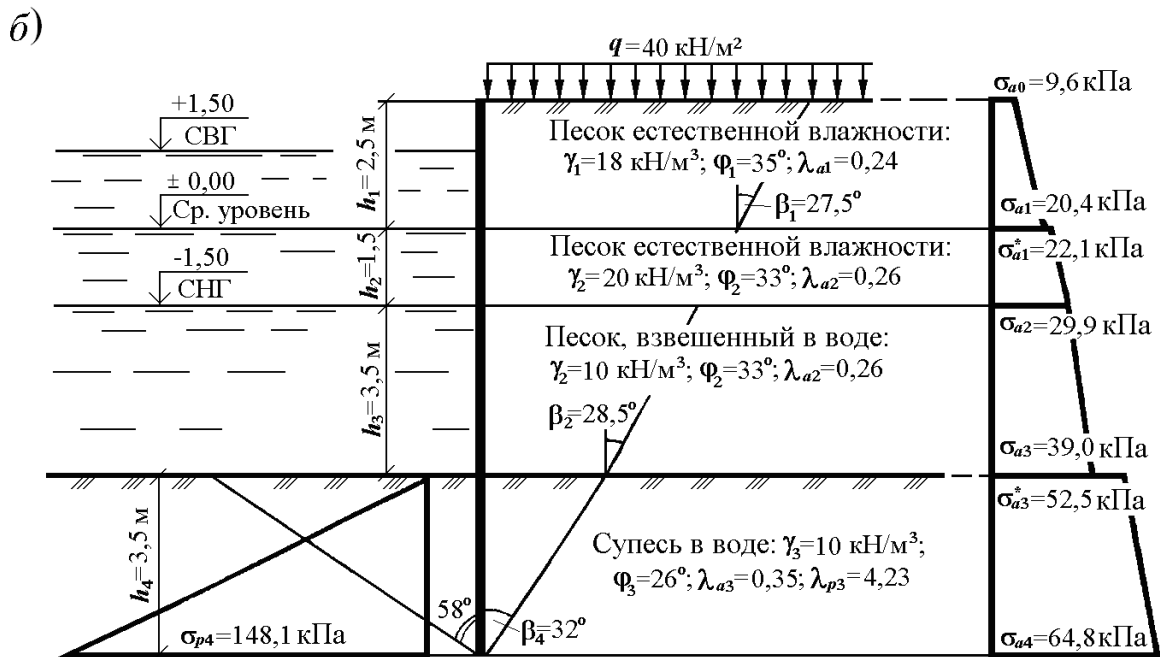
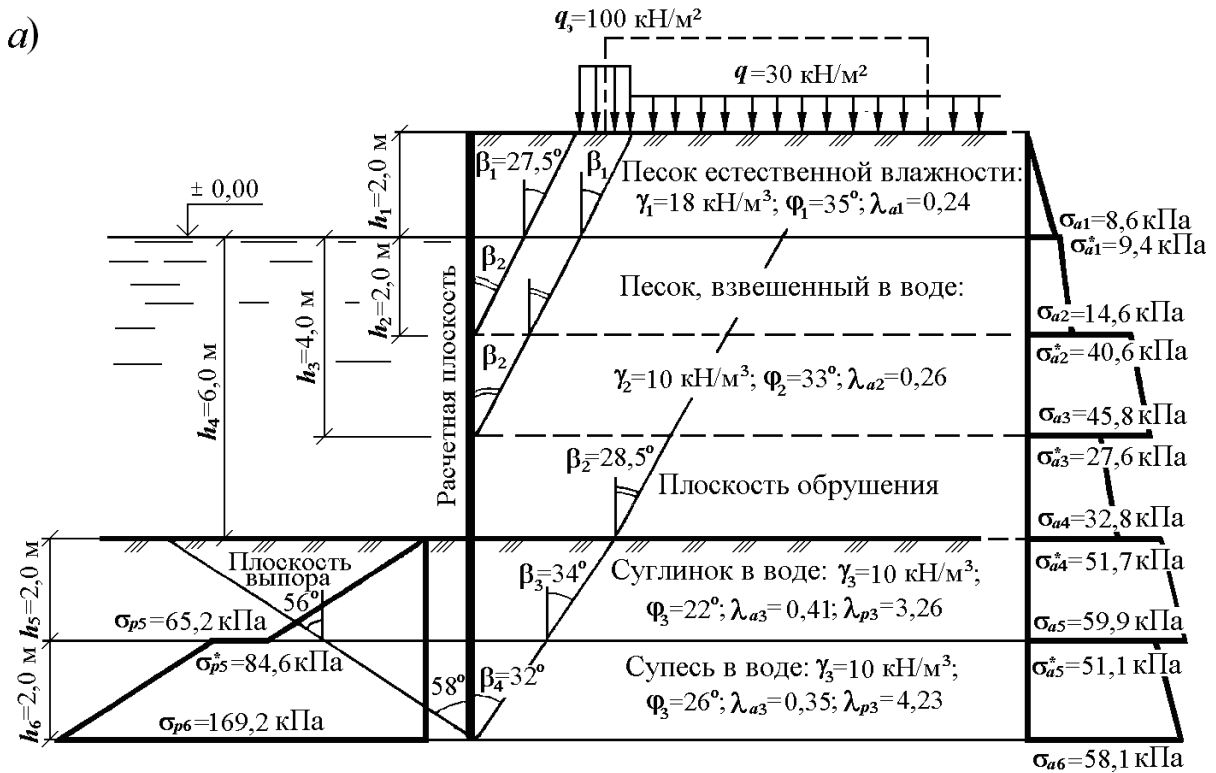


Рис. 3.7. Построение эпюр давления:
 а — для безливного моря; б — для ливного моря

Для ливного моря (см. рис. 3.7, б)

$$\sigma_{a4} = \left(q + \sum_{i=1}^4 \gamma_i h_i \right) \lambda_{a4} =$$
$$= (40 + 18 \cdot 2,5 + 20 \cdot 1,5 + 10 \cdot 3,5 + 10 \cdot 3,5) 0,35 = 64,8 \text{ кПа (6,48 тс/м}^2\text{);}$$
$$\sigma_{p4} = \gamma_4 h_4 \lambda_{p4} = 10 \cdot 3,5 \cdot 4,23 = 148,1 \text{ кПа (14,81 тс/м}^2\text{).}$$

Ординаты активного и пассивного давлений при построении эпюр определяются на границах слоев грунта, а также в местах пересечения расчетной плоскости стенки с плоскостями обрушения. Закон изменения давления по глубине в пределах каждого слоя линейный. Наклон участка эпюры в пределах слоя зависит от удельного веса грунта γ_i . Если два соседних слоя имеют разные значения γ_i , то наклон участков эпюры в каждом слое будет различным, а на уровне контакта слоев в эпюре появится излом. По плоскости контакта слоев, отличающихся углами внутреннего трения ϕ_i , эпюра давления терпит разрыв (скачок).

Учет экранирования ростверка и одиночных свай. В набережных с передним шпунтом вертикальные эксплуатационные нагрузки на сооружение действуют на ростверк и не передаются на грунтовую засыпку под ростверком (рис. 3.8). Одиночные вертикальные и наклонные сваи проходят через призму обрушения грунта за стенкой, воспринимают на себя часть бокового давления грунта, уменьшая тем самым давление грунта на стенку. Ростверк и одиночные сваи, как говорят, экранируют шпунтовую стенку.

Пусть ближайший к шпунтовой стенке свайный ряд состоит из одиночных вертикальных свай (см. рис. 3.8, а). Считается, что между сваями такого продольного ряда за счет внутреннего трения грунта и трения грунта о сваи в плане образуются грунтовые своды (на рис. 3.8, а своды для упрощения заменены зубчатой поверхностью). Эти своды воспринимают боковое давление грунта, расположенного позади их, и передают его на сваи. Таким образом, на шпунтовую стенку действует в полной мере только давление грунта, находящегося

ся между самой стенкой и грунтовыми сводами ближайшего продольного ряда свай. Для дальнейших расчетов сводчатая поверхность заменяется условной вертикальной экранирующей плоскостью DE .

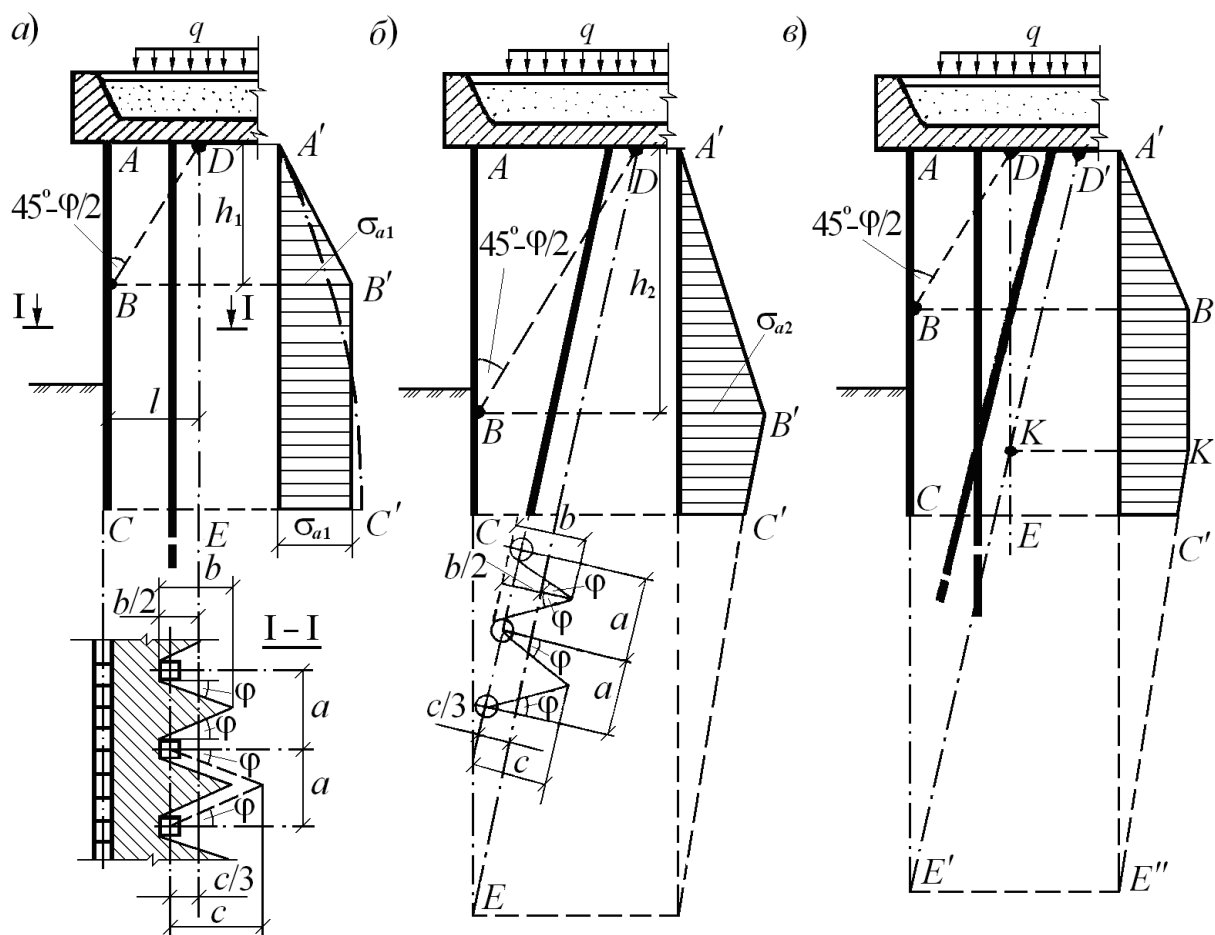


Рис. 3.8. Способы построения эпюр активного давления грунта на переднюю шпунтовую стенку при различном расположении свай за стенкой

Положение экранирующей плоскости определяется, как правило, с помощью графических построений (см. рис. 3.8, *a*). Если сечения свай известны, то экранирующая плоскость DE проводится позади свай на расстоянии $b/2$ от их передней грани (b — высота зубцов, условно заменяющих грунтовые своды). Линии этих зубцов проводятся так, чтобы они касались контуров сечений свай и составляли угол φ с нормальными к оси свайного ряда (φ — угол внутреннего трения грунта засыпки). Если известен только шаг свай, то боковые стороны зубцов проводятся через

центры сечений свай. Экранирующая плоскость принимается на расстоянии $c/3$ от оси продольного свайного ряда (c — высота зубцов). Эпюра давления грунта засыпки на шпунтовую стенку строится с учетом положения экранирующей плоскости.

Грунт засыпки между шпунтовой стенкой и экранирующей плоскостью находится в условиях, аналогичных состоянию сыпучего тела в силосе (плоский силос большой протяженности вдоль линии кордона). Рекомендации по определению давления грунта на стенки силоса приведены в [5]. В практических расчетах эпюры давления грунта на шпунтовую стенку нередко строятся приближенным способом. При этом из точки D пересечения экранирующей плоскости с ростверком проводится (под углом $45^\circ - 0,5\varphi$ к вертикали) линия обрушения грунта DB до пересечения с расчетной плоскостью стенки. Давление грунта на участке AB стенки нарастает по линейному закону, и в точке B ордината эпюры давления $\sigma_{a1} = \gamma h_1 \lambda_a$. Ниже точки B интенсивность давления грунта остается постоянной и равной σ_{a1} . Построенная таким образом приближенная эпюра при песчаных грунтах засыпки $\varphi = 25 - 30^\circ$ мало отличается от эпюры, полученной по формуле для давления в силосе (см. рис. 3.8, *a*, штрихпунктирная кривая).

