УДК 621.2(075.32)

Яковлев П. И., Тюрин А. П., Фортученко Ю. А. Портовые гидротехнические сооружения: Учебн. для сред. спец. учебн. завед.— М.: Транспорт, 1989.— 320 с.

Приведены сведения об устройстве портов, рассмотрены основные положения по расчету гидротехнических сооружений по предельным состояниям. Детально проанализированы конструкции всех основных типов причальных сооружений: гравитационных, больверков, свайных, а также специальных. Рассмотрены оградительные, берегозащитные сооружения, причальные устройства, крановые пути и покрытия, а также вопросы реконструкции и ремонта гидротехнических сооружений.

Издание предназначено в качестве учебника для учащихся специальности «Гидротехническое строительство» средних специальных учебных заведений, может быть также использовано в практической работе специалистами, связанными с гидротехническим строительством.

Ил. 199, табл. 1, библиогр. 25 назв.

Авторы: П. И Яковлев (предисловие, гл. 5—11, 13, 14), А. П. Тюрин (гл. 1, 12); Ю. А. Фортученко (гл. 2—4).

Рецензенты: В. Г. Яковенко, Г. М. Мельдзихов

Заведующий редакцией Е. Д. Некрасова

Редактор А. А. Басенцян

LTSR valsts republikinė bibliotēka

S 225751

Я $\frac{3205020000-030}{049(01)-90}$ 208-свод. пл. вып. лит. для сред. спец. учеб. заведений на 1989 г.

ISBN 5-277-00423-

© П. И. Яковлев, А. П. Тюрин, Ю. А. Фортученко, 1990

ПРЕДИСЛОВИЕ

В СССР свыше 200 портов. Из них около 70 крупных, которые по общему грузообороту стоят на третьем месте в мире после Японии и США. Дальнейшее развитие портов связано с увеличением глубин у причалов, а также с возведением современных портовых гидротехнических сооружений. Пропускная способность портов будет увеличиваться благодаря техническому перевооружению и реконструкции, строительству новых специализированных перегрузочных комплексов, пополнению оборудованием для перегрузки контейнеров и другой перегрузочной техникой. Решение задач по реконструкции и быстрому вводу в действие новых причалов возможно при условии широкого применения сборных железобетонных конструкций во всех морских и речных бассейнах. Этому вопросу в книге уделено большое внимание.

Основные объекты строительства на морском транспорте:

по Северному бассейну — перегрузочный пункт в Мурманске, грузовые причалы в Кандалакше (реконструкция), порты Диксон, Архангельск, Нарьян-Мар, Амдерма и др.;

по Балтийскому бассейну — Новоталлиннский порт, паромная переправа СССР — ГДР, комплекс по перегрузке калийной соли, нефтегавань в Вентспилсе, контейнерный участок в Риге, Калининградский канал (реконструкция), комплекс по переработке скоропортящихся грузов в Ленинградском порту и т. д.;

по Южному бассейну — комплекс по перегрузке фосфоритов, лихтеровозная база и другие объекты в порту Южный, причалы для генеральных грузов и зерна в Одессе (реконструкция), вторая и третья очереди Ильичевского порта, комплекс для перегрузки контейнеров в Рени, паромный комплекс в Сумгаите (Баку) и др.;

по Дальневосточному бассейну — вторая очередь портов Восточный и Магадан, перегрузочные комплексы по переработке калийной соли и зерна и бункеровочная база в порту Восточный, база по приему и обслуживанию лихтеров в Эгвекиноте, перегрузочный комплекс для генеральных грузов в Певеке, морской вокзал в Находке и др.

Ускорение научно-технического прогресса должны обеспечить квалифицированные специалисты, владеющие новейшими достижениями науки и техники.

Авторы стремились осветить в книге современное состояние, перспективы и тенденции развития портового гидротехнического строительства.

Настоящий учебник разработан в соответствии с учебным планом и программой, утвержденными для специальности 1203 «Гидротехническое строительство», и предусматривает изучение конструкций портовых гидротехнических сооружений и основные положения по их проектированию. При написании учебника учитывалось, что настоящему курсу предшествуют изучение дисциплин «Техническая механика», «Строительные материалы и детали», «Основы инженерной геологии», «Гидравлика, гидрология, гидрометрия» и др.

Глава 1

УСТРОЙСТВО ПОРТОВ

§ 1.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ПОРТАХ

Порт как составной элемент единого транспортного узла и центр индустриальных районов. Современный порт представляет собой крупное транспортное предприятие, содержащее сложный комплекс инженерных сооружений и устройств, с помощью которых осуществляется быстрое и рациональное выполнение перегрузочных работ с передачей грузов с морских путей сообщения на сухопутные или внутренние водные пути и обратно; выполнение пассажирских перевозок; безопасная стоянка, комплексное обслуживание и ремонт судов транспортного флота.

Порт является одним из основных элементов транспортных узлов, где объединяются в единую транспортную систему морские пути с сухопутными и внутренними водными путями. Однако роль и значение портов в народном хозяйстве страны не ограничиваются только выполнением ими функций важнейшего элемента транспортной системы. В последнее время интенсивное развитие отраслей промышленности, связанных с потреблением больших объемов привозного сырья и экспортом готовой продукции, привело к возрастанию роли портов как центров крупных индустриальных районов.

Крупнейшие порты оказывают влияние не только на развитие экономики определенного района, но и на экономику страны в целом. Порты все больше становятся центрами портово-промышленных зон или комплексов. В нашей стране к числу таких комплексов относятся: порт Южный и Одесский припортовый завод, порт Вентспилс и припортовый нефтеперерабатывающий завод и др.

Основные элементы порта. Для успешного выполнения всех функций необходимо, чтобы в порту располагался комплекс определенных сооружений и устройств. К числу основных относятся: «портовые воды», оградительные сооружения, причальный фронт, территория и оборудование порта (рис. 1.1).

Под «портовыми водами» понимается водное пространство, входящее в границы порта. Портовые воды включают в себя водные подходы, внешнюю и внутреннюю акватории. В зависимости от функционального назначения портовые воды принято делить на зоны — элементы портовых вод, предназначенные для маневрирования и стоянки судов, и фарватеры, предназначенные для следования судов по назначению.

В составе портовых вод обычно различают следующие зоны: подходная зона — место соединения внешних судоходных путей с фарватером, ведущим на акваторию порта; зона расхождения предназначена для расширения мест пересечения фарватеров в целях обеспечения безопасности расхождения судов; приемная зона является местом приема лоцмана, располагается на внешней акватории порта и имеет вид симметричного прямоугольного уширения входного фарватера; зона ожидания на стоянке является местом стоянки судов, ожидающих разрешения на вход в порт; зона предрейсового навигационного обслуживания, включающая девиационный и радиодевиационный полигоны, а также мерную линию для измерения скорости судов; входной рейд является частью внутренней акватории и предназначается для маневрирования судов при движении их в заданный район порта или при выходе из него; операционные зоны подразделяются на

прикордонные, в пределах которых осуществляются постановка судов к причалам и выполнение маневров, связанных с швартовными операциями, и рейдовые, представляющие рейды для производства перегрузочных работ.

Фарватеры портовых вод делятся на главные и вспомогательные или боковые. Главный фарватер ведет от подходной зоны к причалам порта. Его часть до приемной зоны обычно называют подходным фарватером, а далее до входного рейда идет входной фарватер. Особое место в портовых водах занимает вход в порт, который объединяет следующие технические элементы: входной фарватер, входные ворота, входной рейд. Входные ворота представляют собой водное пространство между головными участками оградительных сооружений.

Портовые воды оборудуются необходимыми швартовными устройствами и навигационными знаками, обеспечивающими безопасность движения и стоянки судов.

Оградительные сооружения обеспечивают защиту внутренней акватории порта или отдельных ее участков от действия волнения, течений, заносимости и льда. Береговая линия, примыкающая к внутренней акватории порта, в большей своей части образует причальный фронт, предназначенный для стоянки и обработки судов. Участки береговой линии, не занятые причальным фронтом, оборудуются специальными внутрипортовыми берегозащитными сооружениями, предохраняющими берег от разрушения под влиянием факторов естественного режима (волнение, течение, лед и др.). Сухопутная часть порта, ограниченная с моря причальным фронтом или берегозащитными сооружениями, составляет его территорию. На территории порта размещается перегрузочное оборудование, склады — прикордонные и тыловые, оперативные площадки, подъездные железнодорожные и автомобильные пути. На территории порта располагается также целый ряд сооружений и устройств, которые непосредственно не участвуют в перегрузочном процессе, но крайне необходимы для нормальной работы порта. К их числу относятся: мастерские для ремонта перегрузочного оборудования и портового флота; сооружения и устройства, обеспечивающие энергоснабжение и освещение порта; сети и устройства водоснабжения и канализации; средства связи и сигнализации; средства комплексного обслуживания транспортных судов и пожарной охраны; служебно-административные и вспомогательные здания. Вся совокупность сооружений и устройств, расположенных на портовой территории, носит общее наименование — оборудование порта.

Классификация портов. Порты классифицируются по целому ряду различных признаков. Можно различать порты по району плавания обслуживаемых ими судов, по основному назначению, по географическому расположению, по мощности, народнохозяйственному и экономическому значению. В капиталистических странах в

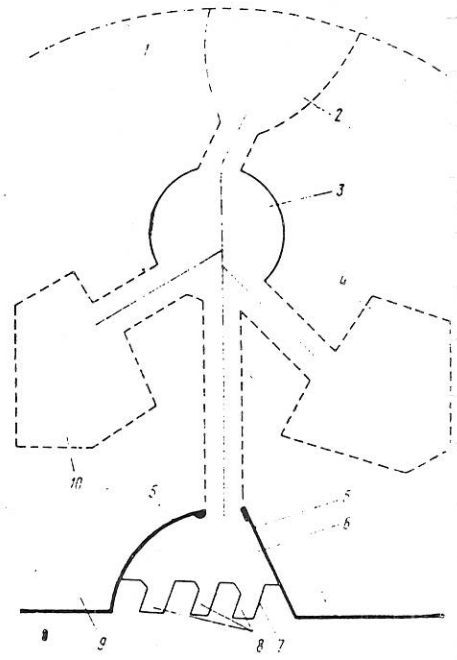


Рис. 1.1. Структурная схема плана порта:
1 — граница портовых вод; *2* — подходная зона; *3* — зона расхождения; *4* — зона предрейсового навигационного обслуживания; *5* — внешние оградительные сооружения; *6* — входной рейд; *7* — причальный фронт; *8* — операционные акватории причалов; *9* — портовые воды; *10* — зона ожидания на стоянке

основе деления часто учитываются также принадлежность порта и система его управления, а иногда и таможенные правила, установленные для проходящих через порт грузов.

По району плавания обслуживаемых судов порты делятся на морские, обслуживающие морское судоходство, и речные (рис. 1.2, *а*), обслуживающие суда, плавающие по внутренним водным путям. Очень часто в портах имеются отдельные районы, обслуживающие морское и речное судоходство, т. е. совмещаются морские и речные порты (Ленинградский, Роттердамский и др.) (рис. 1.2, *б*).

При делении портов по назначению наиболее многочисленную группу составляют транспортные или так называемые «торговые» порты. Эти порты обслуживают суда транспортного флота. Транспортные порты могут быть общего назначения и специализированные. В первом случае в порту обрабатываются суда, перевозящие различные грузы. Во втором случае порт специализируется на переработке преимущественно одного или родственных видов груза. Большинство крупнейших портов мира и нашей страны относится к числу транспортных портов общего назначения. Имеется целый ряд портов, обслуживающих отдельные крупные производственные объединения и являющихся их структурными подразделениями. Такие порты получили название промышленных. Помимо портов, обеспечивающих перевозки грузов и пассажиров, имеются и так называемые «порты-убежища», служащие для укрытия судов в период шторма. В каждом бассейне обычно имеются один-два «порта-убежища». В особую группу следует выделить промысловые порты, обслуживающие различные виды морского и океанического промыслов. Наиболее многочисленными в этой группе являются рыбные порты. В последнее время в мире широкое развитие получило строительство специальных портов для обслуживания спортивных судов.

По географическому расположению порты можно разделить на береговые, устьевые, островные, внутренние и порты в лиманах и лагунах. К береговым относят порты, расположенные на открытых побережьях, в бухтах или заливах. Порты на открытых побережьях характеризуются большой длиной оградительных сооружений при стесненной площади внутренней акватории (Сочи, Поти, Туапсе и др., рис. 1.2, *в*). В отдельную группу выделяют устьевые порты, расположенные в устьях крупных судоходных рек (рис. 1.2, *г*). Эти порты обслуживают, как правило, морские и речные суда. В некоторых случаях морские порты располагаются на внутренних водных путях на значительном удалении от моря, но обслуживают морские суда. Такие морские порты относятся к внутренним портам. Примерами внутренних портов являются Дудинка на р. Енисей и Монреаль в Канаде, расположенный на расстоянии свыше 1300 км от океана. В отдельных случаях морские порты располагаются внутри страны и соединяются с морем посредством искусственных судоходных каналов (Манчестер в Великобритании). Большое число морских портов располагается в лиманах (Южный, Ильичевск и др.) или в лагунах. Возможно устройство портов на естественных островах. Из-за дефицита прибрежных территорий в отдельных случаях приходится возводить порты на искусственно созданных островах. Наиболее ярким представителем таких портов является порт Кобе в Японии, который за последние годы вышел в ряд крупнейших портов мира.