Если за шпунтовой стенкой располагается наклонный ряд свай (см. рис. 3.8, *б*), то эпюра давления грунта строится аналогичным описанному выше способом. При этом определяется положение экранирующей плоскости DE , проводится линия обрушения DB , и вычисляется ордината σ_{a2} давления грунта в точке B . Ниже точки B интенсивность давления убывает по линейному закону по мере приближения экранирующей плоскости к стенке. В условной точке E пересечения экранирующей плоскости с линией стенки давление равно нулю. Нижняя граница эпюры давления грунта принимается на уровне низа шпунтовой стенки.

Нередко в конструкциях набережных-стенок сваи располагаются так, что в верхней части шпунтовую стенку экранирует вертикальный ряд свай, а в нижней части — наклонный. Эпюра активного давления

грунта на стенку в таком случае представлена на рис. 3.8, в. При этом считается, что наклонный ряд свай влияет ниже точки K пересечения экранирующих плоскостей DE и $D'E'$.

3.5.3. Расчеты набережной с передней шпунтовой стенкой

Определение полной горизонтальной нагрузки на ростверк.

Полная горизонтальная нагрузка P на ростверк набережной с передним шпунтом включает в себя (рис. 3.9, а): поперечную составляющую швартовного усилия; силу давления грунта, расположенного в пределах высоты ростверка; сумму опорных реакций R_a^* на ростверк голов всех одиночных свай и шпунтовой стенки. Полная горизонтальная нагрузка определяется по формуле (3.3). Значение силы давления грунта, расположенного в пределах высоты ростверка E_a , равно площади трапециoidalной эпюры активного давления грунта с основаниями $\sigma_{a0} = q\lambda_{a1}$ и $\sigma_{a1} = (q + \gamma_1 h)\lambda_{a1}$.

Рассмотрим способы определения силы R_a^* [5]. При расчете передней шпунтовой стенки можно определить опорные реакции самой стенки R_{a1} и всех свайных рядов, сумма которых и есть значение силы R_a^* . Однако такой путь длительный и трудоемкий. На практике нередко силу R_a^* находят как значение опорной реакции головы шпунтовой стенки; при определении этой реакции экранирующее влияние расположенных за стенкой свай не учитывается. Предполагается, что сваи под ростверком отсутствуют.

Шпунтовая стенка рассматривается как балка на двух опорах, нагруженная активным давлением грунта. Эпюра активного давления строится с учетом экранирования стенки ростверком. При этом из точки D задней грани ростверка проводится ломаная линия DC (под углами внутреннего трения φ_i к горизонтали) и ломаная линия обрушения DF (под углами $45^\circ - 0,5\varphi_i$ к вертикали) до пересечения с плоскостью стенки.

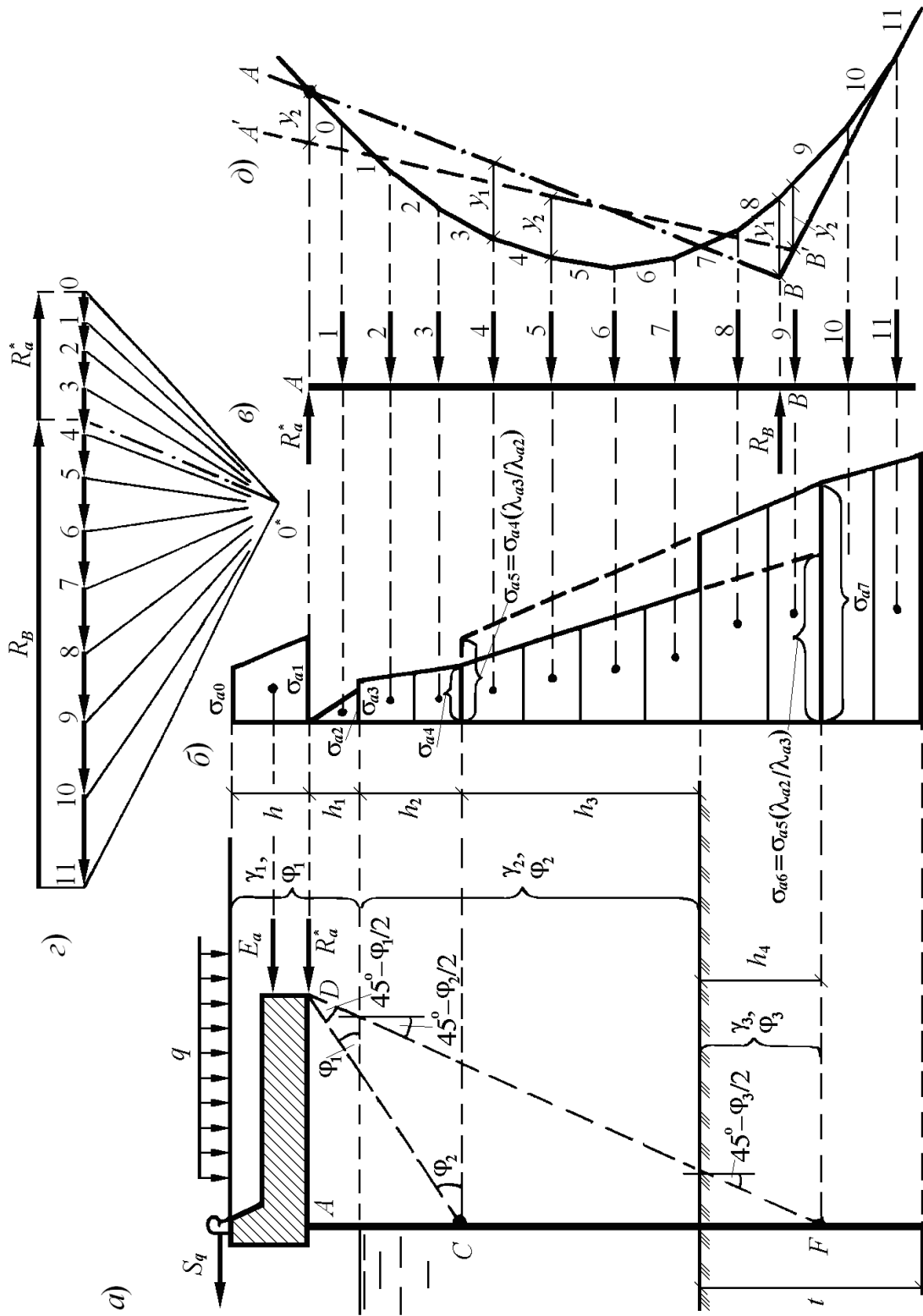


Рис. 3.9. Расчет полной горизонтальной нагрузки на ростверк с передней шпунтовой стенкой от давления грунта

Считается, что на участке AC стенки экранирующее влияние ростверка проявляется в полной мере и ординаты $\sigma_{a2} = \gamma_1 h_1 \lambda_{a1}$, $\sigma_{a3} = \gamma_1 h_1 \lambda_{a2}$, $\sigma_{a4} = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2) \lambda_{a2}$ давления засыпки вычисляются без учета вертикальной нагрузки позади ростверка. Ниже точки F экранирование стенки ростверком полностью прекращается, поэтому в точке F и ниже ее ординаты давления определяются с учетом веса грунта, лежащего выше нижней грани ростверка, и с учетом временной нагрузки q на поверхности. На участке стенки между точками C и F давление считают изменяющимся по линейному закону.

Если в пределах участка CF стенки залегают слои грунта с различными характеристиками, то при построении эпюры применяется условный прием. Пусть на участке CF грунт состоит из двух слоев (см. рис. 3.9, $a, б$). Вначале строится эпюра выше точки C и ниже точки F . Далее в точке C помимо ординаты σ_{a4} откладывается ордината σ_{a5} . Значение ординаты σ_{a5} есть произведение вертикального давления на уровне точки C на коэффициент бокового активного давления грунта нижележащего слоя. В точке F кроме ординаты $\sigma_{a7} = (q + \gamma_1 h + \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_2 h_3 + \gamma_3 h_4) \lambda_{a3}$ откладывается ордината σ_{a6} . Значение σ_{a6} есть произведение вертикального давления на уровне точки F на коэффициент λ_a для грунта вышележащего слоя. Концы ординат σ_{a4} и σ_{a6} , а также σ_{a5} и σ_{a7} соединяются прямыми. В пределах верхнего слоя грунта высотой h_3 эпюра ограничивается прямой, соединяющей ординаты σ_{a4} и σ_{a6} , а в пределах нижнего слоя грунта высотой h_4 — прямой, соединяющей концы ординат σ_{a5} , σ_{a7} .

Для определения силы R_a^* эпюра давления грунта (см. рис. 3.9, $б$) заменяется рядом сосредоточенных сил (см. рис. 3.9, $в$), строятся силовой (см. рис. 3.9, $г$) и веревочный (см. рис. 3.9, $д$) многоугольники. Положение замыкающего луча веревочного многоугольника выбирается в зависимости от условий закрепления стенки в ростверке. Пусть шпунтовая стенка соединена с ростверком шарнирно. Тогда замыкающий луч AB должен проходить через точку A пересечения нулевого луча с лини-

ей действия силы R_a^* и пересекать последний луч многоугольника (см. рис. 3.9, луч II) на таком уровне, чтобы ординаты y_1 в пролете стенки и на уровне точки B были равны. Точка B определяет положение условной опоры стенки в грунте.

Если стенка жестко заделана в ростверк, то замыкающий луч $A'B'$ проводится так, чтобы были равны ординаты y_2 на трех уровнях: на уровне низа ростверка; в пролете стенки; на уровне точки B' , определяющей положение условной опоры стенки в грунте. Далее на силовом многоугольнике проводится луч, параллельный замыкающему лучу веревочного многоугольника. Этот луч отсекает на основании силового многоугольника искомую реакцию R_a^* верхнего конца шпунта.

Расчет стенки методом упругой линии. При проектировании набережных графоаналитический расчет обычно производится дважды. Сначала приближенно задают размеры ростверка и глубину забивки стенки в грунт и находят первоначальное значение R_a^* . Затем, зная силу R_a^* и другие нагрузки, намечают схему расположения свай, производят расчет шпунтовой стенки и определяют глубину t ее забивки. Если эта глубина t существенно отличается от первоначально принятой, то значение силы R_a^* уточняется.

Пример расчета передней стенки свайной набережной на нагрузку от давления грунта, находящегося между шпунтовой стенкой и ближайшей экранирующей плоскостью (зона грунта I), представлен на рис. 3.10. Вначале на схеме сооружения (см. рис. 3.10, *a*) проводятся экранирующая плоскость BE и линия обрушения BD . Строятся эпюра давления грунта на стенку (см. рис. 3.10, *б*), схема сил (см. рис. 3.10, *в*), силовой (см. рис. 3.10, *г*) и веревочный (см. рис. 3.10, *д*) многоугольники.

В рассматриваемом примере шпунтовая стенка ненесущая, поэтому замыкающий луч AC веревочного многоугольника проводится так, чтобы он отсекал равные ординаты y_1 в пролете стенки и в заделке в грунте.

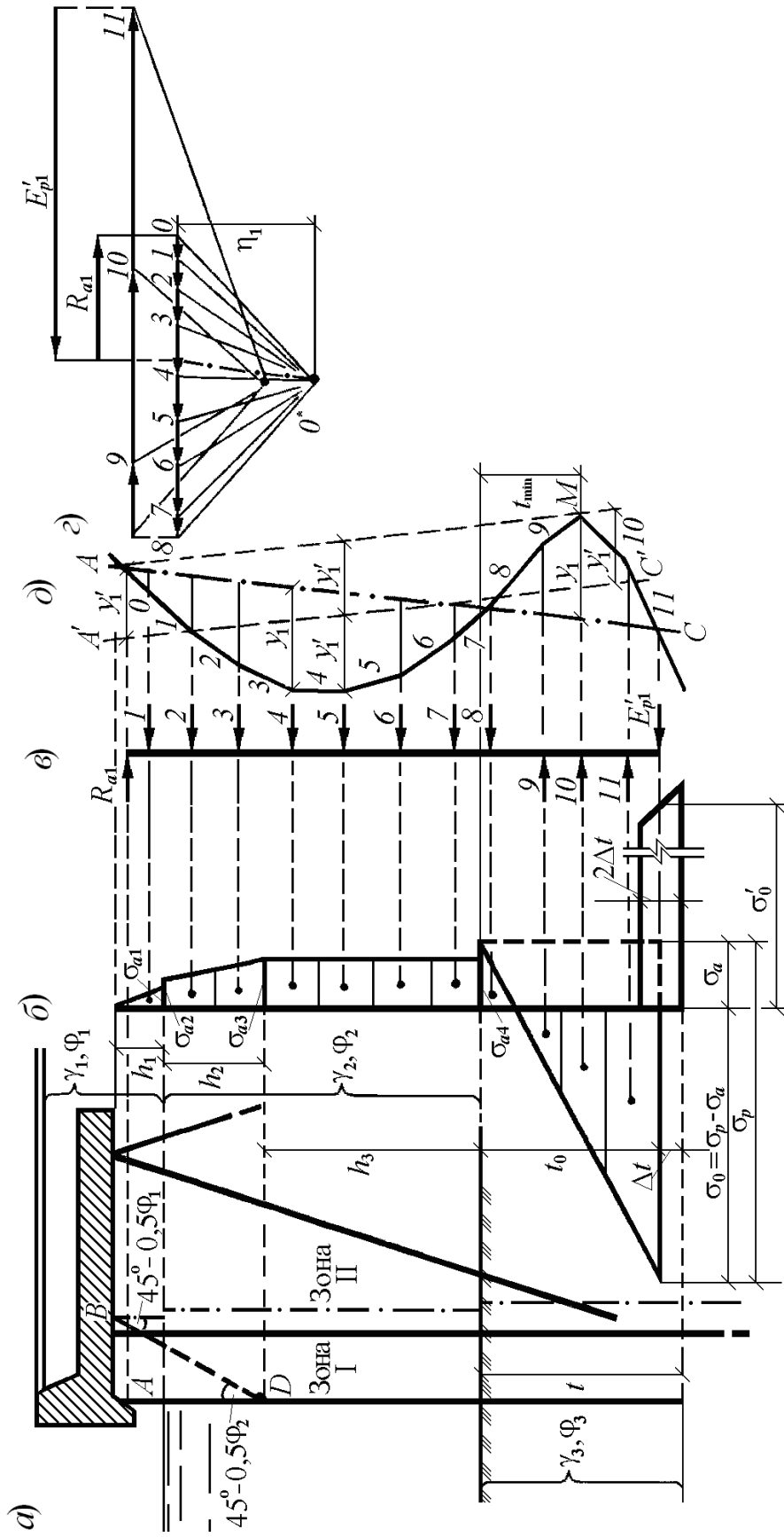


Рис. 3.10. Графический расчет передней шпунтовой стенки на нагрузку от давления грунта, находящегося между шпунтовой стенкой и ближайшей экранирующей плоскостью (зона грунта I)

В этом случае, как известно, будут равны изгибающие моменты в пролете и в нижней заделке стенки. Если шпунтовая стенка жестко заделывается в ростверк, то замыкающая линия $A'C'$ должна отсекают равные ординаты в пролете и в верхней и нижней заделках стенки. В результате расчета определяются глубина забивки шпунта и максимальный изгибающий момент $M_1 = \eta_1 y_1$ в стенке.