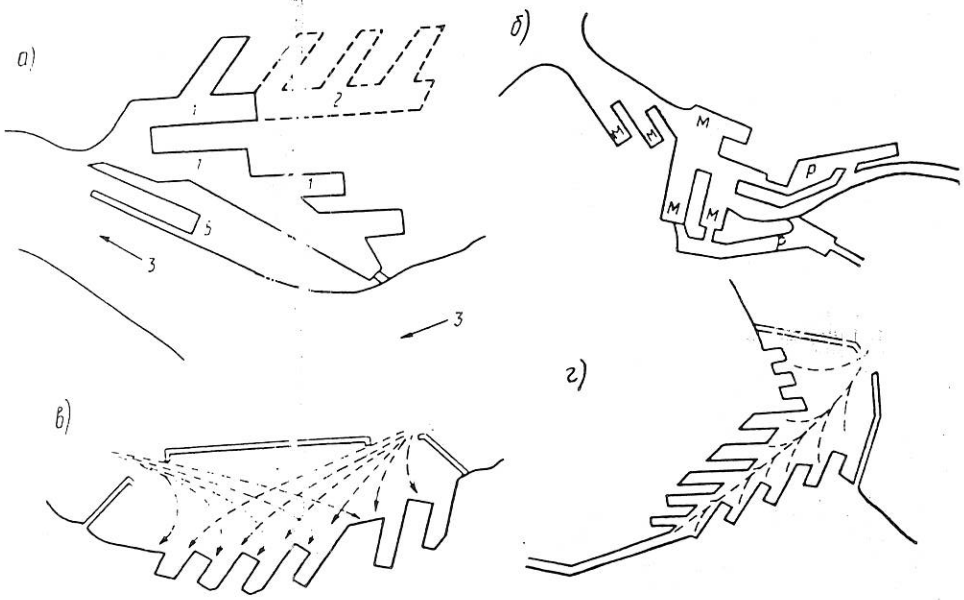


Рис. 1.2. Схематические планы портов:

а — речной порт; *б* — речной порт, сопряженный с морским; *в* — порт на открытом побережье; *г* — устьевой порт; *1* — грузовые бассейны; *2* — будущее развитие; *3* — фарватер; *4* — место для плотов; *5* — причал; М — морской; Р — речной

В зависимости от роли в мировой системе торговли порты обычно делят на порты мирового, международного, национального, регионального и местного значений. К числу портов мирового значения относятся наиболее крупные порты мира, такие, как Нью-Йоркский, Лондонский, Гамбургский и Роттердамский в Западной Европе; порт Кобе в Японии и др. Из отечественных портов к ним можно отнести Ленинградский, Одесский, Ильичевский, Новороссийский и др.

К портам международного значения принято относить порты, обслуживающие внешнеторговые перевозки. Порты национального и регионального значения играют важную роль для данной страны или отдельного ее региона. Наконец, порты местного значения обслуживают в основном примыкающие к ним местные районы.

В зависимости от народнохозяйственного значения, определяемого мощностью, размером и структурой грузооборота, порты делятся на категории. Речные порты подразделяются на четыре категории. Морские порты в зависимости от количества перерабатываемого за год груза делятся на три основные категории. Наиболее крупные морские порты страны относятся к внекатегорийным.

§ 1.2. ЕСТЕСТВЕННЫЙ РЕЖИМ МОРСКИХ ПОБЕРЕЖИЙ И ЕГО ВЛИЯНИЕ НА ПОРТЫ

Естественный режим морских побережий. Порты находятся под постоянным воздействием природных условий, объединяемых обычно под общим названием естественного режима.

К природным условиям, определяющим естественный режим морских побережий и устьев рек, в первую очередь следует отнести: топографические и гидрографические, характеризующие формы очертания береговой полосы и рельеф прибрежных участков дна и суши; метеорологические, характеризующие явления, происходящие в атмосфере (ветровой режим, туманы, осадки, температура и влажность воздуха); гидрологические, изучающие механические процессы и явления, происходящие в водной среде (колебание уровня воды, волнение, течение и др.); геологические, гидрогеологические и геоморфологические, характеризующие свойства грунтов дна и береговой черты, уровень и режим движения грунтовых вод, перемещение наносов и переформирование берегов морей и устьевых участков рек; гидрофизические, гидрохимические и гидробиологические, изучающие химический состав и физические свойства воды, а также жизнедеятельность простейших организмов в водной среде.

Практика портостроения имеет немало печальных примеров, когда недостаточная изученность естественного режима или отдельных его условий приводила к неоправданно высоким затратам или даже крупным авариям. Классические примеры этого явления: порт Цеара в Бразилии через 17 лет после строительства прекратил свое существование вследствие недооценки режима движения наносов на прилегающих участках побережья; оградительные сооружения в портах Алжир, Генуя и некоторых других средиземноморских портах потерпели крупные аварии из-за недооценки волнового воздействия. Последним примером в этом ряду может служить авария уникального оградительного мола порта Синиш в Португалии.

Особенности устройства портов в различных природных условиях. Береговая зона морей и океанов состоит из мелководной части и берега. Под берегом обычно понимается полоса суши, формы рельефа которой образовались под действием моря при установившемся среднемноголетнем уровне воды.

Берега морей и океанов отличаются большим разнообразием. Существует большое число признаков, по которым можно их классифицировать. С точки зрения портостроения, основными из этих признаков являются рельеф береговой зоны; очертание береговой линии; материал, слагающий берег, и характер берегоформирующих процессов. В зависимости от рельефа береговой зоны различают приглубые и отмелые побережья. Приглубые побережья характеризуются большой крутизной берега и дна прибрежной части моря. Значительные глубины (более 10—15 м) располагаются на небольших расстояниях от береговой линии (менее 300—400 м). Отмелые берега характеризуются пологим профилем берега (уклон берега менее 0,01) и малыми глубинами на подходах к береговой линии. Эти берега сложены из слабых песчано-илистых грунтов. Под влиянием волнения и течений происходит непрерывное смывание и намывание отдельных участков берега и прибрежной полосы. Такие побережья характеризуются также наличием мощных вдольбереговых потоков наносов. Наносы, передвигаясь вдоль берега под влиянием волнения и течений, откладываются на подходах к портам и в пределах их акваторий в таких объемах, что поддержание навигационных глубин даже при наличии современного дноуглубительного флота становится достаточно сложной задачей. В этих случаях при проектировании порта необходимо так выбирать общее расположение оградительных сооружений, входа в порт и трассу подходного канала, чтобы обеспечивались минимальные объемы капитальных дноуглубительных работ и минимальная заносимость.

При расположении портов на приглубых побережьях необходимость борьбы с заносимостью отпадает или играет незначительную роль. В этом случае на первый план выступает решение задачи обеспечения необходимой защищенности акватории от волнения, создание достаточных площадей внутренней акватории и территории порта. При расположении больших глубин непосредственно у береговой линии волны открытого моря, имеющие значительную высоту, докатываются, практически не изменяя своих параметров, до акватории порта. Вследствие этого оградительные сооружения, защищающие акваторию, подвергаются воздействию сильного волнения. Более того, для создания достаточной площади акватории необходимо, чтобы оградительные сооружения располагались на больших глубинах. Все это вместе взятое обуславливает необходимость значительных капитальных затрат на возведение оградительных сооружений портов на приглубых побережьях. Из-за крутых обрывистых берегов в большинстве случаев приходится создавать территорию порта путем освоения водного пространства, т. е. отсыпкой больших объемов грунта на акваторию.

Значительное влияние на устройство порта оказывают его географическое месторасположение и очертание береговой линии. В устьях крупных судоходных рек в большинстве случаев имеются прекрасные условия для создания в них портов. Оградительные сооружения в этих портах имеют, как правило, незначительную протяженность и проходят на небольших глубинах. Причальные фронты и водные площади удобно располагаются вдоль берегов реки в самом ее русле или в бассейнах, отрываемых в берегах (см. рис. 1.2, *г*). К недостаткам устьевых портов следует отнести их мелководность, образование перед устьем отмелей, так называемых баров, и изменчивость фарватеров. Примером устьевого является Ленинградский порт.

При строительстве портов, расположенных на открытых побережьях, не имеющих явно выраженных мысов и заливов, значительная доля затрат приходится на внешние оградительные сооружения (см. рис. 1.2, *в*). В этой связи предпочтительнее располагать порты в бухтах, заливах, лиманах и лагунах, имеющих хотя бы частичную естественную защиту от волнения. В качестве примера портов, расположенных в лиманах, можно назвать крупнейшие наши порты Южный и Ильичевск. Особенностью таких портов является наличие подходного канала и необходимость надежной защиты акватории и входа в порт от волнения и заносимости.

На рис. 1.3 показаны примеры планов портов, расположенных: в хорошо защищенной бухте — порт Новороссийск (рис. 1.3, *а*), в заливе — порт Одесса (рис. 3.1, *б*) и на искусственно созданном острове — порт Кобе в Японии (рис. 3.1, *в*).

Из всего комплекса метеорологических условий наиболее существенное влияние на строительство портов оказывают ветровой режим и климатические условия. При компоновке плана порта на взаимное расположение от-

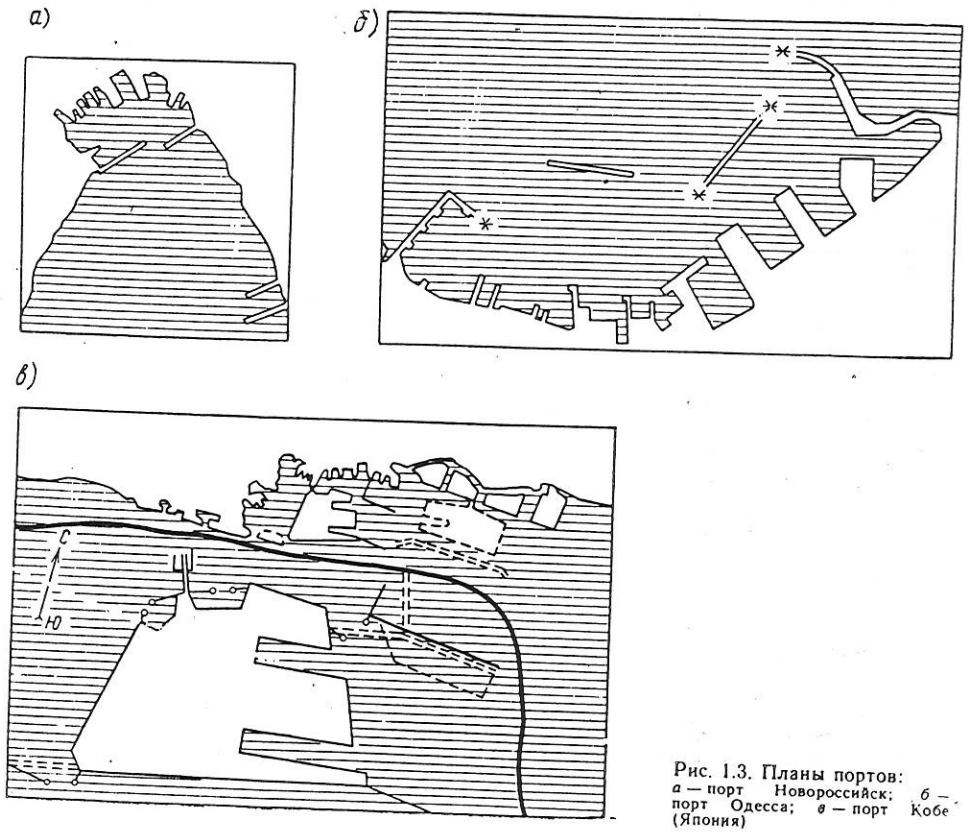


Рис. 1.3. Планы портов:
а — порт Новороссийск; *б* — порт Одесса; *в* — порт Кобе (Япония)

дельных его элементов существенное влияние оказывает ветровой режим, характеризуемый скоростью и направлением ветра. Причалы, перерабатывающие пылящие грузы, располагаются с подветренной стороны по отношению к другим районам порта. Ветер оказывает большое влияние и на условия стоянки судов на внутренней акватории, и на размеры усилий, передающихся на причальные сооружения от швартующихся или стоящих судов.

На расположение оградительных сооружений в плане, их протяженность и конструкции среди прочих факторов существенное влияние оказывают волновой режим, рельеф и геологическое строение прибрежных участков дна, направление и мощность вдольберегового потока наносов, ледовые условия.

При проектировании и строительстве портов необходимо помнить, что материалы конструкций морских гидротехнических сооружений подвергаются механическому, химическому и биологическому воздействию водной среды. Побережья морей СССР в зависимости от интенсивности агрессивного воздействия морской среды на гидротехнические сооружения делятся на три типа: с тяжелыми условиями работы сооружений (моря — Баренцево, Белое, Берингово, Охотское и Японское); средними условиями (моря — Балтийское, Аральское, Азовское, Черное в районе Новороссийска и Каспийское, его северная часть); легкими условиями (побережья Кавказа и Крыма, средняя и южная части Каспия).

В соответствии с характером агрессивного воздействия водной среды сооружения по высоте принято делить на следующие зоны: подводная, переменного уровня и надводная. В наиболее сложных условиях работают конструктивные элементы, расположенные в зоне переменного уровня.

§ 1.3. СООРУЖЕНИЯ ПОРТОВ

Современный порт имеет в своем составе сложный комплекс различных сооружений и устройств, с помощью которых обеспечивается его многофункциональная производственная деятельность.

Все многообразие сооружений порта может быть представлено в виде двух больших групп: береговые здания и сооружения и гидротехнические сооружения.

К береговым принято относить такие здания и сооружения, которые в период эксплуатации не имеют непосредственной связи с акваторией порта и располагаются на его территории. К числу береговых сооружений относятся склады различного назначения, служебно-бытовые, административно-хозяйственные здания, мастерские, гаражи, трансформаторные подстанции, покрытия территории, железнодорожные и автомобильные подходные пути и др.

К гидротехническим относятся сооружения, непосредственно связанные с акваторией порта и подверженные в процессе эксплуатации постоянному воздействию воды. Гидротехнические сооружения возводятся с целью обеспечения: навигационной безопасности при судоходстве на водных путях, подходах к портам и внутри их акваторий; защиты акватории и сооружений порта от действия волнения, течений, заносимости и льда; безопасной стоянки судов при выполнении перегрузочных операций, ремонте и отстое; возможности осуществления перегрузочных операций и обслуживания пассажиров; подъема и спуска судов при ремонте и строительстве; защиты берегов от разрушения под действием факторов естественного режима и жизнедеятельности человека; забора воды для целей промышленного водоснабжения и сброса промышленных и канализационных вод.

В мировой инженерной практике имеется большое количество различных по назначению, по конструкциям и форме гидротехнических сооружений. Из-за этого их классификация чрезвычайно сложна. Тем не менее возможно выделение некоторых общих признаков, которые могут быть положены в основу классификации гидротехнических сооружений. К числу основных признаков можно отнести: функциональное назначение сооружения, тип и особенности конструкции, эксплуатационные технологические требования и срок эксплуатации.

По своему функциональному назначению гидротехнические сооружения бывают такими.

1. Оградительные сооружения, предназначенные для защиты акватории портов или отдельных их участков от волнения, течений, наносов и движущегося льда. Различают два типа оградительных сооружений: молы — оградительные сооружения, связанные с берегом, и волноломы — сооружения, не примыкающие к берегу.

2. Причальные сооружения, обеспечивающие безопасность судов при стоянке у рейдовых или береговых причальных комплексов и возможность выполнения перегрузочных и пассажирских операций. Различают три типа причальных сооружений: набережные стенки — сооружения, на всем своем протяжении примыкающие к берегу; пирсы — сооружения, выступающие в сторону акватории и своим корневым участком непосредственно связанные с берегом; рейдовые причалы, расположенные во внутренних и внешних зонах «портовых вод» и непосредственно не имеющие связи с берегом или связанные с ним с помощью специальных переходных сооружений.

3. Судоподъемные сооружения судоремонтных и судостроительных предприятий, предназначенные для подъема и спуска судов на воду при их строительстве и ремонте. В большой группе судоподъемных сооружений судостроительных и судоремонтных предприятий можно выделить: судостроительные эллинги (стапели) — наклонные сооружения, предназначенные для постройки и спуска на воду крупных судов; судоремонтные эллинги — устройства, предназначенные для подъема ремонтируемых судов по системе наклонных путей при помощи судовозных тележек и лебедок и последующего (после окончания ремонта) спуска их на воду; судоремонтные слипы отличаются от судоремонтных эллингов тем, что позволяют перемещать поднятые на стапельную площадку суда для ремонта по взаимноперпендикулярным направлениям; судоремонтные сухие доки представляют собой бассейны, которые при необходимости могут быть наполнены водой или осушены. Эти сооружения служат, как правило, для ремонта крупных морских или речных судов. Судостроительные сухие доки отличаются от судоремонтных сухих доков несколько меньшей глубиной, поскольку строящиеся суда обладают меньшей осадкой, чем ремонтируемые; наливные доки — сухие доки, в которых уровень воды может быть поднят значительно выше уровня акватории, что позволяет располагать ремонтируемые суда на уступах камеры наливного дока, находящихся обычно на уровне заводской территории; наливные док-камеры — сооружения, сходные по принципу действия с наливными доками, но имеющие дополнительные (верхние) ворота и оборудование для подъема судов на стапели, расположенные вне док-камеры; плавучие доки, представляющие собой понтон, обладающий необходимой плавучестью и снабженный балластными отсеками, позволяющими регулировать его погружение и всплытие с целью подъема ремонтируемого судна, расположенного на стапель-палубе дока.

4. Морские берегозащитные сооружения, предназначенные для защиты берега и прилегающих территорий от разрушений под действием волн, течений и льда. Берегозащитные сооружения по способу защиты береговой полосы разделяются на пассивные, не влияющие на элементы гидрологического режима данного участка побережья, и активные, изменяющиеся в сторону уменьшения негативного влияния на береговую полосу элементы гидрологического режима — волнение, течение, движение льда и перемещение наносов.

5. Морские судоходные каналы — искусственные пути, по которым суда соответствующих размеров переходят из одного бассейна в другой и подходят к портам или морским рейдам при выполнении обязательных требований навигационной безопасности. Различают два вида морских каналов: соединительные (Панамский, Суэцкий), связывающие различные бассейны мирового океана; подходные, обеспечивающие воз-

можность и безопасность подхода судов к морским портам, расположенным на мелководных акваториях

6. Устройства, предназначенные для обеспечения безопасности судовождения на подходе к морским портам и в пределах их акваторий.

7. Специальные виды морских сооружений. К их числу относятся сооружения для освоения континентального шельфа, морские нефтепромысловые сооружения, морские водозаборы и водовыпуски и другие специальные виды сооружений.

В зависимости от эксплуатационных требований и сроков службы морские гидротехнические сооружения делятся на постоянные и временные. К постоянным сооружениям относятся сооружения, предназначенные для длительной эксплуатации. К временным сооружениям, используемым обычно в процессе строительства или ремонта постоянных сооружений, относятся временные причалы для приема строительных материалов, сооружения для спуска на воду наплавных конструкций, которые могут находиться в плавучем состоянии, т. е. массивов-гигантов, железобетонных оболочек большого диаметра и др. Постоянные гидротехнические сооружения в зависимости от степени их важности для нормальной эксплуатации порта, судоремонтного завода или другого предприятия подразделяются на основные и второстепенные. К основным относятся такие сооружения, выход которых из строя при аварии или полном разрушении существенно нарушает работу всего предприятия (порта, судоремонтного или судостроительного завода) или важной его части. Примерами основных сооружений являются внешние ограждительные сооружения, грузовые и пассажирские причалы, судоподъемные сооружения, наиболее ответственные берегозащитные сооружения и т. д.

К второстепенным относятся такие сооружения, частичное разрушение которых не отражается на работе основных сооружений. Это — причалы, обслуживающие местное сообщение, служебный и технический флот, внутрипортовые берегоукрепительные сооружения и т. п.

В соответствии со СНиП 2.06.01.85 («Гидротехнические сооружения. Основные положения проектирования») постоянные морские гидротехнические сооружения в зависимости от предъявляемых к ним требований в отношении запасов устойчивости и прочности, долговечности и общей надежности подразделяются на четыре класса капитальности.

§ 1.4. МОРСКИЕ СУДОХОДНЫЕ КАНАЛЫ

Морской судоходный канал — это комплекс технических элементов, обеспечивающих возможность безопасного прохода судов через мелководье и участки суши при движении судна по морским путям или на подходах к порту.

Необходимость в создании морских судоходных каналов возникает на подходах к портам, расположенным на мелководных участках морей, когда из-за малых естественных глубин расчетное судно не может подойти к порту; при стремлении морских судов проникнуть в устье реки и, наконец, когда ставится задача соединения двух морских бассейнов с обеспечением прохода судов через разделяющие эти бассейны участки мелководья или полосу суши в виде перешейка. В соответствии с назначением каналы бывают соединительные и подходные.

Соединительный канал связывает отдельные бассейны морей и океанов и обеспечивает судоходство между ними по возможно кратчайшему расстоянию. Например, Керчь-Еникальский канал обеспечивает судоходство через участки с лимитирующими глубинами в Керченском проливе, соединяющем Азовское и Черное моря; Суэцкий канал (рис. 1.4, *б*) пересекает Суэцкий перешеек и соединяет Средиземное и Красное моря, благодаря чему обеспечивается самый короткий судоходный путь из Европы в порты Индийского океана и Дальнего Востока; Панамский канал проходит по наиболее низкой части Панамского перешейка между Карибским морем в Атлантическом океане и Панамским заливом в Тихом океане; Кильский канал соединяет бассейны Северного и Балтийского морей, проходит в основании Ютландского полуострова.

Подходные каналы служат для обеспечения возможности безопасного подхода судов к портам или к отдельным их участкам. В настоящее время в связи с наличием в составе транспортного флота многих стран крупнотоннажных судов лишь очень немногие глубоководные порты, располагаемые на искусственных островах и в глубоких бухтах и заливах, не нуждаются в создании искусственных водных подходов. В зависимости от месторасположения подходные каналы можно разделить на береговые для прохода судов к береговым портам (Одесса, Туапсе, Сочи, Поти и др.); устьевые, которые проходят через речные бары и связывают акватории устьевых портов с открытым морем; внутренние для прохода судов к внутренним морским портам имеют, как правило, большую протяженность и состоят обычно из нескольких колен (участков разных направлений); лиманные и лагунные для прохода судов на акватории портов, расположенных в лиманах (порты Южный, Ильичевск и др.) или лагунах (порт Клайпеда и др.); обводные проходят по суше в обход мелководного устья, когда поддержание проходной глубины на баре ввиду очень значительной заносимости сопряжено с большими затратами на ремонтное дноуглубление. Характерным примером такого канала является по-

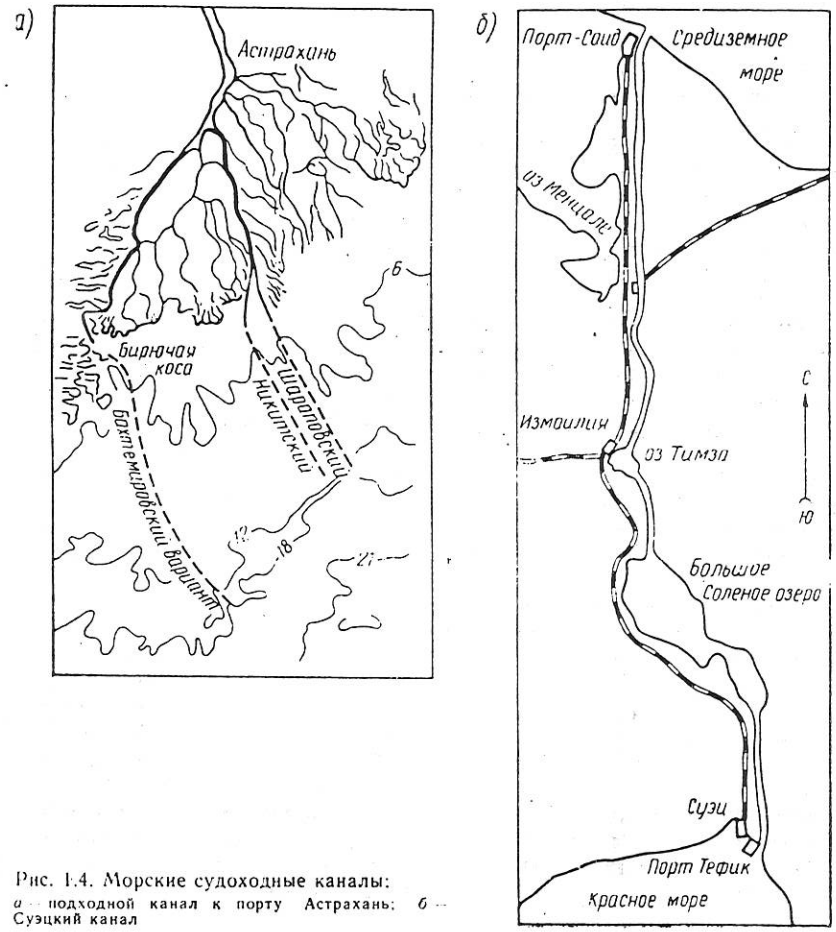


Рис. 1.4. Морские судоходные каналы:
а — подходной канал к порту Астрахань; *б* — Суэцкий канал

строенный недавно канал Дунай — Черна Вода (Румыния).

При рассмотрении морских судоходных каналов с точки зрения воздействия на них факторов естественного режима (волнение, течение, колебание уровня, заносимость и лед) целесообразно разделить их на открытые каналы, проложенные по мелководным акваториям без надводных берегов или искусственных сооружений; закрытые каналы, проходящие в земляной выемке или насыпи; каналы, защищенные от действия волн и поперечных течений оградительными дамбами, располагаемыми вдоль канала с одной или обеих сторон.

В зависимости от регулируемости уровней воды в соединяемых водоемах каналы подразделяются на открытые, непосредственно сообщающиеся с морем, и закрытые, сообщающиеся с морем при помощи специальных сооружений — шлюзов, регулирующих уровень воды в канале или на отдельных его участках.

Открытые каналы соединяют акватории с практически одинаковыми уровнями воды. Закрытые или шлюзованные судоходные каналы соединяют акватории со значительным постоянным перепадом уровня или изменяющимся во времени уровнем вследствие приливно-отливных явлений.

Необходимо отметить, что многие существующие морские судоходные каналы являются комбинированными, т. е. состоящими из отдельных участков, относящихся к различным рассмотренным выше типам. Примером может служить Волго-Каспийский канал (рис. 1.4, *а*), связывающий порты Каспийского моря с р. Волгой. Канал условно можно разбить на три участка: первый, проходящий по дельте р. Волга, может быть отнесен по приведенной выше классификации к внутренним подходным каналам; второй, проходящий по рукаву Бахтемир, и бару,— к устьевым каналам; третий, проходящий через обширное мелководье северо-западной части Каспия и являющийся береговым подходным каналом.

В зависимости от режима движения судов морские судоходные каналы могут быть с одно- или двусторонним режимом движения судов.

Основными элементами, характеризующими данный морской судоходный канал, являются: трасса канала, определяемая расположением продольной оси в плане; поперечное сечение, продольный профиль дна и уровень воды. Кроме того, к характерным элементам данного канала следует отнести также режим заносимости его и сооружения, защищающие канал от заносимости (оградительные дамбы, прорези-ловушки и др.).