Однако полученный таким образом изгибающий момент к стенке не всегда будет расчетным, поскольку на экранирующую плоскость BE (см. рис. 3.10, *a*) давление грунта действует с обеих сторон (со стороны зоны I и со стороны зоны грунта II). При этом если давление грунта в зоне II больше, чем давление в зоне I , то свайный ряд прогибается в сторону стенки и передает на нее часть нагрузки. Вследствие этого в стенке возникает дополнительный изгибающий момент.

В проектной практике нередко дополнительный изгибающий момент в стенке учитывается следующим образом.

Предполагается, что от нагрузки со стороны зоны I в экранирующей плоскости BE возникает момент M_1 , равный моменту в шпунтовой стенке. Строится эпюра нагрузок на плоскость BE от распора грунта, лежащего в зоне II , и обычными приемами определяются изгибающий момент M_2 в этой плоскости ($M_2 = \eta_2 y_2$) и глубина t забивки шпунта.

Результирующий момент в плоскости BE равен разности моментов $M_2 - M_1$, причем если $M_2 > M_1$, то свайный ряд прогибается в сторону стенки. Считается, что разность моментов $M_2 - M_1$ воспринимается совместной работой свайного ряда и шпунтовой стенки и распределяется между стенкой и сваями пропорционально их жесткостям.

В курсовом проекте допускается принимать M_1 в качестве расчетного момента. Для подбора сечения шпунта полученное значение момента M умножается на коэффициент снижения и ряд других коэффициентов (надежности, сочетаний, перегрузки и др.) согласно

формуле (1.1). За расчетную глубину t забивки стенки принимается наибольшая глубина, полученная при расчетах шпунтовой стенки и ближайшей к ней экранирующей плоскости (см. п. 3.5.2).

Порядок выполнения графоаналитического расчета набережной с передним шпунтом. Первый этап графоаналитического расчета шпунтовой передней стенки производится в следующем порядке:

1. Устанавливается предварительная глубина забивки шпунта $t = (0,5 - 0,6) H_{ст}$.

2. Строится эпюра активного давления грунта на все сооружение с учетом нагрузки q и экранирования ростверком (см. рис. 3.9);

3. Эпюра давлений по высоте разбивается на участки, площади которых заменяются сосредоточенными силами.

4. Строятся силовой и веревочный многоугольники.

5. Определяется сила R_a^* из условия равенства моментов в пролете и в грунтовой заделке (для несущего шпунта и в ростверке).

6. Вычисляется сила активного давления грунта E_a в пределах ростверка, равная площади соответствующей эпюры.

Найденная сила R_a^* суммарной реакции ростверка на 1 пог. м приближенная, так как глубина забивки шпунта t подлежит уточнению. Чтобы приступить к дальнейшему расчету, следует предварительно определить усилия в сваях при нежестком ростверке и подобрать схему свайного основания секции (см. раздел 3.6).

Далее с учетом выбранного шага свай для ближайших к шпунтовой стенке свайных рядов производится дальнейший графоаналитический расчет (второй этап):

1. Определяется положение экранирующих плоскостей ближайших к шпунту свайных рядов (см. рис. 3.8).

2. Производится расчет методом упругой линии шпунтовой стенки на нагрузку от давления грунта, заключенного между стенкой и ближайшей к ней экранирующей плоскостью (см. рис. 3.10), и вычисляются глубина забивки шпунта t и момент M .

3. Определяются нормативный $M_{ш}$ и расчетный M_I моменты в шпунте

$$M_{ш} = m_c M, \quad (3.7)$$

$$M_I = \gamma_{lc} \gamma_n \gamma_f \gamma_{ca} M_{ш}, \quad (3.8)$$

где m_c — коэффициент снижения изгибающего момента, принимаемый по табл. 3.1 в зависимости от грунта засыпки и отношения δ_c/l (где δ_c — высота приведенного сечения шпунта, l — условный пролет стенки), а остальные обозначения аналогичны формуле (1.1).

Таблица 3.1

Значения коэффициента снижения m_c изгибающего момента

Грунт засыпки	Значения коэффициента m_c		
	$\delta_c/l \leq 0,04$	$0,04 < \delta_c/l < 0,10$	$\delta_c/l \geq 0,10$
Песок	0,75	0,85	1,00
Камень и скальный грунт с $\varphi > 35^\circ$	0,65	0,75	1,00

Значения δ_c для железобетонного шпунта с сечением, отличным от прямоугольного, определяются с помощью выражения

$$\delta_c = \sqrt[3]{\frac{12I}{b + \Delta}}, \quad (3.9)$$

где I — момент инерции отдельной сваи; b — ширина сваи вдоль линии кордона; Δ — ширина зазора (щели) между сваями.

Для стенок из металлического шпунта

$$\delta_c = \sqrt[3]{I}, \quad (3.10)$$

где I — момент инерции 1 пог. м стенки.

Длина условного пролета стенки

$$l = h_A + 0,667 t_{\min}, \quad (3.11)$$

где h_A — расстояние от точки крепления анкера до дна (для заанкеренных стенок), в данном случае допускается принимать $h_A = H_{ст}$; t_{\min} — минимально возможная глубина погружения стенки (см. рис. 3.10).

3.5.4. Расчеты набережной с задней шпунтовой стенкой

Особенности расчета стенки набережной с задним шпунтом.

В набережных с задним шпунтом (рис. 3.11, *а*) сваи, пронизывающие грунт перед шпунтовой стенкой, увеличивают сопротивление грунта выпиранию. Поскольку методов определения пассивного давления грунта на стенку с учетом влияния свай не существует, то при расчете задних стенок набережных используется искусственный прием — вводится понятие условного дна. При построении эпюры пассивного давления грунта на стенку грунтовый откос *ABC* заменяется горизонтальной поверхностью *1*. Эта поверхность (условное дно) проходит на уровне пересечения откоса с экранирующей плоскостью *2* ближайшего к шпунту (в грунте) свайного ряда (точка *B*). Положение экранирующей плоскости определяется так же, как и для передней стенки. Дальнейшие построения эпюр активного и пассивного давлений грунта на стенку производятся обычным способом (рис. 3.11, *б*).

Если по верху грунтового откоса перед стенкой отсыпана каменная наброска с пологим откосом, то в расчетах она может рассматриваться как слой грунта. Если откос наброски крутой (примерно 1 : 1), то наброска учитывается как нагрузка на поверхности условного дна. Проводится условная горизонтальная поверхность *3* каменной наброски. Эта поверхность проходит через точку пересечения откоса наброски с экранирующей плоскостью ближайшего к стенке (в камне) ряда свай (точка *D*). Интенсивность нагрузки от веса камня на поверхность условного дна принимается равной $\gamma_k h_k$, где h_k — расстояние между условным дном и условной горизонтальной поверхностью каменной наброски. Эпюры пассивного и активного давлений грунта на стенку представлены на рис. 3.11, *в*.

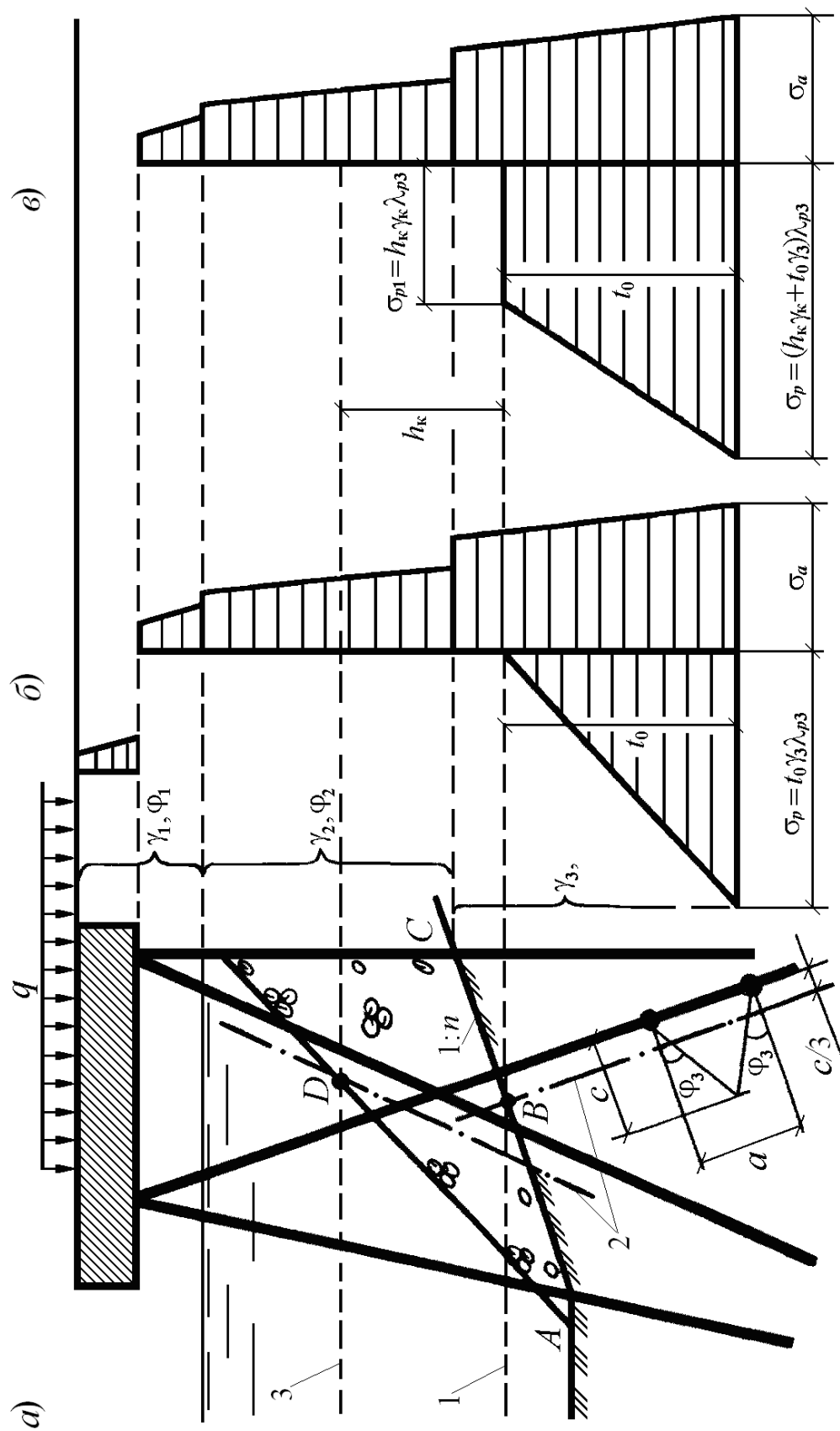


Рис. 3.11. Способы построения эпюр активного и пассивного давления грунта на заднюю шпунтовую стенку:
 1 — условное дно; 2 — экранирующие плоскости; 3 — условная поверхность каменной наброски