Трасса определяется двумя элементами: положением оси канала в плане и чередованием прямолинейных и соединяющих их криволинейных участков. Трасса канала должна быть проложена так, чтобы обеспечивался надежный и удобный путь для движения судов, строительство и эксплуатация канала удовлетворяли бы природоохранным требованиям, приведенные затраты на строительство и эксплуатацию канала были бы минимальными и обеспечивалась рациональная компоновка плана порта. Для выполнения первого требования трасса должна быть по возможности прямолинейной. В случае необходимости устройства поворота (по местным топографическим условиям, при большой длине канала по навигационным условиям) радиус закруглений должен быть не менее четырехкратной длины расчетного судна. Генеральное направление трассы должно так корреспондироваться с господствующими направлениями ветра, волнения и течений, чтобы обеспечивался минимальный дрейф судна, т. е. снос его под влиянием указанных факторов с оси судового хода.

Особое внимание при проектировании морских судоходных каналов следует уделять вопросам охраны окружающей среды. Основными из них являются: влияние процесса дноуглубления при строительстве и эксплуатации канала и отвал вынимаемого грунта на природный режим прилегающих участков дна и влияние строительства канала на устойчивости прилегающих участков морских берегов.

Дноуглубительные работы и отвалы грунта, являющегося продуктом дноуглубления, могут оказывать на окружающую среду отрицательное или положительное воздействие. Характер воздействия определяется видом разрабатываемого грунта, гидрологическим режимом участка побережья, временем выполнения и принятой технологией дноуглубительных работ. Сам по себе технологический процесс разработки и забора грунта при правильной технической эксплуатации дноуглубительного оборудования в большинстве случаев не оказывает негативного влияния на окружающую среду. Механическое разрушение в процессе работы дноуглубительного снаряда чистых грунтов не создает заметного загрязнения прилегающих участков акватории и дна. Происходит только некоторое временное повышение мутности, т. е. увеличивается концентрация взвешенных в воде частиц грунта, которая к тому же весьма быстро снижается до фоновой с течением времени и с удалением от места работы дноуглубительного снаряда. Более того, при определенных условиях повышение мутности воды при концентрации в ней глинистых частиц может способствовать процессу адсорбции находящихся в воде нефтепродуктов и переводу их в осадок, покрываемый впоследствии чистыми грунтами. В этом случае дноуглубление оказывает положительное влияние на окружающую среду, так как приводит к очистке водной среды и поверхности дна.

Значительно сложней обстоит дело с отвалом грунтов дноуглубления. Разрабатываемый при дноуглублении грунт, за исключением незначительных объемов пригодного для строительных целей, вывозится, как правило, на подводные свалки. При этом приходится решать противоречивые задачи. В целях снижения негативного влияния сваливаемого грунта на окружающую среду место подводной свалки целесообразно выбирать на больших глубинах, характеризующихся, как правило, слабым видовым составом биоценоза, но располагающихся на значительном расстоянии от прибрежных участков и, следовательно, объектов дноуглубления. Из-за этого значительно увеличивается дальность и соответственно стоимость транспортировки грунта, происходит значительное увеличение ценности состава грунтоотвозного флота. В последние годы интенсивно ведутся исследования по разработке прогрессивных технологий утилизации грунтов дноуглубления в концентрированные подводные и береговые отвалы. Концентрированный подводный отвал производится на участок дна, оконтуренный подводными дамбами. Благодаря этому предотвращается расплывание сбрасываемых грунтов по дну и уменьшается загрязняемая площадь дна. При помощи устройства концентрированных подводных отвалов можно приблизить место свалки к объектам дноуглубления. Еще более прогрессивным является береговой отвал грунтов дноуглубления, благодаря которому полностью исключается вредное воздействие свалок на водную среду и можно использовать бросовые грунты дноуглубления для создания портовых территорий, зон зеленых насаждений и т. п.

Весьма важной и трудноразрешимой задачей является обеспечение минимума затрат на строительство канала и поддержание его в требуемом эксплуатационном состоянии. Для выбора трассы канала необходимо остановиться на варианте, при котором, с одной стороны, обеспечиваются минимальный объем выемки и прохождение прорези по относительно легким по трудности разработки грунтам, а с другой — устойчивость откосов прорези и минимальная ее заносимость. При этом необходимо учитывать, что заносимость прорези канала значительно возрастает при слабых илистых грунтах. Выбирая место свалки грунтов дноуглубления необходимо, чтобы расстояние от свалки до трассы канала было по возможности кратчайшим, в то же время необходимо чтобы возврат вывезенного на свалку грунта в канал и вредное влияние сваливаемого грунта на биоресурсы моря были сведены до минимума.

Объем извлекаемого грунта при строительстве канала

$$V = \sum_{i}^{n_u} h_i \,(b + h_i \operatorname{ctg} \varphi)\, l_i,$$

где n_u — количество участков;
h_i — средняя глубина прорези на участке, м;

b — проектная ширина канала, м;
φ — угол наклона откоса прорези к горизонту, град;
l_i — длина участка канала, м.

Особое внимание при трассировке канала следует обращать на сопряжение трассы с господствующим направлением течений и вдольбереговым потоком наносов. Необходимо обеспечить минимальную заносимость прорези и минимальное влияние на устойчивость берегов в районе канала. В истории портостроения было немало случаев, когда недостаточный учет этих факторов вызывал негативные последствия вплоть до необходимости переноса трассы канала. Примером может служить старый подходной канал к Ждановскому порту, запроектированный без достаточного учета сопряжения его трассы с господствующими в данном районе ветрами и течениями. Это вызывало значительную заносимость канала (среднегодовой объем наносов канала при глубине 7,3 м достигал 1400 тыс. м^3), что послужило причиной изменения направления трассы канала. Благодаря новой ориентации трассы канала по отношению к господствующему направлению течений и потоку наносов заносимость уменьшилась примерно в 2 раза.

При ориентации трассы канала должны также обеспечиваться рациональная компоновка внешних оградительных сооружений и «портовых вод» и возможность перспективного развития порта.

При определении размеров поперечного сечения судоходного канала приходится одновременно учитывать два противоречащих одно другому требования. С одной стороны, чем больше размеры поперечного сечения, тем лучше навигационные условия на канале и в большей степени обеспечивается безопасность судоходства. С другой стороны, при увеличении площади поперечного сечения прорези возрастают объемы капитального и ремонтного дноуглублений, т. е. с этих позиций размеры поперечного сечения прорези должны быть минимальными.

Основными расчетными параметрами, характеризующими размеры поперечного сечения канала, являются: отсчетный уровень воды, глубина, ширина и форма откоса прорези. Отсчетный уровень воды проектируемого канала выбирается с обеспеченностью от 98 до 99,5 %. Допускается, что 0,5—2 % времени или в течение 2—8 сут в году уровень в канале будет ниже отсчетного. Обеспеченность 99,5 % принимается при малых амплитудах колебаний уровня, а 98 % при больших.

Различают две глубины канала: навигационную d_n и проектную d. Благодаря навигационной глубине канала обеспечивается безопасность прохода расчетного судна в течение всего периода эксплуатации канала, в том числе и в промежуток времени перед проведением ремонтных дноуглубительных работ. Навигационная глубина

$$d_n = (T + \Delta T) + \Sigma_{z_{0-3}},$$

где T — максимальная осадка расчетного судна с полным грузом, м;
ΔT — поправка на изменение осадки судна определяется в зависимости от плотности воды, как указано ниже:

Плотность воды, кг/м^3	1025	1020	1015
Поправка ΔT, м	0,000T	0,004T	0,008T
Плотность воды, кг/м^3	1010	1005	1000
Поправка ΔT, м	0,012T	0,016T	0,020T

$\Sigma_{z_{0-3}}$ — суммарный навигационный запас глубины;

$$\Sigma_{z_{0-3}} = z_1 + z_2 + z_3 + z_0,$$

z_1 — минимальный навигационный запас, обеспечивающий управляемость судна, м. Выбирается в зависимости от рода грунта в слое толщиной 0,5 м ниже уровня дна прорези и принимается $z_1 = 0{,}04\ T$ для илистых грунтов; 0,05T для наносных грунтов (песок заиленный, ракуша, гравий); 0,06T для плотных слежавшихся грунтов; 0,07T для скальных грунтов;
z_2 — волновой запас на погружение оконечностей судна при волнении, м. Изменяется от 0,4 до 0,1 высоты волны 3%-ной обеспеченности;
z_3 — скоростной запас или запас на дифферент судна при движении на тихой воде для каналов неполного профиля (рис. 1.5, *а*). Определяется, как указано ниже:

Скорость судна, уз	2	3	4
Скоростной запас z_3, м	0,05	0,10	0,10

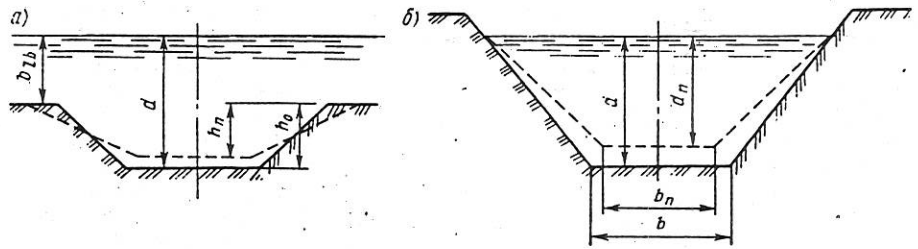


Рис. 1.5. Поперечные профили судоходного канала:
а — канал неполного профиля; *б* — канал полного профиля

Скорость судна, уз	5	6	7	8
Скоростной запас z_3, м	0,15	0,20	0,25	0,35
Скорость судна, уз	9	10	11	12
Скоростной запас z_3, м	0,45	0,60	0,80	1,0

для каналов полного профиля (рис. 1.5, *б*) значение z_3 возрастает на 80—100 %. При двустороннем движении на канале z_3 также увеличивается примерно в 2 раза;
z_0 — запас на крен судна, возникающий от воздействия ветра и гидродинамических сил на повороте, м. Определяется в долях от ширины судна: для танкеров $z_0 = 0{,}017\ B$, для сухогрузных и комбинированных судов 0,026 B, для лесовозов 0,044 B.

Проектная глубина d определяется с учетом заносимости прорези канала:

$$d = d_n + z_4,$$

где z_4 — запас на заносимость, м. Выбирается в зависимости от ожидаемой интенсивности отложения наносов в период между ремонтными дноуглубительными работами.

Ширина прорези канала на уровне навигационной глубины называется навигационной и определяется так:

$$b_n = b_m + 2C,$$

где b_m — ширина маневровой полосы на уровне навигационной глубины, м (см. рис. 1.5, *б*);
$C = 0{,}5\ B$ — навигационный запас ширины канала, м, учитывающий гидродинамическое взаимодействие корпуса судна с откосом и бровкой канала;
B — ширина судна наибольшая, м.

Ширина маневровой полосы зависит от размеров судна, от дрейфа судна под действием ветра, течения и волнения и может быть определена при одностороннем движении по каналу

$$b_m = B\bar{b}_0 k_1 k_2,$$

где $\bar{b}_0$ — относительная ширина маневровой полосы, учитывающая дрейф и рыскание судна под влиянием ветра и течения. Определяется по табл. 1.1 в зависимости от курсового угла истинного ветра q_ω относительно оси канала и проекции вектора скорости течения на нормаль к оси канала V_q, м/с;
k_1 — коэффициент, зависящий от водоизмещения судна. Определяется, как указано ниже:

Водоизмещение судна D, тыс. т	5	10	20	40
k_1	1,48	1,37	1,30	1,15
Водоизмещение судна D, тыс т.	60	100	140	180
k_1	1,09	1,03	1,02	1,00

k_2 — коэффициент, учитывающий влияние парусности надводного A_q подводного A_l бортов. Определяется, как указано ниже:

A_q/A_l	0,5	1,0	1,5	2,0
k_2	1,00	1,06	1,13	1,19
A_q/A_l	2,5	3,0	3,5	4,0
k_2	1,26	1,35	1,46	1,63

Таблица 1.1

q_ω	Значение $\bar{b}_0$, м, при V_q, м/с								
	−1,2	−0,8	−0,4	−0,2	0,0	0,2	0,4	0,8	1,2
0°	4,27	3,34	2,78	2,65	2,60	2,65	2,78	3,34	4,27
30°	4,39	3,46	2,91	2,79	2,76	2,83	3,10	3,61	4,62
45°	4,45	3,51	2,98	2,86	2,84	2,92	3,10	3,75	4,80
60°	4,50	3,57	3,04	2,93	2,92	3,00	3,20	3,89	4,98
90°	4,62	3,69	3,17	3,07	3,08	3,19	3,41	4,16	5,34

Biblioteka

Навигационная ширина канала при двустороннем движении судов определяется из условия расхождения расчетного судна и судна с шириной 0,7 B по формуле

$$b_m = b_{m_1} + 0{,}8b_{m_2} + 3C_1 + C_2.$$

Здесь индексы 1 и 2 относятся соответственно к большему и меньшему из судов.

Проектная ширина канала определяется с учетом заносимости и уполаживания откосов прорези в процессе эксплуатации канала

$$b = b_n + \Delta b,$$

где Δb — запас ширины на заносимость;

$$\Delta b = h_n (\operatorname{ctg}\varphi_1 - \operatorname{ctg}\varphi);$$

h_n — глубина прорези (рис. 1.5, *а*), м;

φ_1 и φ — углы наклона откосов к горизонту соответственно к концу межремонтного периода и их проектная величина;

$$\operatorname{ctg}\varphi_1 = a \operatorname{ctg}\varphi;$$

a — коэффициент, зависящий от глубины прорези канала h_0. Определяется, как указано ниже:

Глубина прорези h_0, м	1,5	2,0	2,5	3,0
a	2,00	1,93	1,86	1,79
Глубина прорези h_0, м	3,5	4,0	4,5	5,0 и более
a	1,71	1,64	1,57	1,50

Глава 2

ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА ПОРТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

§ 2.1. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И ОСНОВАНИЙ

В настоящее время строительные конструкции и основания рассчитывают на нагрузки и воздействия по методу предельных состояний, который принят в Советском Союзе в качестве основного метода расчета с 1955 г.

При расчете по этому методу четко устанавливаются предельные состояния конструкций и вводится система расчетных коэффициентов, благодаря которым конструкция гарантируется от наступления этих состояний при самых неблагоприятных сочетаниях нагрузок и при наименьших возможных значениях прочностных характеристик материалов.

Под предельным состоянием сооружения (здания, конструкции, основания) понимают такое его состояние, при наступлении которого оно перестает удовлетворять предъявляемым к нему в процессе эксплуатации или при возведении требованиям, т. е. сооружение теряет способность сопротивляться внешним силовым воздействиям или получает недопустимые деформации, или местные повреждения.

Конструкции и основания должны удовлетворять требованиям расчета по двум группам предельных состояний. Предельные состояния первой группы определяют исчерпание несущей способности или полную непригодность к эксплуатации конструкций или оснований. Предельные состояния второй группы определяют непригодность сооружения к нормальной эксплуатации, при которой затрудняется нормальная эксплуатация конструкций или оснований. Под нормальной эксплуатацией подразумевается эксплуатация без ограничений в соответствии с предусмотренными в нормах или заданиях на проектирование технологическими или иными условиями.

К предельным состояниям первой группы относят: потерю устойчивости положения; потерю устойчивости формы; разрушение сооружения любого характера, вызванное хрупким, пластичным или усталостным разрушением материала самого сооружения или основания; разрушение от совместного действия силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды (воздействие агрессивной среды, действие попеременного замораживания и оттаивания и т. п.); состояния, при которых возникает необходимость прекращения эксплуатации вследствие опасных подвижек сооружения или основания.

К предельным состояниям второй группы относят: недопустимые вертикальные осадки, горизонтальные перемещения и крены сооружения; недопустимые деформации конструкций в результате прогиба, углов поворота, колебаний конструкции; образование или недопустимое раскрытие трещин в железобетонных и каменных конструкциях.

По первой группе предельных состояний рассчитывают:

а) общую устойчивость сооружения на сдвиг совместно с частью массива грунта по криволинейным или ломаным поверхностям скольжения;

б) устойчивость сооружения на сдвиг по плоским поверхностям скольжения, а также на опрокидывание вокруг ребра вращения для сооружения гравитационного типа;

в) устойчивость на поворот сооружения типа тонкой стены («больверков») относительно точки крепления анкера при свободном опирании низа стенки или частичном ее защемлении;

г) устойчивость массива грунта перед анкерными стенками или анкерными плитами;

д) несущую способность (прочность)

конструктивных элементов сооружений (бетонных, железобетонных, стальных, деревянных) и их оснований.

По первой группе предельных состояний производят также расчеты конструкций на температурные воздействия, на выносливость при воздействии многократно повторяющихся нагрузок, проверяют устойчивость формы конструкции.

По второй группе предельных состояний рассчитывают:

а) вертикальные осадки, горизонтальные перемещения и крены сооружений;

б) прогибы, углы поворота железобетонных, стальных конструкций;

в) железобетонные предварительно напряженные конструкции по образованию трещин (если по условиям эксплуатации образование трещин не допускается);

г) железобетонные конструкции по раскрытию и закрытию трещин (если по условиям эксплуатации образование или продолжительное раскрытие трещин допускается);

д) колебания конструкций.

Расчет по предельным состояниям преследует цель не допустить наступления предельных состояний в процессе возведения сооружения (изготовление, транспортирование, монтаж, погружение) и в эксплуатационный период на протяжении всего срока службы сооружения.

Метод расчета по предельным состояниям основывается на системе расчетных коэффициентов, учитывающих раздельно влияние изменчивости нагрузок и прочностных характеристик материалов, а также других факторов, отражающих фактические условия работы сооружения. Благодаря этому можно совершенствовать методику расчета строительных конструкций без изменения основных расчетных положений путем систематического изучения и уточнения значений этих расчетных коэффициентов.

§ 2.2. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

В процессе эксплуатации портовые гидротехнические сооружения и любые другие инженерные сооружения подвергаются воздействию нагрузок от технологических процессов (причаливание, швартовка судов, перегрузочные работы и т. д.), от различных природных факторов (ветер, волны, землетрясения и т. п.), а также от веса самого сооружения.

Установленное нормами среднестатистическое или номинальное значение наибольшей нагрузки, позволяющей нормально эксплуатировать сооружение, называется нормативной нагрузкой.

В процессе эксплуатации сооружения возможны некоторые изменения нагрузок из-за случайных отступлений от средних условий нормальной эксплуатации. Возможность отклонения нагрузки в неблагоприятную для сооружения сторону учитывается введением коэффициента надежности по нагрузке γ_f. При этом разные категории нагрузок имеют разный коэффициент γ_f.

Нагрузка, равная по значению произведению нормативной нагрузки на коэффициент надежности по нагрузке, называется расчетной нагрузкой. Например, $P=P_n\gamma_f$.

Значения коэффициентов надежности по нагрузке γ_f, учитывающие изменчивость различных видов нагрузок, определены с помощью статистической обработки результатов длительных наблюдений и внесены в нормы проектирования. Например, при подсчете нагрузок от веса сооружения принимают коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f=1{,}05$ (0,95), для вертикального давления от веса грунта 1,1 (0,9), для бокового давления грунта 1,2 (0,8), для гидростатического, волнового, а также фильтрационного давления по подземному контуру сооружения 1,0, для нагрузок от судов 1,2 и т. д. В скобках указаны значения коэффициента надежности по нагрузке, когда к невыгодному случаю загружения сооружения приводит применение пониженного значения нагрузки.

Классификация нагрузок. В зависимости от продолжительности действия все нагрузки делят на постоянные и временные. Временные нагрузки подразделяют на длительные, кратковременные и особые.

Постоянными нагрузками называют такие, которые действуют на сооружение постоянно, на протяжении всего срока эксплуатации сооружения: вес строительных конструкций и технологического оборудования (складов, эстакад, вагоноопрокидывателей), расположение которых на сооружении не изменяется в процессе эксплуатации, давление грунта.

Временными длительными нагрузками называют такие, которые воздействуют на сооружение продолжительное время, но могут и отсутствовать: нагрузки от технологического оборудования, транспортных и перегрузочных машин (контейнерных перегружателей, портальных, козловых, мостовых кранов и др.), от массы складируемых грузов, давление воды и т. д.

Кратковременными нагрузками называют нагрузки, действующие на сооружение непродолжительное время: нагрузки от судов (навал пришвартованного судна, навал судна при подходе, швартовные), волновые и ледовые нагрузки.

Особые нагрузки — это нагрузки, которые могут появиться в исключительных случаях, например, в результате катастрофических явлений природы (землетрясений, цунами и т. д.), взрывные воздействия, воздействия неравномерных деформаций основания в результате просадки при замачивании и др.

Сочетания нагрузок. На конструкцию или сооружение одновременно может воздействовать несколько нагрузок. Чем бо́льшее число временных нагрузок воздействует на сооружение, тем меньше вероятность совпадения их наибольших значений, а сооружение, рассчитанное на простую суммарную комбинацию всех нагрузок, будет иметь излишний запас прочности. Поэтому сооружение обычно рассчитывают на расчетные сочетания нагрузок.

Установлены два расчетных сочетания нагрузок:

основное сочетание нагрузок, включающее все постоянные и временные длительные нагрузки, а также одну из кратковременных нагрузок, которая в сочетании с постоянными и длительно-действующими временными нагрузками создает наиболее неблагоприятные условия работы сооружения;

особое сочетание нагрузок, включающее все постоянные, временные длительные, возможные кратковременные и одну из особых нагрузок. В расчетных формулах вид сочетания нагрузок учитывается введением коэффициента сочетания нагрузок γ_{lc}, который принимается равным: для основного сочетания нагрузок 1,0; для особого сочетания нагрузок 0,9; для сочетания нагрузок на период строительства 0,95.

§ 2.3. НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ МАТЕРИАЛОВ

Несущая способность любой конструкции зависит от способности материала этой конструкции сопротивляться силовым воздействиям.

Нормы устанавливают предельное значение напряжений в материале, которое называют его нормативным сопротивлением R_n. Значения нормативных сопротивлений принимают по наименьшей контролируемой или браковочной характеристике в соответствии с действующими стандартами на материалы. Обеспеченность значений нормативных сопротивлений принимается не менее 0,95.

Возможность отклонения прочностных характеристик материалов в неблагоприятную сторону от их нормативных значений учитывается коэффициентом надежности по материалу (грунту) γ_m (γ_g). При расчете несущей способности конструкции (основания) в формулах принимается не нормативное сопротивление материала, из которого выполнена конструкция, а его наименьшее возможное значение, называемое расчетным сопротивлением материала.

Расчетное сопротивление материала (расчетная характеристика грунта) равно нормативному сопротивлению, деленному на коэффициент надежности по материалу (грунту). Например, $R=R_n/\gamma_m$.

Численные значения коэффициентов надежности по материалам устанавливаются соответствующими нормативными документами по проектированию сооружений, их конструкций и оснований.

Рассмотрим нормативные и расчетные сопротивления основных материалов, применяемых в гидротехническом строительстве.

Бетон. При расчете бетонных и железобетонных конструкций в зависимости от их вида и условий работы устанавливаются показатели качества бетона, именуемые классами и марками бетона. В гидротехническом строительстве применяются в основном бетоны тяжелые и средней плотности от 2200 до 2500 кг/м³, включая бетоны, для которых устанавливаются следующие показатели качества бетона:

а) класс бетона по прочности на осевое сжатие B (МПа), за который принимается наименьшее контролируемое значение временного сопротивления при сжатии бетонных кубов с размером ребра 15 см, испытанных согласно требованиям соответствующего государственного стандарта. Эта характеристика является основной и указывается во всех случаях расчета гидротехнических конструкций. Нормами установлены следующие классы бетона по прочности на сжатие: B5; B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B25; B30; B35; B40; B45; B50; B55; B60;

б) класс бетона по прочности на осевое растяжение B_t (МПа), за который принимается временное сопротивление осевому растяжению контрольных бетонных образцов, испытанных в соответствии с государственным стандартом. Эта характеристика выбирается в тех случаях, когда эксплуатационные качества сооружения или его элементов определяются работой растянутого бетона или образование трещин в элементах конструкций не допускается. Нормами установлены следующие классы гидротехнического бетона по прочности на осевое растяжение: B_t0,8; B_t1,2; B_t1,6; B_t2,4; B_t2,8; B_t3,2;

в) марка бетона по морозостойкости F, за которую принимается число циклов попеременного замораживания и оттаивания испытуемого в насыщенном водой состоянии бетонного образца без снижения его прочности более чем на 15 %. Нормами установлены следующие марки бетона по морозостойкости: F50; F75; F100; F150; F200; F300; F400; F500; F600. Эта характеристика выбирается по данным долгосрочных наблюдений в зависимости от климатических условий и числа расчетных циклов попеременного замораживания и оттаивания в течение года для конструкций, подвергающихся в увлажненном состоянии действию попеременного замораживания и оттаивания;

г) марка бетона по водонепроницаемости W, за которую принимается то наибольшее давление воды (МПа), при котором еще не наблюдается просачивания воды через испытываемый бетонный образец в соответствии с требованиями государственного стандарта. Эта характеристика выбирается для конструкций, к которым предъявляется требование ограничения проницаемости, в зависимости от напорного градиента, определяемого как отношение максимального напора в метрах к толщине конструкции в метрах. Нормами установлены следующие марки бетона по водонепроницаемости: W2; W4; W6; W8; W10; W12. В нетрещиностойких безнапорных конструкциях морских гидротехнических сооружений марка бетона по водонепроницаемости должна быть не ниже W4. При значении напорного градиента до 5 марка бетона по водонепроницаемости должна приниматься W4, при 5—10 W6, при 10—15 W8, при 15—20 W10, при 20—30 W12.

Возраст бетона (срок твердения), соответствующий его классу по прочности на сжатие B, и осевое растяжение B_t назначаются при проектировании исходя из возможных реальных сроков загружения конструкции проектными нагрузками, способа возведения, условий твердения бетона. При отсутствии этих данных класс бетона устанавливается в возрасте 28 дней.

Нормативные и расчетные характеристики бетона. Класс бетона по прочности на осевое сжатие (кубиковая прочность) является условным показателем и непосредственно при расчете прочности элементов конструкций не используется. При осевом сжатии куба между плитами пресса и опорными гранями образца возникают силы трения, направленные внутрь и создающие эффект обоймы, влияние которой на прочность куба тем больше, чем меньше расстояние между его торцами.

Поэтому прочность бетона при одноосном сжатии определяют испытанием на сжатие бетонных призм с соотношением высоты к стороне основания h/a=3—4, при котором силы трения на торцах призмы практически не влияют на ее прочность.

Прочность бетона при растяжении в 10—20 раз меньше, чем при сжатии. Для ее количественной оценки производят испытания на разрыв бетонных образцов в виде восьмерок, на раскалывание в виде цилиндров, на изгиб бетонных балок согласно государственному стандарту.

За нормативные сопротивления бетона в зависимости от того, на какое воздействие он работает, приняты: сопротивление осевому сжатию призм (призменная прочность) R_{bn} и сопротивление осевому растяжению R_{btn}.

Нормативное сопротивление бетона растяжению R_{btn} в случаях, когда прочность бетона не контролируется, принимаются в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие B.

Если прочность бетона на растяжение контролируется на производстве, то нормативное сопротивление осевому растяжению R_{btn} принимается равным его гарантированной прочности (классу) на осевое растяжение B_t.

Расчетные сопротивления бетона R_b, R_{bt} для расчета по первой группе предельных состояний определяют делением соответствующих нормативных сопротивлений на коэффициенты надежности по бетону при сжатии γ_{bc}=1,3 или при растяжении γ_{bt}=1,5. Более высокое значение коэффициента надежности по бетону при растяжении, чем при сжатии, обусловлено повышенной изменчивостью прочностных свойств бетона при растяжении.