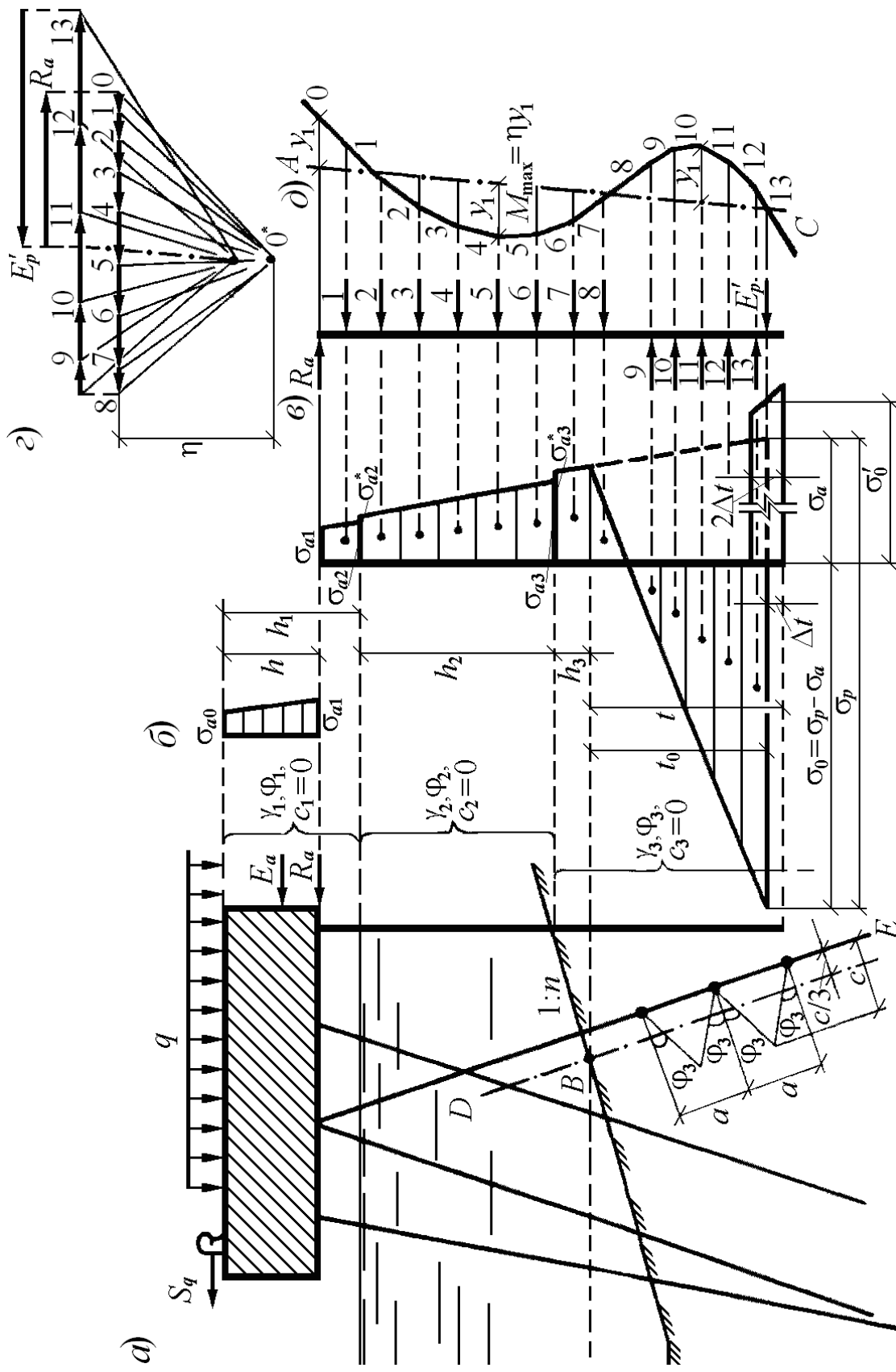


Рис. 3.12. Графический расчет задней шпунтовой стенки

Дальнейший расчет задней шпунтовой стенки (суммирование эпюр активного и пассивного давлений грунта, построение силового и веревочного многоугольников, определение глубины забивки шпунтов) производится так же, как и при расчете обычных заанкеренных бьефов. Пример расчета набережной с задней несущей шпунтовой стенкой представлен на рис. 3.12.

Определение полной горизонтальной нагрузки на ростверк. Такая нагрузка на ростверк набережной с задним шпунтом определяется по формуле (3.3), в которой вместо R_a^* подставляется R_a — опорная реакция в точке опирания шпунтовой стенки на ростверк. Значение силы R_a находим из графоаналитического расчета стенки (рис. 3.12).

Порядок выполнения графоаналитического расчета набережной с задним шпунтом. Графоаналитический расчет шпунтовой задней стенки производится в следующем порядке:

1. Задается предварительная глубина забивки шпунтовой стенки $t = (1,0 - 1,2) H_{ст}$ ($H_{ст}$ — высота стенки от грунтового откоса до верха ростверка).

2. Определяется приближенное положение условного горизонтального дна (см. рис. 3.11).

3. Строится эпюра активного давления грунта на все сооружение с учетом нагрузки q и положения условного дна (см. рис. 3.11).

4. Производится расчет шпунтовой стенки методом упругой линии (см. рис. 3.12), и вычисляются глубина забивки шпунта t , момент в шпунте M и реакция в ростверке R_a ;

5. Определяется нормативный $M_{ш}$ и расчетный M_I момент в шпунте по формулам (3.7) и (3.8).

После графоаналитического расчета стенки и определения силы R_a рассчитываются усилия в сваях, и подбирается схема свайного основания секции. С учетом шага ближайшего к шпунту ряда свай и положения экранирующей плоскости уточняется расположение условного дна изменением заложения откоса. Если угол откоса $\alpha > (2/3 -$

3/4) φ , то необходимо произвести повторный графоаналитический расчет стенки при более низком положении условного дна.

3.6. РАСЧЕТ УСИЛИЙ В СВАЯХ ПРИ НЕЖЕСТКОМ РОСТВЕРКЕ

3.6.1. О жесткости ростверков

В расчетах свайных сооружений верхние строения (ростверки) в зависимости от их жесткости разделяют на жесткие, гибкие и нежесткие.

Жестким считается ростверк, у которого сопротивление изгибу весьма велико, и деформации от изгиба ничтожно малы (по сравнению с деформациями свай). В расчетах деформации ростверка не учитываются. К жестким относятся бетонные или железобетонные ростверки, развитые в высоту. Ростверк при расчете считается жестким, если $b/h \leq 4,3$, где b — ширина поперечного сечения ростверка; h — высота поперечного сечения, приведенного к прямоугольному [5].

Ростверк считается гибким, если его деформации сопоставимы с деформациями свай, поэтому деформации ростверка и свай взаимосвязаны. К гибким относятся железобетонные ростверки с малоразвитым в высоту сечением ($b/h > 7$).

Нежестким считается ростверк, деформации которого не влияют на усилия в поддерживающих ростверк сваях. При определении усилий в сваях можно условно предполагать, что нежесткий ростверк на опорах разрезан. К нежестким относятся ростверки из сборного железобетона (при нежестком омоноличивании узлов), а также деревянные.

3.6.2. Расчет сооружений

Общие расчетные положения. Задача плоская. Для расчета выделяется некоторый участок по длине сооружения (обычно 1 пог. м). Расчетная рама представлена на рис. 3.13, *a*. В результате расчета определяются усилия в сваях от действующих на ростверк горизонтальных и вертикальных нагрузок. Нежесткий ростверк считается

разрезанным на всех свайных опорах (кроме крайних) и выполняется в виде ряда однопролетных балок, свободно опирающихся на сваи (рис. 3.13, б). Принимается, что в сваях действуют только продольные (сжимающие или растягивающие) усилия N_i (i — номер сваи). Эти усилия в наклонных сваях обусловлены действием на сваи вертикальных и горизонтальных нагрузок, а в вертикальных сваях — действием только вертикальных нагрузок. Таким образом, считается, что горизонтальные нагрузки воспринимаются только наклонными сваями.

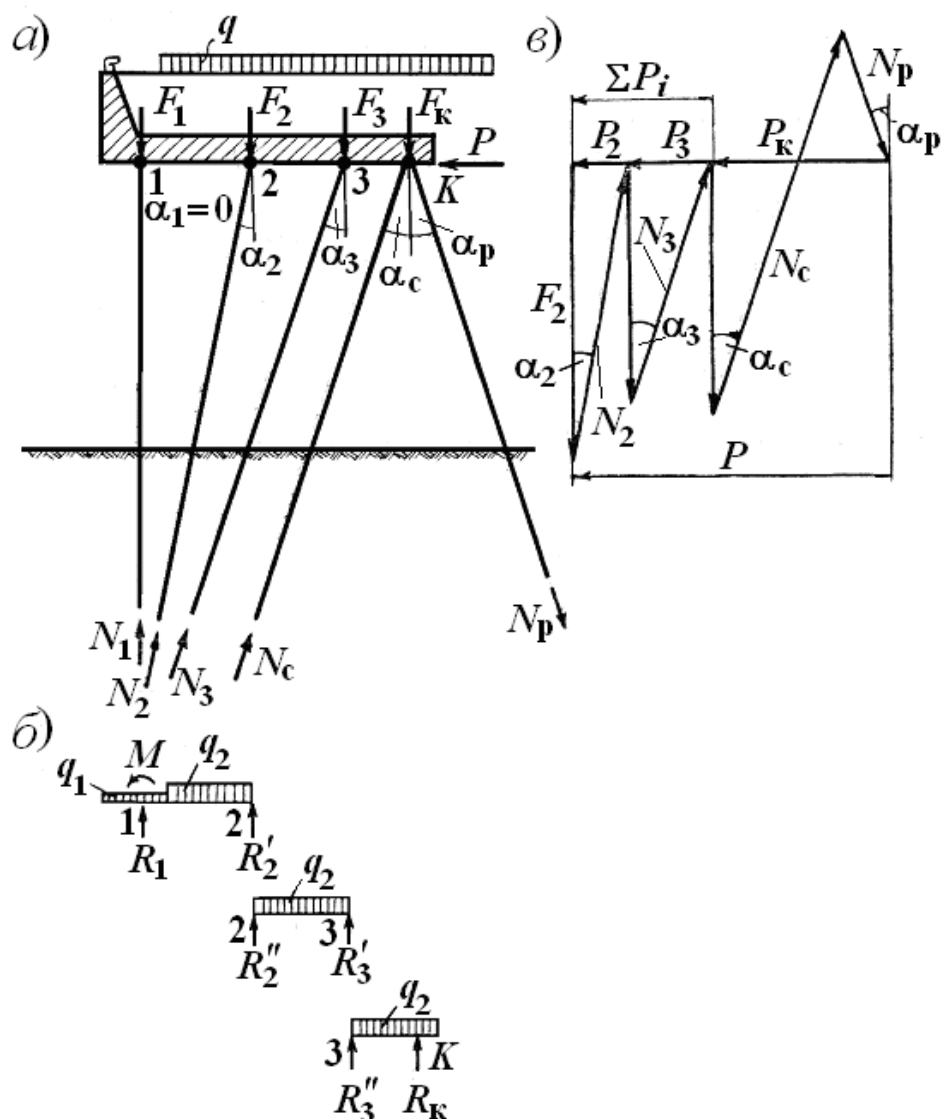


Рис. 3.13. К определению усилий в сваях при нежестком ростверке: а — расчетная схема; б — определение вертикальных нагрузок на свайные ряды; в — определение усилий в наклонных сваях от горизонтальной нагрузки

Для набережных стенок с высоким свайным ростверком в курсовом проекте производится предварительный графоаналитический расчет усилий в сваях в предположении нежесткого ростверка, что позволяет подобрать схему свайного основания секции. Значения усилий уточняются при расчете жесткого ростверка.

Порядок выполнения графоаналитического расчета усилий в сваях. Ростверк условно разрезается по опорам на отдельные балки (см. рис. 3.13, *а, б*). Далее определяются опорные реакции балок R и вертикальные нагрузки F на свайные ряды (на 1 пог. м сооружения) при действии суммарной и постоянной нагрузок. Производится графоаналитический расчет усилий в наклонных и козловых сваях на действие горизонтальных нагрузок (рис. 3.13, *в*); для вертикальных свай усилия принимаются равными опорным реакциям [5].

Вертикальные нагрузки F_i на сваи (см. рис. 3.13, *а*) определяются аналитически, как опорные реакции однопролетных балок. Для свай, на которые опираются две смежные балки (сваи 2 и 3), значение F_i равно сумме опорных реакций на концах этих балок.

Опорные реакции находим с учетом постоянной (q_0) и временной (q) вертикальных нагрузок, сосредоточенных сил Q от крана, а также тех горизонтальных нагрузок, которые действуют выше уровня нижней грани ростверка. Так, опорные реакции балки, опирающейся на опоры 1 и 2, определяются с учетом момента от швартовного усилия (см. рис. 3.13, *б*).

Расчеты выполняются в табличной форме (см. табл. 3.2). По усилиям в свайных рядах (на 1 пог. м) шаги свай a_i подбираются такими, чтобы нормативные усилия в них не превышали определенных значений. Например, допустимые сжимающие усилия N_i для ненапряженных и предварительно напряженных железобетонных свай сечением 40×40 см составляют соответственно 450 – 500 кН (45 – 50 тс) и 700 – 750 кН (70 – 75 тс). В качестве растянутых железобетонных свай используются только предварительно напряженные сваи. Предельным нормативным усилием для растянутых свай является значе-

ние 300 кН (30 тс). Для стальных свай из труб $d = 400$ мм или коробчатых свай из шпунта Ларсен-V максимально допустимое сжимающее усилие составляет 800 – 900 кН (80 – 90 тс), растягивающее — 400 кН (40 тс).

Таблица 3.2

Результаты расчетов усилий в связях

Номер свай	Усилие в сваях от нагрузки на 1 пог. м		Шаг свай a_i , м	Нормативное усилие N_i , кН	Расчетное усилие N_{li} , кН	Сечение свай, см
	постоянной	суммарной				

Шаги свай a_i должны быть кратными друг другу, это облегчает разбивку свайного основания секции. Параллельно с расчетами вычерчивается схема свайного основания секции, которая утверждается преподавателем. Основным требованием, предъявляемым к схеме, является симметричность секции относительно ее поперечной оси. Кроме того, сваи нельзя перегружать, т. е. нагрузки, рассчитанные по табл. 3.2, не должны превосходить нагрузок, определенных по прочности материалов. Пересекающиеся в грунте сваи следует сдвигать друг относительно друга по длине сооружения на требуемые расстояния (не менее размера сечения свай).

Пример определения усилий в наклонных сваях при действии горизонтальной нагрузки представлен на рис. 3.13, в. В определенном масштабе откладываются все горизонтальные силы ($\sum P_i + \sum P_{ki} = P$), действующие на расчетный участок сооружения, а из конца вектора последней силы по вертикали в том же масштабе — сила F_2 , соответствующая нагрузке на свайный ряд одиночных наклонных свай 2.