Расчетные сопротивления бетона для расчета по второй группе предельных состояний $R_{b,ser}$, $R_{bt,ser}$ устанавливают при значениях коэффициентов надежности по бетону γ_{bc}=γ_{bt}=1, так как наступление предельных состояний этой группы не столь опасно для сооружения (обычно не влечет за собой аварий, катастроф или жертв).

Таблица 2.1

Класс тяжелого бетона по прочности на сжатие	Нормативное и расчетное сопротивление бетона для предельных состояний второй группы, МПа		Расчетное сопротивление бетона для предельных состояний первой группы, МПа	
	Сжатие осевое (призменная прочность) R_{bn} и $R_{b,ser}$	Растяжение осевое R_{btn} и $R_{bt,ser}$	Сжатие осевое (призменная прочность) R_b	Растяжение осевое R_{bt}
B5	3,5	0,55	2,8	0 37
B7,5	5,5	0,70	4,5	0,48
B10	7,5	0,85	6,0	0.57
B12,5	9,5	1,00	7,5	0,66
B15	11,0	1.15	8,5	0,75
B20	15,0	1,40	11,5	0,90
B25	18,5	1,60	14,5	1,05
B30	22,0	1,80	17,0	1,20
B35	25,5	1,95	19,5	1,30
B40	29,0	2,10	22,0	1,40
B45	32,0	2,20	25,0	1,45
B50	36,0	2,30	27,5	1,55
B55	39,5	2,40	30,0	1,60
B60	43,0	2,50	33,0	1,65

В табл. 2.1 приведены нормативные и расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой и второй групп в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие.

Расчетные сопротивления бетона для первой группы предельных состояний снижаются или повышаются умножением на соответствующие коэффициенты условий работы бетона γ_{bi}, учитывающие свойства бетонов, длительность и повторяемость нагрузки, условия и характер работы конструкции, способ ее изготовления, размеры сечения и т. д.

Арматура железобетонных конструкций. Для армирования железобетонных конструкций гидротехнических сооружений без предварительного напряжения применяется арматура следующих классов:

стержневая горячекатаная: круглая класса A-I, периодического профиля классов A-II, A-III, а также A IV и A-V (только для продольной арматуры вязаных каркасов и сеток обычных и предварительно напряженных конструкций);

обыкновенная арматурная проволока периодического профиля класса Вр-I.

Для армирования предварительно напряженных железобетонных конструкций гидротехнических сооружений применяется арматура следующих классов:

стержневая горячекатаная периодического профиля классов A-IV, A-V, A-IIIв (упрочненная вытяжкой с контролем напряжений и удлинений);

стержневая термически упрочненная классов Ат-V и Ат-VI (стали повышенной коррозионной стойкости);

высокопрочная арматурная проволока гладкая класса B-II и периодического профиля класса Вр II (применяют в виде арматурных пучков из проволоки диаметром не менее 5 мм).

За нормативные сопротивления арматуры R_{sn} принимаются наименьшие контролируемые значения: для стержневой арматуры, высокопрочной проволоки — предела текучести, физического или условного, равного напряжению, соответствующему остаточному удлинению 0,2 % (рис. 2.1); для обыкновенной арматурной проволоки — напряжения, равного 0,75 временного сопротивления разрыву, определяемого как отношение разрывного усилия к номинальной площади сечения.

Указанные контролируемые характеристики арматуры принимаются в соответствии с государственными стандартами или техническими условиями на

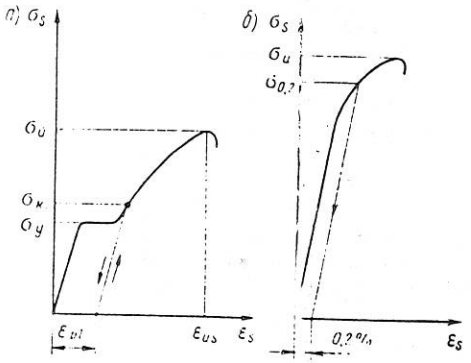


Рис. 2.1. Диаграммы σ_s—ε_s растяжения арматурных сталей:

а — с площадкой текучести ($R_{sn}=\sigma_y$); *б* — с условным пределом текучести ($R_{sn}=\sigma_{0,2}$)

Таблица 2.2

Вид и класс арматуры	Нормативное сопротивление растяжению R_{sn} и расчетное сопротивление растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$, МПа	Расчетное сопротивление арматуры для предельных состояний первой группы, МПа		
		Растяжение		Сжатие R_{sc}
		продольное R_s	поперечное (хомутов и отогнутых стержней) R_{su}	
Стержневая арматура класса:				
A-I	235	225	175	225
A-II	295	280	225	280
A-III диаметром, мм:				
6—8	390	355	285*	355
10—40	390	365	290*	365
A-IV	590	510	405	400
A-V	785	680	545	400
A-VI	980	815	650	400
A-IIIв с контролем:				
напряжения и удлинения	540	490	390	200
только удлинения	540	450	360	200
Проволочная арматура класса Вр-I диаметром, мм:				
3	410	375	270	375
4	405	365	265	365
5	395	360	260	360

* В сварных каркасах для хомутов из арматуры класса A-III, диаметр которых меньше $^1/_3$ диаметра продольных стержней, значения R_{su} принимаются равными 255 МПа.

арматурную сталь и гарантируются с вероятностью не менее 0,95.

Расчетные сопротивления арматуры растяжению R_s для предельных состояний первой и второй групп определяют делением соответствующих нормативных сопротивлений R_{sn} на коэффициент надежности по арматуре γ_s. При расчете конструкций по предельным состояниям первой группы значение γ_s нормируется от 1,05 до 1,20, при расчете по второй группе предельных состояний $\gamma_s=1,0$.

В табл. 2.2 приведены значения нормативных и расчетных сопротивлений основных видов арматуры, применяемой

в железобетонных конструкциях гидротехнических сооружений.

Строительные стали. В зависимости от назначения стали подразделяют на три группы: А, поставляемую по механическим свойствам, Б, поставляемую по химическому составу, В, поставляемую по механическим свойствам и химическому составу. Для строительных металлоконструкций применяются только стали группы В.

В зависимости от нормируемых показателей сталь каждой группы подразделяется на категории. Так, сталь группы В имеет категории 1, 2, 3, 4, 5, 6. Чем выше номер категории, тем больше нормируемых показателей. Номер категории указывают в конце марки стали.

Для обозначения степени раскисления к марке стали добавляют индексы: кп — кипящая; пс — полуспокойная; сп — спокойная. Кипящая сталь характеризуется неоднородностью химического состава и механических свойств, пониженными прочностными показателями и слабой сопротивляемостью хрупкому разрушению. В строительстве такие стали применяют для малоответственных конструкций.

Для наиболее ответственных строительных конструкций применяют спокойную сталь, имеющую высокие показатели по однородности химического состава и механических свойств, а также высокую сопротивляемость хрупкому разрушению. Полуспокойная сталь по своим свойствам занимает промежуточное положение между кипящей и спокойной.

Для сварных строительных металлоконструкций используют главным образом стали с низким содержанием углерода (до 0,25 %). Эти стали называют углеродистыми. Кроме углеродистых сталей, в строительстве используют также низколегированные стали с улучшенными механическими и химическими характеристиками. В марках легированных сталей числа и буквы обозначают: двузначные числа слева — содержание углерода в сотых долях процента; буквы справа от числа — Г — марганец, С — кремний, Х — хром, Н — никель, Д — медь, Ф — ванадий, М — молибден, А — азот, П — фосфор, Ю — алюминий; цифры после букв — примерное содержание соответствующего элемента в целых единицах процента (отсутствие цифры означает, что в стали содержится до 1 % указанного легирующего элемента); буквы пс в конце марки — полуспокойная сталь.

Для металлических конструкций причальных сооружений применяют следующие марки сталей: для несущих конструкций — ВСт3сп5, ВСт3Гпс5, ВСт3пс6 ГОСТ 380—88, 16д ГОСТ 6713—75; для анкерных тяг и их деталей — ВСт3сп2, ВСт3Гпс2 ГОСТ 380—88, а также круглую сталь ГОСТ 2590—88; для металлошпунтов — ВСт3сп4 ГОСТ 380—88, низколегированную сталь марки 15ХСНД ГОСТ 19281—73 и марки 16ХГ; для болтов крепления связных балок и швартовных тумб — Ст3сп3 ГОСТ 1759—87; для конструктивных элементов, не подлежащих расчету, ВСт3кп2 ГОСТ 380—88.

За нормативные сопротивления сталей принимаются минимальные значения предела текучести $R_{yn}=\sigma_y$ и временного сопротивления $R_{un}=\sigma_s$, приводимые в государственных стандартах или технических условиях на сталь рассматриваемой марки. Так как на металлургических заводах контроль предела текучести и временного сопротивления осуществляется выборочно, то в партию металла может попасть материал с худшими свойствами, чем это установлено стандартом. Поэтому при расчете металлических конструкций в формулы вводится не нормативное, а расчетное сопротивление стали.

Расчетные сопротивления проката и труб при растяжении, сжатии и изгибе равны нормативным сопротивлениям, деленным на коэффициент надежности по материалу γ_m (1,025÷1,15): по пределу текучести $R_y=R_{yn}/\gamma_m$; по временному сопротивлению $R_u=R_{un}/\gamma_m$.

Для других видов напряженного состояния расчетные сопротивления принимаются: для сдвига $R_s=0,58R_y$; для растяжения в направлении толщины проката $R_{th}=0,5R_y$; для смятия торцовой поверхности (при наличии пригонки) $R_p=R_u$; для местного смятия $R_{lp}=0,5R_u$.

Нормативные и расчетные сопротивления некоторых марок сталей, применяемых в портовом строительстве, приведены в табл. 2.3.

Коэффициенты условий работы (γ_{bi}, γ_{si}, γ_c, γ_{ca}) конструкции или материала конструкции. Это коэффициенты, оценивающие неблагоприятные и благоприятные условия работы конструкции или отдельных материалов конструкции, не учитываемые в расчете прямым путем. Этими коэффициентами оцениваются условия, характер и стадия работы элемента, способы его изготовления и закрепления, размеры сечения, специфика конструкции или сооружения, влияние температуры, агрессивности, влажности среды и длительности воздействия, приближенность расчетных схем и т. д. Коэффициенты, учитывающие благоприятные условия работы, больше единицы, а неблагоприятные условия работы — меньше единицы.

Коэффициенты условий работы материалов (γ_{bi}, γ_{si}) вводят множителем

Таблица 2.3

Марка стали	Вид проката	Толщина проката, мм	Нормативное сопротивление стали, МПа		Расчетное сопротивление стали, МПа	
			Предел текучести R_{yn}	Временное сопротивление R_{un}	Предел текучести R_y	Временное сопротивление R_u
ВСт3кп2	Лист	4—20	225	365	215	350
	»	21—40	215	365	205	350
	Лист, фасон	41—100	205	365	195	350
	Лист, фасон	Более 100	185	365	175	350
ВСт3пс6, ВСт3сп5, ВСт3Гпс5	Лист	4—20	235	370	225	350
	Фасон	4—20	245	370	225	350
ВСт3пс, ВСт3сп, ВСт3Гпс	Лист	21—40	225	370	215	350
	Фасон	21—40	225	370	215	350
15ХСНД	Фасон	4—9	345	490	330	465
	»	10—32	325	470	310	450

Таблица 2.4

№ п/п	Сооружения	Показатели, определяющие класс сооружений	Класс сооружений
1	Причальные основного назначения (грузовые, пассажирские, судостроительные и т. д.)	Глубина у сооружения, м:	
		более 25	I
		20—25	II
		менее 20	III
2	Оградительные сооружения (молы, волноломы, дамбы)	Глубина у сооружения, м:	
		более 25	I
		5—25	II
		менее 5	III
3	Внутрипортовые оградительные сооружения; береговые укрепления пассивной защиты	Высота сооружения, м:	
		более 15	II
		15 м и менее	III

к расчетным сопротивлениям материалов, когда оценивают условия работы отдельных материалов конструкции или вводят множителем непосредственно в формулу для расчета элемента при оценке условий работы элемента в целом (γ_c).

Дополнительный коэффициент условий работы γ_{ca}, учитывает особенности действительной работы элемента конструкции. Значение этого коэффициента нормируется в зависимости от возможных причин разрушения стальных, бетонных и железобетонных элементов конструкций, а также от причин потери устойчивости сооружения или основания. Значения коэффициентов γ_{ca} приведены в табл. 3, 4, 5 и 7 ВСН 3—80[1].

Коэффициент надежности по ответственности сооружения γ_n. Учитывает капитальность и значимость последствий при наступлении тех или иных предельных состояний. Все портовые гидротехнические сооружения в зависимости от их размеров, действующих на них нагрузок и последствий нарушения их эксплуатации делят на классы. В табл. 2.4 приведены классы основных гидротехнических сооружений морских портов.

[1] Инструкция по проектированию морских причальных сооружений. ВСН—80, Минморфлот. М.: ЦРИА «Морфлот», 1981. 116 с.

Основные гидротехнические сооружения речных портов 1, 2 и 3 категории следует относить к III классу, остальные сооружения — к IV классу. Категорию порта определяют в зависимости от среднесуточного грузо- или пассажирооборота. Так, при Q свыше 15 000 усл. т устанавливается 1 категория порта, при $Q=3501 \div 15\,000$ усл. т — 2 категория, при $Q=750—3500$ усл. т — 3 категория, при $Q=750$ усл. т и менее — 4 категория.

При расчетах по предельным состояниям первой группы значение коэффициента надежности γ_n принимается: для I класса сооружений 1,25; для II класса 1,20; для III класса 1,15; для IV класса 1,10.

При расчетах по предельным состояниям второй группы γ_n следует принимать равным 1,0.

§ 2.4. СТРУКТУРА РАСЧЕТНЫХ ФОРМУЛ ПРИ РАСЧЕТЕ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

Расчет по предельным состояниям первой группы. Этим расчетом гарантируются: общая прочность и устойчивость системы «сооружение — основание», прочность отдельных элементов сооружений на протяжении всего срока эксплуатации сооружения с учетом возможной изменчивости нагрузок в невыгодную для сооружения сторону (учитывается коэффициентом надежности по нагрузкам γ_f) и прочностных характеристик материалов в меньшую сторону (учитывается коэффициентом надежности по материалам γ_m). При этом должно быть выполнено условие, обеспечивающее недопущение наступления предельных состояний:

$$\gamma_{lc} F \leqslant (R\gamma_c)/\gamma_n,$$

где γ_{lc} — коэффициент сочетаний нагрузок;
F — расчетное значение обобщенного силового воздействия (сила, момент, напряжение), по которому производится оценка предельного состояния;
R — расчетное значение обобщенной несущей способности сооружения и основания, определяемое по расчетным прочностным характеристикам материалов и грунтов;
γ_c — коэффициент условий работы, учитывающий тип сооружения, конструкции или основания, вид материала, приближенность расчетных схем и другие факторы;
γ_n — коэффициент надежности по ответственности (назначению) сооружения.

Наступление предельных состояний по второй группе, как правило, не приводит к таким опасным последствиям, как исчерпание несущей способности. Поэтому расчеты гидротехнических сооружений, их конструкций и оснований по предельным состояниям второй группы производят, принимая значения коэффициентов надежности по нагрузке γ_f, по материалам γ_m, по грунтам γ_g, по назначению сооружения γ_n, а также коэффициента сочетаний нагрузок γ_{lc}, равного 1,0, за исключением случаев, установленных в СНиПе на проектирование отдельных видов сооружений, их конструкций и оснований.

Расчет по предельным состояниям второй группы. Этот расчет производят из условия:

$$S \leqslant S_u,$$

где S — совместная деформация основания и сооружения (осадки s, горизонтальные перемещения u, крены i и др.), определяемая расчетом;
S_u — предельное значение совместной деформации основания и сооружения, устанавливаемое соответствующими нормами проектирования сооружений, правилами технической эксплуатации оборудования.

При проектировании морских причальных сооружений, для которых еще не разработаны способы расчета с учетом неупругих деформаций, допускается выполнять расчет несущей способности (прочности) из условия, что наибольшие напряжения, определяемые по упругой стадии работы, не превышают соответствующих расчетных сопротивлений, т. е.

$$S_1 \leqslant \Phi,$$

где S_1 — наибольшее расчетное усилие в элементе конструкции;

Ф — расчетная несущая способность элемента конструкции, являющаяся функцией расчетных прочностных характеристик материалов, геометрических характеристик сечения и соответствующих коэффициентов условий работы.

Усилие S_1 рассматривается как обобщенное усилие. В конкретном расчете вместо усилия S_1 могут быть изгибающий момент M_1, поперечная сила Q_1 или продольная сила N_1.

При расчете конструкций причальных сооружений и их элементов по первой группе предельных состояний расчетное усилие

$$S_1 = \gamma_n \gamma_f \gamma_{lc} \gamma_{ca} S,$$

где γ_n, γ_f, γ_{lc}, γ_{ca} — коэффициенты надежности по назначению сооружения, по нагрузке, сочетания нагрузок и дополнительный коэффициент условий работы;

S — усилие (M, Q, N), полученное из статического расчета сооружения при нормативных значениях действующих эксплуатационных нагрузок.

Для причальных сооружений, взаимодействующих с грунтом, определение расчетных нагрузок при дифференцированной системе коэффициентов надежности по нагрузке (γ_f=0,8—1,3) вызывает значительные затруднения. Поэтому принят упрощенный путь введения средневзвешенного коэффициента надежности по нагрузке γ_f=1,25 к величинам усилий S (M, Q, N), действующих в элементах конструкций.

Вместе с коэффициентом γ_f=1,25 следует вводить дополнительный коэффициент условий работы (γ_{ca}=0,65—1,1), учитывающий условность метода расчета конструкций, взаимодействующих с грунтом.

При расчете устойчивости причальных сооружений и их элементов, кроме расчетов устойчивости анкерных стенок и плит, должны быть выполнены условия:

$$E_{d,\,I} \leqslant R_{h,\,I};\quad E_{d,\,I} = \gamma_f \gamma_{lc} \gamma_{ca} E_d;$$

$$R_{h,\,I} = (R_h \gamma_c)/\gamma_n,$$

где $E_{d,\,I}$ — расчетное значение суммы сдвигающих сил или моментов;

$R_{h,\,I}$ — расчетное значение суммы удерживающих сил или моментов;

γ_f, γ_{lc}, γ_{ac} — коэффициенты надежности по нагрузке (1,25), сочетания нагрузок (0,9—1,0), дополнительный коэффициент условий работы (0,75—1,25);

E_d — сдвигающие силы или моменты, полученные при нормативных нагрузках и характеристиках грунтов, соответствующих первой группе предельных состояний;

γ_c — коэффициент условий работы (для портовых сооружений γ_c = 1,15);

R_h — удерживающие силы или моменты, полученные при нормативных эксплуатационных нагрузках и характеристиках грунтов, соответствующих первой группе предельных состояний;

γ_n — коэффициент надежности по назначению сооружения (1,25—1,1).

Глава 3

НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ НА ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

§ 3.1. НАГРУЗКИ ОТ СОБСТВЕННОЙ МАССЫ СООРУЖЕНИЯ

Для подсчета веса сооружения (конструкции) G, кН, необходимо определить его массу и умножить на ускорение свободного падения:

$$G = V\rho g,$$

где V — объем сооружения (конструкции), м³;

ρ — плотность материала, т/м³;

g — ускорение свободного падения, равное 9,81 м/с².

Если сооружение имеет сложную конструкцию, то при определении объема оно разбивается на части в виде простых геометрических фигур, и вес каждой части прикладывается к ее центру тяжести.

Для части конструкции, находящейся в воде, необходимо учитывать гидростатическое взвешивание. Плотность воды ρ_w принимается 1,0 т/м³.

Средняя плотность основных строительных материалов, применяемых в гидротехническом строительстве, приведена в табл. 3.1.

Плотность грунта принимается: при расположении грунта выше расчетного уровня воды ρ_s по данным инженерно-геологических изысканий, при расположении грунта под водой ρ_p с учетом взвешивающего действия воды:

$$\rho_p = (\rho_s - \rho_w)/(1+e),$$

где ρ_s — средняя плотность грунта, т/м³;

e — коэффициент пористости грунта.

Таблица 3.1

Материалы	Плотность материала, т/м³	
	над водой	под водой
Железобетон	2,4—2,5	1,4—1,5
Тяжелый бетон	2,3—2,4	1,3—1,4
Песчаная засыпка	1,6—1,7	1,0—1,05
Каменная наброска	1,7—1,9	1,0—1,2
Сталь	7,8	6,8
Дерево	0,7	0,3

§ 3.2. НАГРУЗКИ ОТ ДАВЛЕНИЯ ГРУНТА

Многие портовые сооружения имеют вертикальные или наклонные элементы, соприкасающиеся с грунтом. На эти элементы сооружения действует нагрузка от бокового давления грунта. По характеру взаимодействия сооружения с грунтом различают активное давление или распор грунта и пассивное давление (отпор) грунта.

Одним из основных методов расчета бокового давления грунта является метод, основанный на теории прочности грунта, разработанной в 1773 г. известным французским инженером и физиком Кулоном.

Активное давление грунта. Грунт за подпорным сооружением рассматривается как сыпучая среда. Под влиянием собственной массы грунт стремится сползти и занять положение наклонной поверхности BE, называемой поверхностью обрушения (рис. 3.1). Сооружение, поддерживая сползающую массу грунта, испытывает давление от ее воздействия. Сползающий массив грунта BDE рассматривается как жесткий клин и называется призмой обрушения. Давление, которое оказывает призма обрушения на сооружение в момент ее сползания, называется активным давлением грунта.

Фактически поверхность скольжения призмы обрушения имеет криволинейное очертание. Теория давления, учитывающая криволинейный характер поверхности обрушения, разработана

В. В. Соколовским и С. С. Голушкевичем. При определении активного давления грунта теория Кулона (в предположении плоской поверхности обрушения) и теория В. В. Соколовского и С. С. Голушкевича (в предположении криволинейной поверхности обрушения) дают практически одинаковые результаты.

Закон изменения активного давления грунта по глубине в пределах однородного слоя грунта принят линейным. Ординаты эпюры горизонтальной составляющей активного давления грунта σ_{ax} на глубине h для однородного грунта:

$$\sigma_{ax} = (q + \rho g h)\,\lambda_a - c\lambda_{ac},$$

где q — временная эксплуатационная нагрузка на поверхности сооружения, влияние которой передается по плоскости обрушения в сечение, где определяется ордината активного давления, кПа;

ρ — плотность однородного грунта, т/м³;

g — ускорение свободного падения, равное 9,81 м/с²;

λ_a, λ_{ac} — коэффициенты горизонтальной составляющей активного давления грунта и от сил сцепления;

c — удельное сцепление грунта, кПа.

В практике строительства бывают случаи, когда грунты с разными физико-механическими свойствами отсыпаются по высоте сооружения послойно. Основания сооружений могут иметь естественные напластования грунтов с разными характеристиками.

В этом случае при построении эпюры активного давления грунта разнородные грунты разделяются на слои с неизменными физико-механическими свойствами и нумеруются, начиная с верхнего. Для i-го слоя грунта высотой h_i ординаты эпюры горизонтальной составляющей σ_{axi}:

$$\sigma_{axi} = (q_i + \rho_i g h_i)\,\lambda_{ai} - c_i\,\lambda_{aci}, \qquad (3.1)$$

где q_i — суммарная вертикальная нагрузка на поверхность i-го слоя от массы всех вышележащих слоев грунта и временной эксплуатационной нагрузки q на поверхности сооружения;

ρ_i, λ_{ai}, c_i, λ_{aci} — характеристики i-го слоя грунта.

Ординаты вертикальной составляющей активного давления грунта:

$$\sigma_{ayi} = \sigma_{axi}\,\mathrm{tg}\,(\alpha + \delta_i),$$

где α — угол наклона расчетной плоскости восприятия распорного давления к вертикали;

δ_i — угол трения i-го слоя грунта о плоскость восприятия распорного давления.

Коэффициент горизонтальной составляющей активного давления грунта:

$$\lambda_a = (\mathrm{tg}\,\alpha + \mathrm{tg}\,\beta)/[\mathrm{tg}\,(\alpha + \delta) + \mathrm{tg}\,(\beta + \varphi)],$$

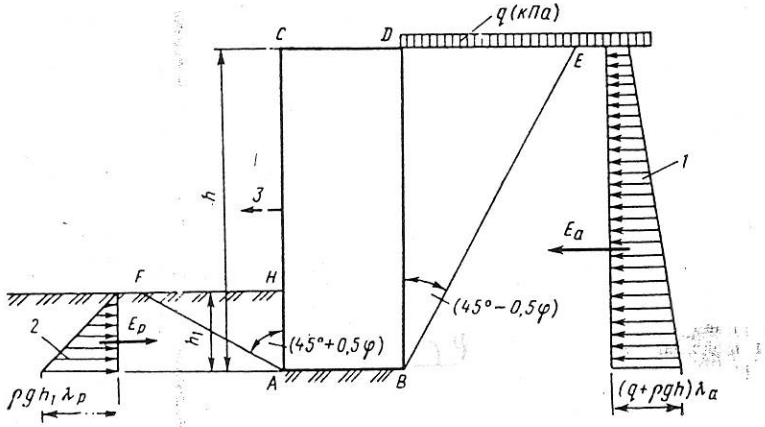


Рис. 3.1. Активное давление и пассивный отпор грунта:
1 — эпюра активного давления грунта; *2* — эпюра пассивного отпора грунта; *3* — направление смещения стенки; *BE* — плоскость обрушения грунта; *AF* — плоскость выпора грунта

где α и δ — то же, что и в формуле для σ_{ayi};

β — угол обрушения (между вертикалью и плоскостью обрушения);

φ — угол внутреннего трения грунта.

Для большинства причальных сооружений тыловая грань сооружения вертикальна ($\alpha=0$), поверхность грунта горизонтальна, а трением грунта о поверхность стены можно пренебречь для увеличения запаса несущей способности. В этом случае коэффициент горизонтальной составляющей активного давления грунта $\lambda_a = \mathrm{tg}^2\,(45° - \varphi/2)$.

Для связных грунтов коэффициент горизонтальной составляющей активного давления грунта от сил сцепления в грунте $\lambda_{ac} = 2\sqrt{\lambda_a}$.

Коэффициенты горизонтальной составляющей активного давления грунта для вертикальных тыловых граней сооружения и горизонтальной поверхности грунта можно определять по табл. 1 прил. 6 ВСН 3-80.

Пассивное давление грунта. В том случае, когда сооружение в процессе деформации смещается на грунт, со стороны массива, препятствующего смещению сооружения, возникает давление, направленное в сторону, противоположную смещению. Массив грунта AFH, смещаемый вверх по плоскости наименьшего сопротивления AF, называемой поверхностью выпора, создает отпор, называемый пассивным отпором или пассивным давлением грунта. Силы трения, возникающие в самом грунте по поверхности выпора и по контакту со стеной, увеличивают пассивный отпор грунта.

С точки зрения устойчивости сооружения на сдвиг и опрокидывание силы активного давления грунта являются отрицательным фактором, а силы пассивного отпора грунта способствуют лучшей устойчивости сооружения. Поэтому при расчете сооружения следует исходить из наиболее неблагоприятных условий работы сооружения, т. е. силы активного давления грунта, учитываемые в расчете, должны иметь максимально возможные значения, а силы пассивного отпора грунта — минимально возможные значения.