Из конца отложенного вектора проводится прямая под углом наклона α_2 свай 2 до пересечения с вектором горизонтальных сил P . В результате находим горизонтальную силу P_2 , воспринимаемую свайным рядом 2, и усилие N_2 в свайном ряду (на 1 пог. м сооружения).

При наличии второго одиночного наклонного свайного ряда (см. рис. 3.13, а) из точки пересечения векторов сил N_2 и P по вертикали откладывается вектор силы F_3 , соответствующий нагрузке на опору 3. Из конца вектора под углом наклона α_3 свай 3 до пересечения с вектором силы P . В результате находятся воспринимаемая свайным рядом 3 горизонтальная сила P_3 и усилие N_3 в свайном ряду. Такие построения продолжают до тех пор, пока не будут найдены усилия во всех свайных рядах одиночных наклонных свай.

Далее определяется горизонтальная сила ΣP_{ki} , воспринимаемая козловыми опорами. Если в состав расчетной рамы входит только одна козловая опора, то, отложив из конца силы P_k вертикальное давление F_k , раскладывают равнодействующую горизонтальную нагрузку на опору на составляющие, соответствующие усилиям в сжатом (N_c) и растянутом (N_p) свайных рядах.

Усилия в козловых сваях могут быть также вычислены аналитически по известным формулам

$$N_c = F_k \frac{\sin \alpha_p}{\sin(\alpha_c + \alpha_p)} + P_k \frac{\cos \alpha_p}{\sin(\alpha_c + \alpha_p)}; \quad (3.12)$$

$$N_p = F_k \frac{\sin \alpha_c}{\sin(\alpha_c + \alpha_p)} - P_k \frac{\cos \alpha_c}{\sin(\alpha_c + \alpha_p)}, \quad (3.13)$$

где α_c , α_p — соответственно углы отклонения сжатой и растянутой свай от вертикали.

Если в состав расчетной рамы входят несколько козловых опор неодинаковой конструкции, то горизонтальная нагрузка распределяется между ними пропорционально их жесткости. Если козловые опоры одинаковы (уклоны и размеры свай козловых опор равны), то горизонтальная нагрузка на отдельную опору $P_{ki} = \Sigma P_{ki} / n$ (n — число козловых опор).

Усилия в свайных рядах определяются отдельно от постоянных и суммарных вертикальных и горизонтальных нагрузок, так как наибольшие усилия в сжатых сваях получаются при максимуме вертикальных и горизонтальных нагрузок, а наибольшие по абсолютно-

му значению усилия в растянутых сваях — при максимуме горизонтальных и минимуме вертикальных нагрузок. При $F_k \operatorname{tg} \alpha_c > P_k$ обе сваи козловой опоры сжатые.

3.7. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЛУБИНЫ ПОГРУЖЕНИЯ СВАЙ

3.7.1. Общие расчетные положения

Нормативную и расчетную нагрузку на сваю находим в соответствии с алгоритмом, изложенным в разделах 3.6 и 3.8 учебного пособия.

В зависимости от свойств грунта, залегающего под нижним концом сваи, различают сваи-стойки и висячие сваи. Несущая способность висячей сваи определяется работой не только ее торца, но и боковой поверхности. Расчет свай по несущей способности основания относится к расчету по первой группе предельных состояний. Сваи по несущей способности грунтов рассчитываются по формуле [15]

$$N \leq F_d / \gamma_k = P, \quad (3.14)$$

где N — расчетная нагрузка на сваю, определяемая в разделе 3.6; F_d — расчетная несущая способность грунта основания (несущая способность сваи, см. далее); γ_k — коэффициент надежности, $\gamma_k = 1,4$; P — расчетная нагрузка, допускаемая на сваю.

Предварительно зададим глубину погружения сваи, находим значение несущей способности F_d и проверяем условие (3.14). Глубина забивки уточняется по условию $P = N$. Несущая способность определяется с использованием расчетных значений характеристик грунтов.

3.7.2. Расчет глубины погружения свай на осевые нагрузки

Для сваи-стойки несущая способность F_d определяется по формуле [15]

$$F_d = \gamma_c RA, \quad (3.15)$$

где γ_c — коэффициент условий работы сваи в грунте, $\gamma_c = 1$; A — площадь опирания на грунт сваи (для сплошных свай A равна площади

поперечного сечения, для полых — площади поперечного сечения нетто (при отсутствии заполнения полости бетоном) или брутто (при заполнении полости бетоном на высоту не менее трех диаметров)); R — расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, при опирании забивной сваи на скальный и малосжимаемый грунт, $R = 20\,000$ кН (2000 тс/м²).

Для сжатых висячих забивных свай несущая способность F_d вычисляется по формуле

$$F_d = \gamma_c(\gamma_{cR}RA + u\sum\gamma_{cf}f_ih_i), \quad (3.16)$$

где γ_{cR} , γ_{cf} — соответственно коэффициенты условий работы грунта под нижним концом сваи и на боковой поверхности, определяемые для свай и оболочек по табл. П5.1, П5.2; R — расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, принимаемое по табл. П5.3; u — наружный периметр поперечного сечения сваи; f_i — расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи (табл. П5.4); h_i — толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи.

Для выдергиваемой сваи несущая способность [15]

$$F_d = \gamma_c u \sum \gamma_{cf} f_i h_i. \quad (3.17)$$

Несущая способность висячих набивных и буровых свай-оболочек, заполняемых бетоном, и винтовых свай рассчитывается в соответствии с [15].

3.8. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В СВАЯХ ПРИ ЖЕСТКОМ РОСТВЕРКЕ

Расчет производится графоаналитическим методом. Предварительно должны быть приняты схема расположения свай в секции сооружения и сечения свай, вычислены глубины забивки свай (см. раздел 3.6). Для расчета принимается участок сооружения, равный 1 пог. м или шагу какого-либо ряда свай. После определения усилий в свайном ряду для принятого расчетного участка усилия в сваях находим с учетом расстояния между ними в свайных рядах.

Усилие в i -м свайном ряде, приходящееся на расчетный участок, вычисляется по формуле

$$N_i = N_{iu} + N_{iw} + N_{if}, \quad (3.18)$$

где N_{iu} — составляющая усилия за счет горизонтального перемещения головы сваи u_i ; N_{iw} — то же за счет вертикального перемещения w_i ; N_{if} — составляющая усилия вследствие поворота ростверка на угол f .

Расчеты и построения производятся в следующем порядке (рис. 3.14, табл. 3.3, 3.4). Вычерчивается схема поперечного профиля сооружения (см. рис. 3.14, a). Определяются значения и линии действия вертикальной (V) и горизонтальной (P) нагрузок на ростверк для двух случаев: при действии суммарной (постоянной + временной) и постоянной нагрузок. Линии действия сил V и P находим, используя правила сложения параллельных сил. Далее определяем значения и линии действия равнодействующих внешних нагрузок: суммарных (R_c) и постоянных (R_n).

Свободные длины свай l_{0i} , площади сечений A_i и жесткости свайных рядов $E_i A_i$ (на расчетный участок длины сооружения) записываются в табл. 3.3. Значения модулей упругости E_i представлены в табл. Пб.1, а площадями сечений A_i (для стальных свай) — в табл. Пб.2 – Пб.6.

Если шпунт несущий, то он в расчете не учитывается, и соответствующая ему графа в табл. 3.3 отсутствует. При несущем шпунте в расчет принимается приведенная площадь сечения шпунта (см. далее).

Находим коэффициенты продольной жесткости свай и несущего шпунта (см. табл. 3.3):

$$R_i = 1/a_i, \quad (3.19)$$

$$a_i = l_{0i}/E_i A_i + 1/C_i, \quad (3.20)$$

где l_{0i} — свободная длина сваи или шпунта, отсчитываемая от низа ростверка до поверхности грунта; E_i — модуль упругости материала сваи; C_i — коэффициент жесткости для погруженной в грунт части сваи; A_i — площадь сечения сваи $A_{св}$ или приведенная площадь несущего шпунта $A_{пр.ш}$.

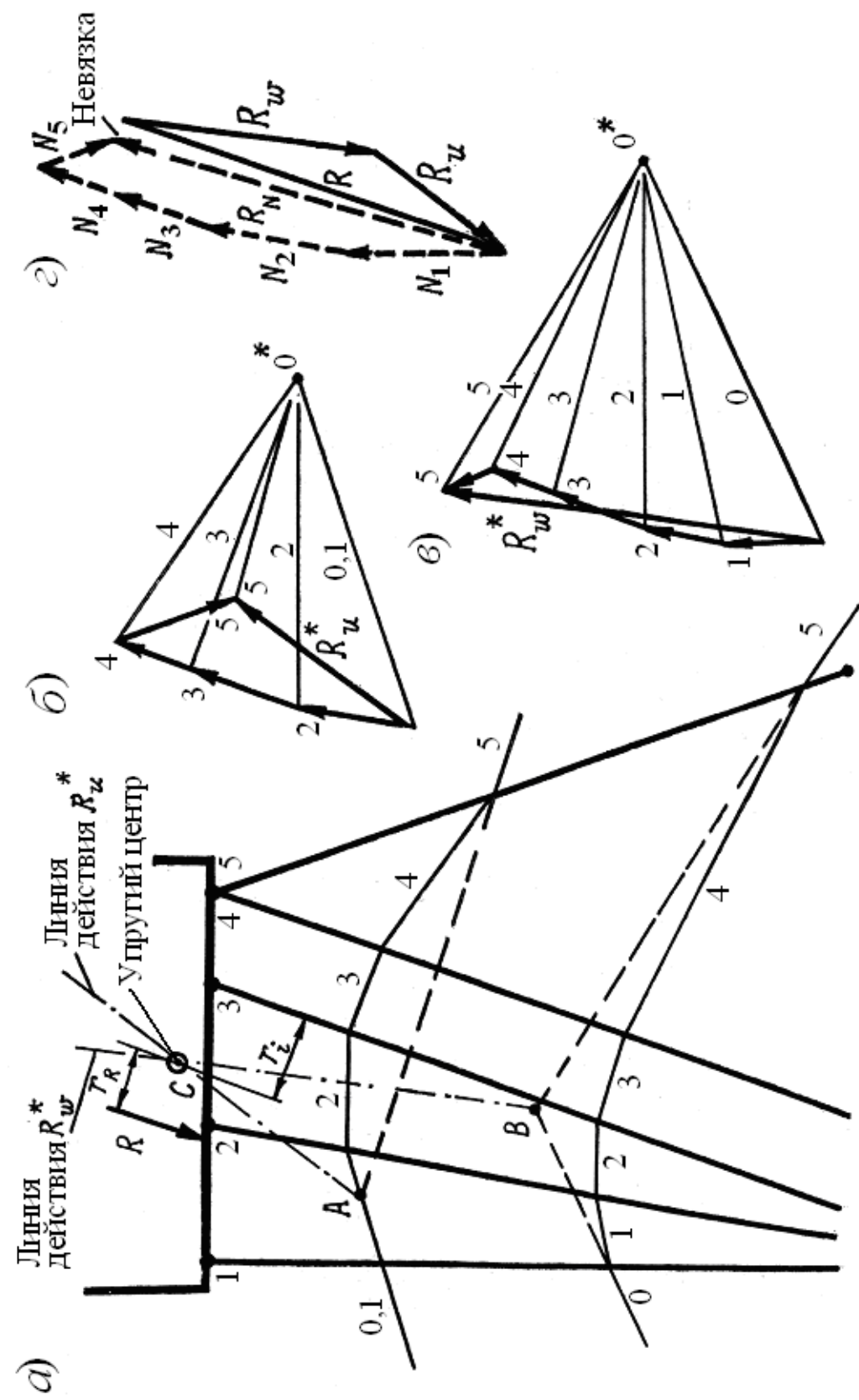


Рис. 3.14. К определению усилий в сваях при жестком ростверке:
 а — расчетная схема; б — многоугольник сил N_{ii}^* ; в — многоугольник сил N_{iv}^* ;
 г — проверка точности графоаналитического решения

Характеристики свай

Номер сваи	l_{0i} , м	F_i , м ²	E_i , тс/м ²	$F_i E_i$, т	$l_{0i}/F_i E_i$, м/тс	$[N_i]$, тс	C_i , тс/м	$1/C_i$, м/тс	a_i , м/тс	A_i , тс/м	$\cos\alpha_i$	$N_{iw}^* = A_i \cos\alpha_i$, тс	N_{iw}^*/R_w^*	$\sin\alpha_i$	$N_{iu}^* = A_i \sin\alpha_i$, тс	N_{iu}^*/R_u^*	r_i , м	$R_i r_i$	$R_i r_i^2$	$R_i r_i / \sum R_i r_i^2$

В первом слагаемом в формуле (3.20) учитывается деформация сваи в пределах ее свободной длины, во втором слагаемом — деформация сваи в грунте с учетом податливости сваи и грунта.

Коэффициент C_i в (3.20) определяется по формуле

$$C_i = q|N_i|, \text{ тс/м}, \quad (3.21)$$

где q — эмпирический коэффициент, для железобетонных и стальных свай равный 350 – 500 1/м (большее значение коэффициента q принимается для сооружений I класса, меньшее — для сооружений III класса); $|N_i|$ — абсолютное значение несущей способности сваи, определяемое расчетом для сооружения с нежестким ростверком.

Затем находим значения сил (см. табл. 3.3):

$$N_{iu}^* = R_i \sin\alpha_i; \quad N_{iw}^* = R_i \cos\alpha_i, \quad (3.22)$$

где N_{iu}^* , N_{iw}^* — продольные усилия в i -й свае соответственно при единичном горизонтальном ($u = 1$ м) и единичном вертикальном ($w = 1$ м) смещении головы сваи; α_i — угол наклона i -й сваи к вертикали.

Полученные результаты используются для построений, приведенных на рис. 3.14, б, в. В определенном масштабе по соответствующим направлениям откладываем векторы сил N_{iu}^* , N_{iw}^* и находим (графически) значения равнодействующих сил R_u^* и R_w^* , которые определя-

ются из силовых многоугольников, а линии действия сил — из веревочных многоугольников.

Точка пересечения линий действия сил дает положение упругого центра.

Далее измеряются расстояния свай r_i от упругого центра (по перпендикуляру к соответствующей свае), используется правило знаков по рис. 3.14. В табл. 3.3 записываются значения $R_i r_i$, $R_i r_i^2$, $R_i r_i / \sum R_i r_i^2$, необходимые для определения усилий N_{if} от поворота ростверка.

Расчеты производятся по табл. 3.4. Для двух вариантов (действия постоянной и суммарной нагрузки) определяются составляющие усилий N_{iu} , N_{iw} , N_{if} в свайных рядах:

$$N_{iu} = R_i N_{iu}^* / R_u^*; N_{iw} = R_i N_{iw}^* / R_w^*; N_{if} = M_c R_i r_i / \sum R_i r_i^2, \quad (3.23)$$

где M_c — момент внешних сил:

$$M_c = R r_R. \quad (3.24)$$

Здесь R — результирующая внешней нагрузки на сооружение (суммарная (R_c) или постоянная ($R_{п}$)); r_R — плечо силы R относительно упругого центра.

Таблица 3.4

Результаты расчетов

Номер свай	Постоянная нагрузка, тс				Суммарная нагрузка, тс				Нормативное усилие на сваю, тс
	$V = \underline{\hspace{2cm}}$;				$V = \underline{\hspace{2cm}}$;				
	$P = \underline{\hspace{2cm}}$;				$P = \underline{\hspace{2cm}}$;				
	$M = \underline{\hspace{2cm}}$;				$M = \underline{\hspace{2cm}}$;				
$R_w = \underline{\hspace{2cm}}$;				$R_w = \underline{\hspace{2cm}}$;					
$R_u = \underline{\hspace{2cm}}$;				$R_u = \underline{\hspace{2cm}}$;					
	N_{iw}	N_{iu}	$N_{i\phi}$	N_i	N_{iw}	N_{iu}	$N_{i\phi}$	N_i	

Суммарные усилия в свайных рядах на расчетный участок длины сооружения определяются по формуле (3.18) с учетом направления действия составляющих усилий. Затем находим усилия в сваях, используя соотношение длины расчетного участка и шага свай данного свайного ряда. В качестве усилий, принимаемых для дальнейших расчетов, берутся высокие (по абсолютному значению) усилия, полученные для двух вариантов — действия суммарной или постоянной нагрузки.

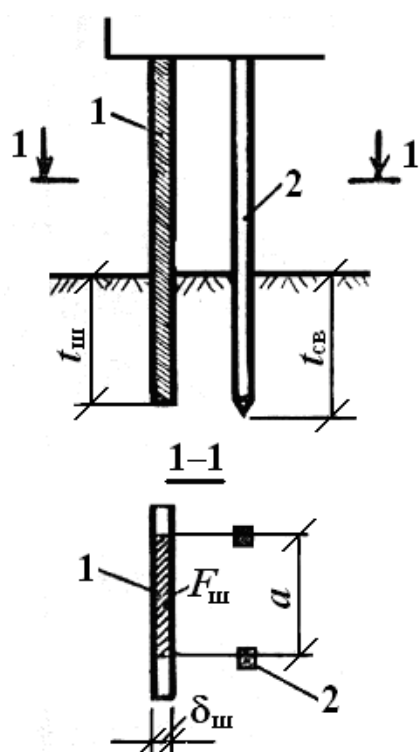


Рис. 3.15. К определению приведенной площади несущей шпунтовой стенки:
1 — шпунт; 2 — свая

Затем требуется проверить правильность результатов графоаналитического решения. На силовых многоугольниках (см. рис. 3.14, з), где откладываются ранее определенные равнодействующие R_c и R_n , из концов векторов этих равнодействующих чертятся с учетом направления действия векторы усилий в свайных рядах (на расчетный участок длины сооружения). Поскольку все внешние нагрузки воспринимаются сваями, равнодействующие R_c и R_n должны быть замыкающими векторами вновь построенных силовых многоугольников. Если $\sum N_i$ не равна R , то определяется погрешность графоаналитического решения (ошибка не должна превышать 2 – 3 %).

Приведенная площадь сечения несущего шпунта при однородных грунтах определяется по формуле

$$A_{пр.ш} = A_{св}(RA_{ш} + 2afit_{ш})/(RA_{св} + u_{св}fit_{св}), \quad (3.25)$$

где R — в отличие от формулы (3.24) расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи (принимается по табл. П5.3); f_i — расчетное

сопротивление грунта по боковой поверхности сваи (принимается по табл. П5.4); $A_{св}$ — площадь поперечного сечения ближайшей к шпунту сваи; $A_{ш}$ — площадь поперечного сечения участка шпунта в пределах шага ближайшего к шпунту ряда свай, $A_{ш} = a\delta_{ш}$ ($\delta_{ш}$ — приведенная толщина шпунта); a — шаг ближайшего к шпунту ряда свай; $u_{св}$ — периметр сечения сваи; $t_{ш}$, $t_{св}$ — соответственно глубина забивки шпунта и ближайшего к шпунту ряда свай (рис. 3.15).

Приведенная толщина $\delta_{ш}$ шпунта принимается для стального шпунта $\delta_{ш} = I^{1/3}$, см, где I — момент инерции 1 пог. м шпунтовой стенки.

3.9. ОПРЕДЕЛЕНИЕ СЕЧЕНИЯ ШПУНТА

В курсовом проекте следует применять наиболее распространенные на практике металлические шпунты корытного профиля, зетового профиля или из труб. Подбор сечения стального шпунта по согласованию с преподавателем допускается производить из расчета только по несущей способности (прочности). Расчет шпунта выполняется в соответствии с СП 16.13330.2011 [12]. Шпунтовые сваи сплошной стенки рассчитываются как изгибаемые элементы для сооружений с ненесущим шпунтом и сооружений типа больверка. При несущем шпунте расчет свай выполняется, как для элементов, подверженных действию осевой силы с изгибом.

Расчет на прочность ненесущей шпунтовой стенки, работающей на изгиб, производится по формуле

$$M_I/W_n < R_y\gamma_c, \quad (3.26)$$

где M_I — расчетный изгибающий момент (определяется по формуле (3.8)); W_n — момент сопротивления нетто; R_y — расчетное сопротивление стали сжатию или растяжению по пределу текучести, принимаемое равным: для стали общего назначения — 210 МПа (2100 кгс/см²), для низколегированной стали — 290 МПа (2900 кгс/см²); γ_c — коэффициент условий работы, $\gamma_c = 1$.

Расчет производится на 1 пог. м сооружения или одну шпунтовую сваю.

Оценку прочности несущего шпунта на действие осевой силы с изгибом допускается выполнять с помощью формулы

$$M_I/W_n + N_I/A_n < R_y\gamma_c, \quad (3.27)$$

где N_I — расчетное значение силы (определяется по формуле (1.2)); A_n — площадь сечения элемента нетто (см. табл. Пб.1 – Пб.5).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Альхименко А. И.* Безопасность морских гидротехнических сооружений / А. И. Альхименко, Н. Д. Беляев, Ю. Н. Фомин. — СПб.: Изд-во «Лань», 2003. — 288 с.
2. *Беляев Н. Д.* Гидротехнические сооружения водных путей, портов и континентального шельфа. Руководство по курсовому проектированию высокого свайного ростверка: учеб. пособие / Н. Д. Беляев, М. Е. Миронов. — СПб.: Изд-во Политехн. ун-та, 2009. — 66 с.
3. ВСН 3-80/ММФ. Инструкция по проектированию морских причальных сооружений / М.: ЦРИА «Морфлот». — 1981.
4. *Кульмач П. П.* Морские гидротехнические сооружения. Часть I. Основы морской гидрологии и оградительные сооружения / П. П. Кульмач, В. З. Филиппенко, Н. Г. Заритовский; под ред. П. П. Кульмача / Л.: ЛВВИСУ. — 1990. — 199 с.
5. *Кульмач П. П.* Морские гидротехнические сооружения. Часть II. Причальные, шельфовые и берегоукрепительные сооружения / П. П. Кульмач, В. З. Филиппенко, Н. Г. Заритовский; под ред. П. П. Кульмача. — Л.: ЛВВИСУ. — 1991. — 391 с.
6. *Миронов М. Е.* Морские гидротехнические сооружения. Руководство по выполнению курсового проекта «Причальное сооружение». [Электронный ресурс]. Режим доступа: URL:<ftp://ftp.unilib.neva.ru/dl/076.pdf>.
7. *Миронов М. Е.* Морские гидротехнические сооружения. Руководство по выполнению курсовой работы «Оградительное сооружение». [Электронный ресурс]. Режим доступа: URL:<ftp://ftp.unilib.neva.ru/dl/084.pdf>.
8. РД 31.31.27–81. Руководство по проектированию морских причальных сооружений / М.: В/О «Мортехинформреклама». — 1984.
9. РД 31.31.55–93. Инструкция по проектированию морских причальных и берегоукрепительных сооружений / М.: Федеральная служба морского флота России. — 1996.
10. Порты и портовые сооружения / Г. Н. Смирнов [и др.]. — 3-е изд., перераб. — М.: Изд-во АСВ, 2003. — 464 с.

11. *Смирнов Г. Н.* Порты и портовые сооружения / Г. Н. Смирнов, Б. Ф. Горюнов, Е. В. Курлович; под ред. Г. Н. Смирнова. — М.: Стройиздат, 1979. — 607 с.

12. СП 16.13330.2011. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. Утвержден Приказом Минрегиона России от 27 декабря 2010 г. №791.

13. СП 20.13330.2011. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. Утвержден Приказом Минрегиона России от 27 декабря 2010 г. № 787.

14. СП 23.13330.2011. Актуализированная редакция СНиП 2.02.02-85*. Основания гидротехнических сооружений. Утвержден Приказом Минрегиона России от 28 декабря 2010 г. № 824.

15. СП 24.13330.2011. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты. Утвержден Приказом Минрегиона России от 27 декабря 2010 г. № 786.

16. СП 38.1330.2012. Актуализированная редакция СНиП 2.06.04-82*. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов». Утвержден Приказом Минрегиона России от 29 декабря 2011 г. № 635/12.

17. СП 41.13330.2012. Актуализированная редакция СНиП 2.06.08-87. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. Утвержден Приказом Минрегиона России от 29 декабря 2011 г. № 635/13.

18. СП 58.13330.2012 Актуализированная редакция СНиП 33-01-2003. Гидротехнические сооружения. Основные положения. Утвержден Приказом Минрегиона России от 29 декабря 2011 г. № 623.

19. *Яковлев П. И.* Портовые гидротехнические сооружения / П. И. Яковлев, А. П. Тюрин, Ю. А. Фортученко. — М.: Транспорт, 1989. — 320 с.

ПРИЛОЖЕНИЯ

**ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ ПРИ РАСЧЕТАХ
ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ
ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ**

Таблица П1.1

Значения коэффициента сочетания нагрузок γ_{lc}

Группа предельных состояний	Сочетание нагрузок и воздействий	Условия, период	Коэффициент сочетания нагрузок γ_{lc}
I	Основное	Нормальная эксплуатация	1,00
		Период строительства и ремонта	0,95
	Особое	Сейсмическая нагрузка на уровне проектного землетрясения (ПЗ) годовой вероятностью 0,01 и менее	0,95
		Нагрузка (кроме сейсмической) годовой вероятностью 0,001 и менее	0,90
		Сейсмическая уровня максимального расчетного землетрясения (МРЗ)	0,85
II	–	–	1,00

Примечание. В основное сочетание нагрузок и воздействий в период нормальной эксплуатации, как правило, включают временные кратковременные нагрузки годовой вероятностью более 0,01.

Таблица П1.2

**Значения коэффициента надежности
по ответственности сооружения γ_n**

Группа предельных состояний	Класс ГТС	Коэффициент надежности по ответственности сооружения γ_n
I	I	1,25
	II	1,20
	III	1,15
	IV	1,10
II		1,00

Таблица П1.3

Значения коэффициента дополнительных условий работы γ_{ca}

Материал	Причина разрушения элементов конструкций	Коэффициент γ_{ca}
Прокатная сталь	Растяжение, сжатие, изгиб, срез, смятие торцевой поверхности, смятие местное	0,95
	Болтовые соединения	
	Растяжение	1,00
	Срез	1,00
	Смятие	0,85
Бетон	Достижение бетоном расчетного сопротивления: при сжатии	0,85
	при растяжении (изгиб)	0,90
Железобетон	Достижение бетоном предела прочности при сжатии и арматурой предела прочности при растяжении (арматура стержневая классов А-I, А-II, А-III) в элементах:	
	сжатых	0,90
	растянутых	1,05
	Достижение бетоном предела прочности при растяжении на действие поперечной силы	1,00

Таблица П1.4

Значения коэффициента надежности по нагрузке γ_f

Нагрузки и воздействия	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f
Давление воды непосредственно на поверхности сооружения и основания; силовое воздействие фильтрующей воды; волновое давление; поровое давление	1,0
Гидростатическое давление подземных вод на обделку тоннелей	1,1 (0,9)
Собственный вес сооружения (без веса грунта)	1,05 (0,95)
Собственный вес обделок тоннелей	1,2(0,8)
Вес грунта (вертикальное давление от веса грунта)	1,1 (0,9)
Боковое давление грунта (см. примеч. 2 и 3)	1,2(0,8)
Давление наносов	1,2
Давление от намытого золошлакового, шламового и подобного материала	1,0
Нагрузки от подъемных перегрузочных и транспортных средств	1,2
Нагрузки от навалочных грузов	1,3 (1,0)
Нагрузки от людей, складироваемых грузов и стационарного технологического оборудования; снеговые и ветровые нагрузки	По СП 20.13330.2011
Нагрузки от предварительного напряжения конструкций	1,0
Нагрузки от судов (вес, навал, швартовые и ударные)	1,2
Ледовые нагрузки	1,1
Усилия от температурных и влажностных воздействий, принимаемых по справочным и литературным данным	1,1
Сейсмические воздействия	1,0
Нагрузки от подвижного состава железных и автомобильных дорог	По СП 35.13330.2011
Нагрузки от складироваемых грузов (кроме навалочных) на территории грузовых причалов в пределах крановых путей, пассажирских, служебных и других причалов и набережных	1,2
То же за пределами крановых путей и на других сооружениях	1,3
Нагрузки, нормативные значения которых устанавливаются на основе статистической обработки многолетних наблюдений, экспериментальных исследований, фактического измерения с учетом коэффициента динамичности	1,0

Примечания.

1. Указанные в скобках значения относятся к случаям, когда применение минимального значения коэффициента приводит к невыгодному загрузению сооружения.
2. Коэффициент надежности по нагрузке γ_f следует принимать равным единице для всех грунтовых нагрузок и собственного веса сооружения, вычисленных с применением расчетных значений характеристик грунтов (удельного веса и характеристик прочности) и материалов (удельного веса бетона и др.), определенных в соответствии со строительными нормами и правилами на проектирование оснований и отдельных видов сооружений.
3. Значение коэффициента $\gamma_f = 1,2$ (0,8) для нагрузок бокового давления грунта следует применять при использовании нормативных значений характеристик грунта.

РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ СООРУЖЕНИЯ НА ГЛУБИННЫЙ СДВИГ

Таблица П2.1

Значения коэффициентов несущей способности

φ_I	Коэффициенты	При δ' (в долях φ_I)					
		0	0,1 φ_I	0,3 φ_I	0,5 φ_I	0,7 φ_I	0,9 φ_I
0°	N_γ	0,000					
	N_c	5,142					
	N_q	1,000					
2°	N_γ	0,066	0,071	0,073	0,067	0,055	0,037
	N_c	5,632	5,502	5,202	4,833	4,357	3,639
	N_q	1,197	1,192	1,182	1,169	1,152	1,127
4°	N_γ	0,152	0,154	0,148	0,131	0,106	0,071
	N_c	6,185	6,025	5,659	5,216	4,655	3,830
	N_q	1,433	1,421	1,396	1,365	1,325	1,268
6°	N_γ	0,264	0,261	0,242	0,209	0,165	0,108
	N_c	6,813	6,615	6,169	5,638	4,977	4,030
	N_q	1,716	1,695	1,648	1,593	1,523	1,424
8°	N_γ	0,409	0,398	0,360	0,304	0,234	0,149
	N_c	7,528	7,284	6,740	6,103	5,325	4,241
	N_q	2,058	2,024	1,947	1,858	1,748	1,596
10°	N_γ	0,597	0,574	0,507	0,418	0,315	0,193
	N_c	8,345	8,044	7,381	6,617	5,703	4,461
	N_q	2,471	2,418	2,301	2,167	2,006	1,787
12°	N_γ	0,841	0,800	0,691	0,558	0,408	0,242
	N_c	9,285	8,913	8,103	7,187	6,114	4,694
	N_q	2,974	2,895	2,722	2,528	2,300	1,998
14°	N_γ	1,158	1,090	0,923	0,727	0,518	0,295
	N_c	10,371	9,910	8,920	7,821	6,560	4,940
	N_q	3,586	3,471	3,224	2,950	2,636	2,232
16°	N_γ	1,573	1,466	1,214	0,934	0,647	0,354
	N_c	11,631	11,060	9,847	8,530	7,048	5,198
	N_q	4,335	4,171	3,824	3,446	3,021	2,491

Окончание табл. П2.1

φ_I	Коэффициенты	При δ' (в долях φ_I)					
		0	0,1 φ_I	0,3 φ_I	0,5 φ_I	0,7 φ_I	0,9 φ_I
18°	N_γ	2,118	1,953	1,581	1,187	0,797	0,418
	N_c	13,104	12,394	10,907	9,321	7,582	5,472
	N_q	5,258	5,027	4,544	4,029	3,464	2,778
20°	N_γ	2,837	2,587	2,047	1,497	0,974	0,489
	N_c	17,583	16,697	14,870	12,959	10,915	8,508
	N_q	6,400	6,077	5,412	4,717	3,973	3,097
22°	N_γ	3,792	3,419	2,640	1,878	1,183	0,567
	N_c	16,883	15,774	13,522	11,218	8,812	6,067
	N_q	7,821	7,373	6,463	5,532	4,560	3,451
24°	N_γ	5,070	4,517	3,400	2,350	1,429	0,653
	N_c	21,570	20,178	17,392	14,605	11,769	8,638
	N_q	9,604	8,984	7,744	6,503	5,240	3,846
26°	N_γ	6,796	5,980	4,381	2,937	1,722	0,748
	N_c	22,256	20,499	17,039	13,659	10,312	6,738
	N_q	11,855	10,998	9,311	7,662	6,030	4,286
28°	N_γ	9,149	7,943	5,655	3,671	2,072	0,854
	N_c	25,804	23,575	19,261	15,148	11,188	7,106
	N_q	14,720	13,535	11,241	9,055	6,949	4,779
30°	N_γ	12,394	10,608	7,326	4,596	2,491	0,972
	N_c	30,141	27,295	21,888	16,867	12,168	7,500
	N_q	18,402	16,759	13,637	10,738	8,025	5,330
32°	N_γ	16,922	14,264	9,536	5,770	2,997	1,103
	N_c	35,492	31,835	25,016	18,854	13,268	7,922
	N_q	23,178	20,893	16,632	12,781	9,291	5,950
36°	N_γ	32,530	26,507	16,492	9,212	4,359	1,417
	N_c	50,588	44,399	33,329	23,904	15,914	8,864
	N_q	37,754	33,258	25,215	18,367	12,562	7,440
40°	N_γ	66,014	51,714	29,605	15,093	6,427	1,819
	N_c	75,314	64,419	45,816	31,008	19,360	9,967
	N_q	64,196	55,054	39,444	27,019	17,245	9,363
45°	N_γ	177,620	131,120	66,272	29,516	10,783	2,503
	N_c	133,880	110,080	72,119	44,729	25,385	11,652
	N_q	134,880	111,080	73,119	45,729	26,385	12,652

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗКИ ОТ КРАНОВ

Таблица П3.1

Нагрузка от ноги portalного крана на рельс

Условия действия нагрузки			Сосредоточенная нагрузка от ноги, кН (тс), для крана	
			К-30	К-25
Вертикальная				
Положение стрелы	Направление ветра	Нога	Q	
I	1	А, Г	1617 (165)	883 (90)
		Б, В	882 (90)	392 (40)
II	2	А, Б	1617 (165)	833 (65)
		В, Г	882 (90)	392 (40)
III	3	А	2058 (210)	980 (100)
		Б	1372 (140)	558 (60)
		В	400 (41)	84 (8,5)
		Г	1176 (120)	539 (55)
Горизонтальная				
Направление действия:			F	
вдоль рельса			225 (23)	210 (21,4)
поперек рельса			365 (37)	320 (32,6)

Таблица П3.2

Основные характеристики portalных кранов

Основной показатель	Тип крана	
	К-30	К-25
Расстояния между осями колес одной ноги, м:		
e	0,65	0,65
t	1,25	1,25
Колея портала	10,5	10,5

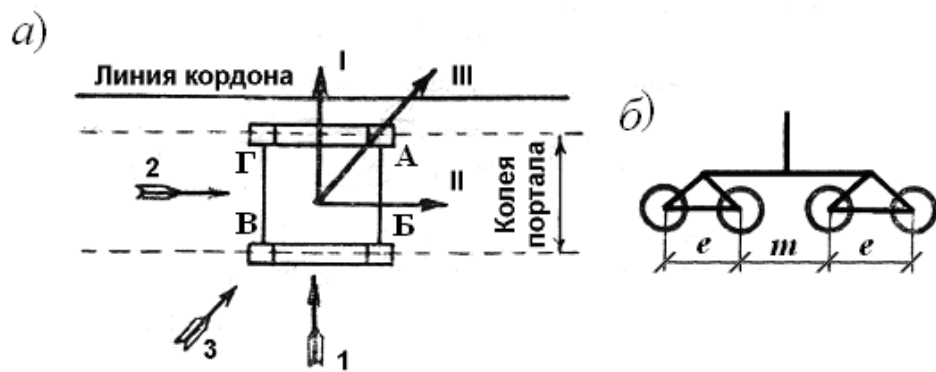


Рис. ПЗ.1. К определению нагрузок от крана:
a — схема к табл. ПЗ.1; *б* — схема к табл. ПЗ.2

ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ АКТИВНОГО И ПАССИВНОГО ДАВЛЕНИЯ ГРУНТА

Угол внутреннего трения грунта φ , град	Коэффициент активного давления грунта λ_a		Коэффициент пассивного давления грунта λ_p		
	при $\delta = 0$	при $\delta = 0,5\varphi$	при $\delta = 0$	при $\delta = 0,333$	при $\delta = \varphi$
10	0,70	0,66	1,42 (1,42)	1,51 (4,52)	1,63 (1,63)
11	0,68	0,64	1,47 (1,47)	1,57 (1,58)	1,71 (1,72)
12	0,66	0,61	1,53 (1,52)	1,64 (1,65)	1,80 (1,82)
13	0,63	0,59	1,58 (1,57)	1,72 (1,73)	1,90 (1,92)
14	0,61	0,56	1,63 (1,64)	1,79 (1,81)	2,01 (2,03)
15	0,59	0,54	1,69 (1,69)	1,86 (1,92)	2,12 (2,15)
16	0,57	0,52	1,76 (1,76)	1,96 (1,98)	2,27 (2,28)
17	0,55	0,50	1,82 (1,82)	2,04 (2,08)	2,42 (2,42)
18	0,53	0,48	1,89 (1,89)	2,14 (2,18)	2,56 (2,58)
19	0,51	0,46	1,96 (1,96)	2,25 (2,28)	2,71 (2,74)
20	0,49	0,44	2,04 (2,04)	2,35 (2,40)	2,86 (2,93)
21	0,47	0,42	2,12 (2,12)	2,49 (2,52)	3,05 (3,13)
22	0,45	0,41	2,20 (2,20)	2,63 (2,65)	3,26 (3,35)
23	0,44	0,40	2,28 (2,28)	2,78 (2,78)	3,47 (3,59)
24	0,42	0,38	2,37 (2,37)	2,94 (2,93)	3,70 (3,86)
25	0,41	0,36	2,46 (2,46)	3,10 (3,09)	3,94 (4,16)
26	0,39	0,35	2,56 (2,56)	3,25 (3,26)	4,23 (4,49)
27	0,38	0,33	2,67 (2,66)	3,41 (3,44)	4,55 (4,82)
28	0,36	0,32	2,78 (2,77)	3,58 (3,64)	4,88 (5,19)
29	0,34	0,30	2,89 (2,88)	3,76 (3,85)	5,26 (5,59)
30	0,33	0,29	3,00 (3,00)	3,94 (4,08)	5,67 (6,00)
31	0,32	0,28	3,12 (3,12)	4,17 (4,33)	6,07 (6,43)
32	0,31	0,27	3,25 (3,25)	4,39 (4,60)	6,48 (6,93)
33	0,30	0,26	3,39 (3,39)	4,67 (4,89)	6,90 (7,47)
34	0,28	0,25	3,54 (3,54)	4,95 (5,21)	7,33 (8,00)
35	0,27	0,24	3,69 (3,69)	5,29 (5,56)	7,76 (8,60)
36	0,26	0,23	3,85 (3,85)	5,64 (5,94)	8,35 (9,22)
37	0,25	0,22	4,02 (4,02)	6,05 (6,37)	8,98 (9,90)
38	0,24	0,21	4,20 (4,20)	6,50 (6,83)	9,70 (10,57)
39	0,23	0,20	4,39 (4,39)	7,05 (7,35)	10,54 (11,30)
40	0,22	0,19	4,60 (4,60)	7,57 (7,92)	11,47 (12,18)

РАСЧЕТ ГЛУБИНЫ ПОГРУЖЕНИЯ СВАЙ

Таблица П5.1

Значения коэффициентов γ_{cR} и γ_{cf} для висячих свай

Способ погружения свай	γ_{cR}	γ_{cf}
С закрытым нижним концом забивкой молотом	1,0	1,0
В предварительно пробуренные скважины забивкой	1,0	0,5 – 1,0
С подмывом и с добивкой на последнем метре	1,0	0,9
Вибропогружение и виброудавливание в грунты		
Пески крупные и средней крупности	1,2	1,0
Пески мелкие	1,1	1,0
Пески пылеватые	1,0	1,0
Супеси, суглинки	0,9 – 0,8	0,9
Глины	0,7 – 1,0	0,9 – 1,0
С открытым нижним концом молотами	0,7 – 1,0	1,0

Таблица П5.2

Значения коэффициентов m_R и m_f для оболочек

Вид грунта	m_R	m_f
Пески	1,0 – 1,2	1,0
Супеси	0,9	0,9
Суглинки	0,8	0,9
Глины	0,7	0,9

Таблица П5.3

Расчетные сопротивления грунта R , тс/м², под нижним концом свай

Глубина погружения свай*, м	Пески**						
	гравелистые	крупные	—	средней крупности	мелкие	пылеватые	—
	Глины при показателе текучести I_L						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	750	660/400	300	310/200	200/120	110	60
4	830	680/510	380	320/250	210/160	125	70
5	880	700/620	400	340/280	220/200	130	80
7	970	730/690	430	370/330	240/220	140	85
10	1050	770/730	500	400/350	260/240	150	90
15	1170	820/750	560	440/400	290	165	100
20	1260	850	620	480/450	320	180	110
25	1340	900	680	520	350	195	120
30	1420	950	740	560	380	210	130
35	1500	1000	800	600	410	225	140

Примечания.

* Глубина погружения при планировке, срезке, подсыпке, намыве до 3 м принимается от уровня природного рельефа, а при 30 – 10 м — от условной отметки, расположенной на 3 м выше уровня срезки или на 3 м ниже уровня подсыпки. Для гидротехнических сооружений минимальная глубина забивки свай составляет 4 м.

** Сопротивления для песка даны в числителе, а для глины — в знаменателе.

Таблица П5.4

Расчетные сопротивления грунта f_i , тс/м², под нижним концом свай

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Пески						
	крупные и средней крупности	мелкие	пылеватые	–			
				–	–	–	–
	Глины при показателе текучести I_L						
0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	
1	3,5	2,3	1,5	1,2	0,8	0,4	0,4
2	4,2	3,0	2,1	1,7	1,2	0,7	0,5
3	4,8	3,5	2,5	2,0	1,4	0,8	0,7
4	5,3	3,8	2,7	2,2	1,6	0,9	0,8
5	5,6	4,0	2,9	2,4	1,7	1,0	0,8
6	5,8	4,2	3,1	2,5	1,8	1,0	0,8
8	6,2	4,4	3,3	2,6	1,9	1,0	0,8
10	6,5	4,6	3,4	2,7	1,9	1,0	0,8
15	7,2	5,1	3,8	2,8	2,0	1,1	0,8
20	7,9	5,6	4,1	3,0	2,0	1,2	0,8
25	8,6	6,1	4,4	3,2	2,0	1,2	0,8
30	9,3	6,6	4,7	3,4	2,1	1,2	0,9
35	10	7,0	5,0	3,6	2,2	1,3	0,9

Примечания.

1. При определении значений f_i пласты грунтов необходимо расчленять на однородные слои толщиной не более 2 м.
2. Для плотных песчаных грунтов значения f_i следует увеличивать на 30 %.

ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ СВАЙ, МЕТАЛЛИЧЕСКОГО ШПUNТА И ТРУБ

Таблица Пб.1

Значения модуля упругости E для бетона, кгс/см²

Класс бетона (марка)	B20 (200)	B30 (300)	B40 (400)	B50 (500)	B60 (600)
Начальный модуль упругости	$2,75 \cdot 10^5$	$3,31 \cdot 10^5$	$3,67 \cdot 10^5$	$3,98 \cdot 10^5$	$4,08 \cdot 10^5$

Примечание. Для стальных свай $E = 2,1 \cdot 10^6$ кгс/см².

Таблица Пб.2

Характеристики стальных труб

Наружный диаметр d , мм	Толщина стенки δ , мм	Вес 1 пог. м q , кг	Площадь сечения A , см ²	Радиус инерции r , см
426	12	122,52	156	14,2
480	12	138,49	177	16,6
530	12	153,29	197	18,3
630	12	182,88	233	21,8
720	12	209,50	267	25,0
820	12	239,10	304	28,6
820	14	278,30	354	28,5
920	12	268,70	342	32,1
920	14	312,80	399	32,1
1020	12	298,30	380	35,7

Таблица Пб.3

Характеристики стального шпунта корытного профиля (рис. Пб.1)

Номер профиля	Размер профиля, мм		Площадь поперечного сечения шпунтины A , см^2	Масса 1 пог. м шпунтины m , кг	Момент инерции I_x , см^4		Момент сопротивления W_x , см^3	
	b	h			Шпунтины	1 пог. м стенки	Шпунтины	1 пог. м стенки
Ларсен-IV	400	387	94,4	74,0	4660	39600	405	2200
Ларсен-V	420	369	127,6	100,0	6243	50943	461	3056
IIIп	400	290	79,3	62,2	2849	23206	254,6	1600
VL504	500	340	84,8	66,6	4181	25575	341,1	1504
VL507A	500	437	117,6	92,3	8797	61185	553,8	2800
VL601	600	310	59,0	46,3	2360	11530	220,5	744
VL604	600	390	93,1	73,1	5984	31548	426,4	1618
VL605	600	420	104,5	82,1	7469	42433	485,5	2021

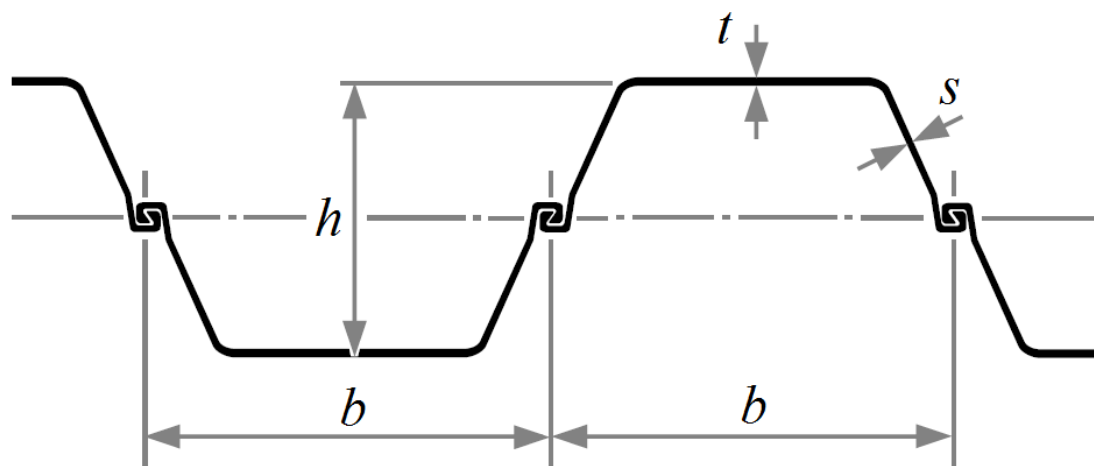


Рис. Пб.1. Шпунт корытного профиля (типа Ларсен)

Таблица Пб.4

Характеристики стального шпунта зетового профиля (рис. Пб.2)

Номер профиля	Размер профиля, мм		Площадь поперечного сечения шпунтины A , см^2	Масса 1 пог. м шпунтины m , кг	Момент инерции I_x , см^4		Момент сопротивления W_x , см^3	
	b	h			Шпунтины	1 пог. м стенки	Шпунтины	1 пог. м стенки
AZ 12	670	302	84,2	66,1	12160	18140	805	1200
AZ 13	670	303	91,7	72,0	13200	19700	870	1300
AZ 14	670	304	99,7	78,3	14270	21300	940	1400
AZ 17	630	379	87,1	68,4	19900	31580	1050	1665
AZ 18	630	380	94,8	74,4	21540	34200	1135	1800
AZ 19	630	381	103,2	81,0	23300	36980	1225	1940
AZ 25	630	426	116,6	91,5	32910	52250	1545	2455
AZ 26	630	427	124,6	97,8	34970	55510	1640	2600
AZ 46	580	481	168,9	132,6	64060	110450	2665	4595
AZ 48	580	482	177,8	139,6	67090	115670	2785	4800
AZ 50	580	483	186,9	146,7	70215	121060	2910	5015

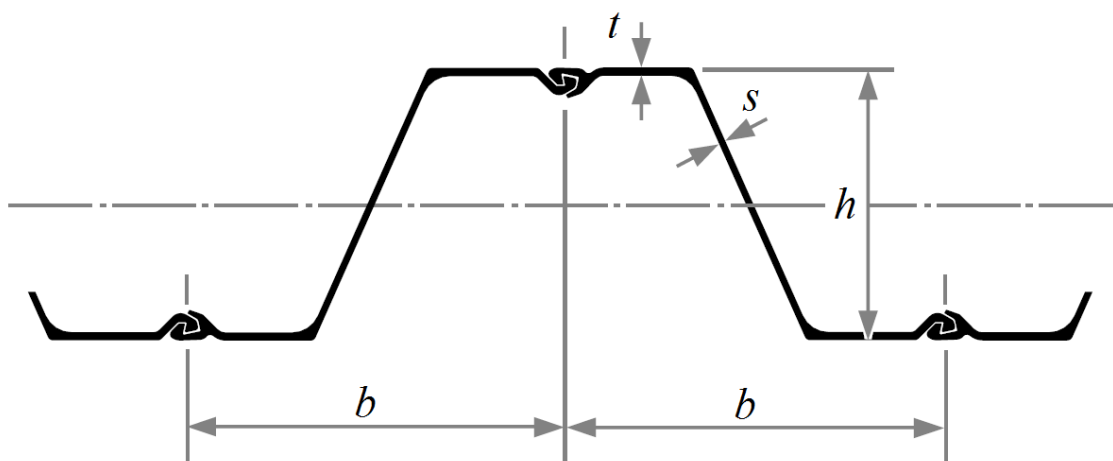


Рис. Пб.2. Шпунт зетового профиля

Таблица Пб.5

Характеристики стального шпунта из коробчатых свай (рис. Пб.3)

Номер профиля	Размер профиля, мм		Площадь поперечного сечения шпунтины A , см^2	Площадь коробчатой свай, см^2	Масса 1 пог. м шпунтины m , кг	Момент инерции I_x , см^4	Момент сопротивления W_x , см^3
	b	h					
Шп	438	334	79,3	1160	124,2	25530	1531
VL504	536	384	84,8	1550	133,2	33840	1764
VL507A	536	482	117,6	1931	184,7	76940	3190
VL601	632	348	59,0	1593	92,6	18220	1047
VL604	638	435	93,1	2180	146,2	48660	2238
VL605	638	465	104,5	2302	164,1	64420	2769
CAU 14-2	750	451	198	2598	155,8	54400	2415
CAU 20-2	750	489	247	2910	193,8	83370	3405
CAU 26-2	750	496	288	3041	226,4	108260	4365

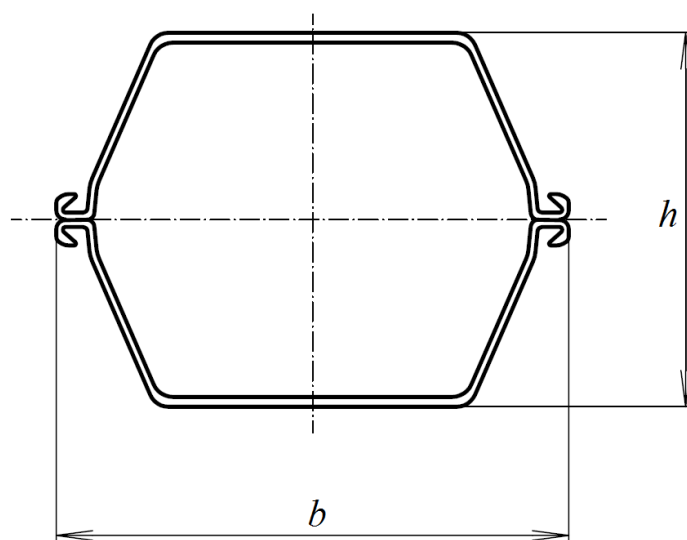


Рис. Пб.4. Шпунт коробчатый

Таблица П6.6

Характеристики стального трубошпунта (рис. П6.5)

Марка	t , мм	A_1 , мм	Данные по трубе				Удельная масса м ² стенки
			S , см ²	W_x , см ³	I_x , см ⁴	M , кг/м	
1020	9	1164	285,7	7221	365036	224,39	212,90
	10		317,1	8008	404393	249,08	234,12
	11		348,5	8791	443512	273,72	255,28
	12		379,8	9571	482395	298,31	276,41
	14		442,2	11122	559450	347,33	318,52
1220	9	1364	343,2	10361	627357	268,79	214,24
	10		379,9	11493	695338	298,40	235,95
	11		417,6	12622	762977	327,97	257,63
	12		455,2	13746	830275	357,49	279,27
	14		530,2	15984	963850	416,38	322,44
1420	12	1564	530,5	18675	1314707	416,68	281,40
	13		574,3	20202	1421233	451,08	303,40
	14		618,1	21725	1527298	485,44	325,36
	16		705,4	24758	1738045	554,00	369,20

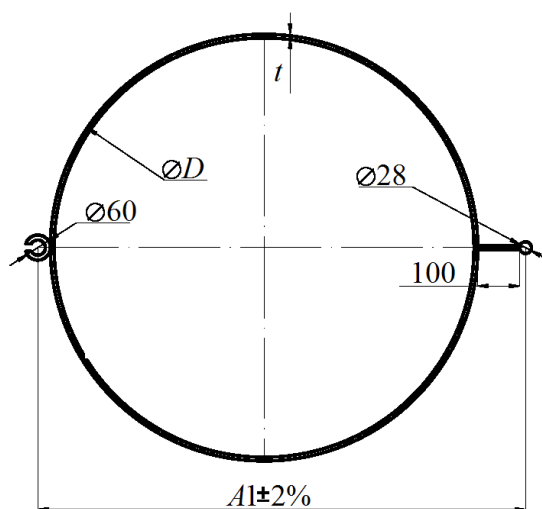


Рис. П6.5. Стальной трубошпунт