Закон изменения пассивного давления в пределах однородного слоя грунта так же, как и для активного давления, принимается линейным. При наличии разнородных грунтов основания ординаты горизонтальной составляющей пассивного давления грунта на вертикальную стенку для i-го слоя грунта высотой h_i определяются так:

$$\sigma_{pi} = (q_i + \rho_i g h_i)\,\lambda_{pi} + c_i\,\lambda_{pci}, \qquad (3.2)$$

где q_i, ρ_i, c_i — то же, что и в формуле (3.1), только для ординат пассивного давления грунта;

λ_{pi}, λ_{pci} — коэффициенты горизонтальной составляющей пассивного давления i-го слоя грунта и от сил сцепления; $\lambda_{pi} = \mathrm{tg}^2\,(45° + \varphi_i/2)$; $\lambda_{pci} = (0{,}9\lambda_{pi} - 1)/\mathrm{tg}\varphi_i$.

Величины λ_p и λ_{pc} рекомендуется определять по приведенным формулам или принимать их значения из табл. 2 прил. 6 ВСН 3-80.

Согласно нормам, определение λ_p и λ_{pc} можно производить по классической теории Кулона. В этом случае горизонтальная составляющая пассивного отпора грунта от сил сцепления $\lambda_{pc} = 2\sqrt{\lambda_p}$, или принимается по табл. 3 прил. 6 ВСН 3-80.

Приведенные способы определения бокового давления грунта — классический способ (метод Кулона), основанный на прямолинейном характере поверхности скольжения, и метод В. В. Соколовского и С. С. Голушкевича, основанный на криволинейном характере плоскостей скольжения, дают практически одинаковые результаты расчета для сыпучих грунтов без сцепления.

Для глинистых грунтов, т. е. для грунтов со сцеплением, когда устойчивость сооружения обеспечивается пассивным отпором грунта, несущая способность, подсчитанная по методу Кулона, дает несколько завышенный результат. Это обусловлено меньшими значениями коэффициентов λ_{pc}. Поэтому для сооружений типа больверк для определения бокового давления грунта рекомендуется пользоваться коэффициентами λ_p и λ_{pc}, определенными по методу В. В. Соколовского и С. С. Голушкевича. Для гравитационных сооружений при определении бокового давления грунта оба метода дают равноценные результаты.

При построении эпюр активного и пассивного давлений грунта ординаты давления определяют для характерных расчетных сечений. Такими сечениями следует считать: границы слоев грунта с неизменными физико-механическими характеристиками; места пересечения расчетной плоскости восприятия распорного давления с плоскостями обрушения, проведенными из точек скачкообразного изменения интенсивности равномерно распределенной нагрузки, расположенной на поверхности грунта. При этом считают, что передача давления с поверхности грунта на расчетную плоскость происходит по плоскости обрушения, т. е. под углом $\beta = 45° - 0{,}5\varphi$ к вертикали.

Для сечений, которым соответствует скачкообразное изменение интенсивности нагрузки на поверхности грунта или которые являются границей слоев с разными значениями углов внутреннего трения φ, ординаты давления подсчитываются дважды (при значениях φ выше- и нижележащего слоев или при разных значениях q равномерно распределенной нагрузки в месте скачка).

Для контроля правильности качественного построения эпюр активного и пассивного давлений грунта рекомендуется усвоить следующие правила.

1. На границе двух слоев грунта, имеющих одинаковые углы внутреннего трения φ и разные плотности грунта ρ_s, на эпюре давления наблюдается излом. При этом, если плотность нижележащего слоя грунта больше, чем плотность верхнего слоя грунта, то наклон эпюры давления по сравнению с вышележащим слоем изменится в сторону увеличения давления.

2. На границе двух слоев грунта, имеющих одинаковые плотности ρ_s и разные значения углов внутреннего трения φ, на эпюре давления наблюдается скачок. При этом, если φ_i нижележащего слоя больше, чем φ_{i-1} вышележащего слоя, то скачок на эпюре давления будет в сторону снижения давления, и, наоборот, если φ_i нижележащего слоя меньше, чем φ_{i-1} вышележащего слоя, то скачок будет в сторону увеличения давления.

Пример 3.1. Построить эпюры и определить значения активного и пассивного давления грунта на стену сооружения для частного случая (тыловая грань сооружения вертикальна, поверхность грунта горизонтальна и угол трения грунта о тыловую грань сооружения равен нулю) при следующих исходных данных: отметках линии кордона причала +2,5 м, уровня воды 0,0, дна у причала —5,5 м, низа стенки—11,0 м; нормативных эксплуатационных нагрузках на поверхности причала $q_1 = 15$ кПа (на участке $a = 2$ м от линии кордона), $q_2 = 30$ кПа; плотности грунта засыпки над водой $\rho_1 = 1{,}73$ т/м³, то же, под водой $\rho_2 = 1{,}12$ т/м³, грунта основания $\rho_3 = 1{,}22$ т/м³ и $\rho_4 = 1{,}07$ т/м³; угле внутреннего трения грунта $\varphi_1 = \varphi_2 = 33°$, $\varphi_3 = 23°$, $\varphi_4 = 18°$; удельном сцеплении грунта основания $c_3 = 3{,}0$ кПа; $c_4 = 8{,}0$ кПа. Расчетная схема, соответствующая исходным данным примера, показана на рис. 3.2, *а*.

Последовательность расчета. 1. Определяем отметку сечения на стенке, соответствующую изменению интенсивности равномерно распределенной нагрузки на поверхности причала $x = a/\mathrm{tg}\beta = 2{,}0/\mathrm{tg}\,(45° - 0{,}5 \cdot 33°) = 3{,}7$ м.

Тогда отметка сечения 2,5—3,7 = —1,2 м.

2. Коэффициенты горизонтальной составляющей активного и пассивного давления грунта (λ_{ai}, λ_{pi}), коэффициенты от сил сцепления (λ_{aci}, λ_{pci}) определяем по соответствующим формулам:

$\lambda_{a1} = \lambda_{a2} = \mathrm{tg}^2\,(45° - 33°/2) = 0{,}30$; $\lambda_{a3} = \mathrm{tg}^2\,(45° - 23°/2) = 0{,}44$; $\lambda_{a4} = \mathrm{tg}^2\,(45° - 18°/2) = 0{,}53$; $\lambda_{ac2} = 2\sqrt{0{,}44} = 1{,}32$; $\lambda_{ac4} = 2\sqrt{0{,}53} = 1{,}45$; $\lambda_{p3} = \mathrm{tg}^2\,(45° + 23°/2) = 2{,}28$; $\lambda_{p4} = \mathrm{tg}^2\,(45° + 18°/2) = 1{,}89$; $\lambda_{pc3} = (0{,}9 \cdot 2{,}28 - 1)/\mathrm{tg}\,23° = 2{,}48$; $\lambda_{pc4} = (0{,}9 \cdot 1{,}89 - 1)/\mathrm{tg}\,18° = 2{,}15$.

3. Ординаты эпюры активного давления грунта σ_{ai}, кПа, определяем по формуле (3.1) на отметках:

2,5 $\sigma_{a0} = 15 \cdot 0{,}30 = 4{,}5$;

0,0 $\sigma_{a1} = (15 + 1{,}73 \cdot 9{,}81 \cdot 2{,}5)0{,}3 = 17{,}2$;

— 1,2 $\sigma_{a2} = (15 + 1{,}73 \cdot 9{,}81 \cdot 2{,}5 + 1{,}12 \cdot 9{,}81 \cdot 1{,}2)0{,}3 = 21{,}2$;

$\sigma'_{a2} = (30 + 1{,}73 \cdot 9{,}81 \cdot 2{,}5 + 1{,}12 \cdot 9{,}81 \cdot 1{,}2) \times 0{,}3 = 25{,}7$;

— 5,5 $\sigma_{a3} = (30 + 1{,}73 \cdot 9{,}81 \cdot 2{,}5 + 1{,}12 \cdot 9{,}81 \cdot 5{,}5)\ 0{,}3 = 39{,}9$;

$\sigma'_{a3} = (30 + 1{,}73 \cdot 9{,}81 \cdot 2{,}5 + 1{,}12 \cdot 9{,}81 \cdot 5{,}5) \times 0{,}44 - 3{,}0 \cdot 1{,}32 = 54{,}6$;

— 8,5 $\sigma_{a4} = (30 + 1{,}73 \cdot 9{,}81 \cdot 2{,}5 + 1{,}12 \cdot 9{,}81 \times 5{,}5 + 1{,}22 \cdot 9{,}81 \cdot 3{,}0)0{,}44 - 3{,}0 \cdot 1{,}32 = 70{,}4$;

$\sigma'_{a4} = (30 + 1{,}73 \cdot 9{,}81 \cdot 2{,}5 + 1{,}12 \cdot 9{,}81 \cdot 5{,}5 + 1{,}22 \cdot 9{,}81 \cdot 3{,}0)\ 0{,}53 - 8{,}0 \cdot 1{,}45 = 78{,}0$;

— 11,0 $\sigma_{a5} = (30 + 1{,}73 \cdot 9{,}81 \cdot 2{,}5 + 1{,}12 \times 9{,}81 \cdot 5{,}5 + 1{,}22 \cdot 9{,}81 \cdot 3{,}0 + 1{,}07 \cdot 9{,}81 \cdot 2{,}5) \times 0{,}53 - 8{,}0 \cdot 1{,}45 = 91{,}9$.

4. Ординаты эпюры пассивного давления грунта σ_{pi}, кПа, определяем по формуле (3.2) на отметках:

$-5{,}5\ \sigma_{p3} = 3{,}0 \cdot 2{,}48 = 7{,}4$;

— 8,5 $\sigma_{p4} = 1{,}22 \cdot 9{,}81 \cdot 3{,}0 \cdot 2{,}28 + 3{,}0 \cdot 2{,}48 = 89{,}5$;

$\sigma'_{p4} = 1{,}22 \cdot 9{,}81 \cdot 3{,}0 \cdot 1{,}89 + 8{,}0 \cdot 2{,}15 = 85{,}2$;

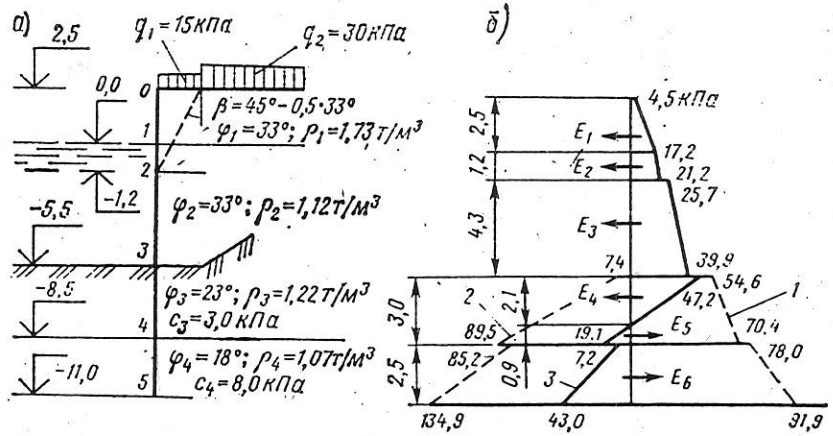


Рис. 3.2. Построение суммарной эпюры активного и пассивного давления грунта на вертикальную стенку:

а — расчетная схема сооружения; *б* — эпюры давления от грунта и временных нагрузок; *1* — эпюра активного давления грунта; *2* — эпюра пассивного отпора грунта; *3* — суммарная эпюра давления грунта

— 11,0 $\sigma_{p5} = (1{,}22 \cdot 9{,}81 \cdot 3{,}0 + 1{,}07 \cdot 9{,}81 \times 2{,}5)1{,}89 + 8{,}0 \cdot 2{,}15 = 134{,}9$.

5. Строим эпюры активного (со стороны засыпки) и пассивного (со стороны акватории) давления грунта. Для этого в принятом масштабе (например, 1 см = 20 кПа) на соответствующих отметках откладываем ординаты вычисленных давлений. Соединяем концы ординат прямыми линиями (см. рис. 3.2, *б*).

Ординаты суммарной эпюры давления определяются по разности давлений в соответствующих сечениях и откладываются на эпюре со стороны большего по абсолютному значению давления.

6. Определяем полную величину активного E_a и пассивного E_p давления грунта на стену, для чего подсчитываем равнодействующие отдельных участков эпюр, численно равных площадям этих участков:

$E_1 = (4{,}5 + 17{,}2) \cdot 2{,}5/2 = 27{,}1$ кН; $E_2 = (17{,}2 + 21{,}2)1{,}2/2 = 23{,}0$ кН; $E_3 = (25{,}7 + 39{,}9)4{,}3/2 = 141$ кН; $E_4 = 47{,}2 \cdot 2{,}1/2 = 49{,}6$ кН; $E_5 = 19{,}1 \cdot 0{,}9/2 = 8{,}6$ кН; $E_6 = (7{,}2 + 43{,}0)2{,}5/2 = 62{,}8$ кН; $E_a = 27{,}1 + 23{,}0 + 141 + 49{,}6 = 240{,}7$ кН; $E_p = 8{,}6 + 62{,}8 = 71{,}4$ кН.

Пути снижения активного давления грунта. Чем больше активное давление грунта, тем массивнее и прочнее должно быть сооружение, чтобы обеспечить необходимую несущую способность. Поэтому одной из задач при проектировании распорных гидротехнических сооружений является снижение активного давления грунта.

Существуют следующие приемы снижения активного давления грунта: применение в качестве засыпки грунта с большим углом внутреннего трения φ; создание консольных выступов на тыловой грани сооружения; создание срезов на тыловой грани сооружения под углом призмы обрушения β.

Применение грунта с большим φ. В качестве засыпки обычно применяют песок, угол внутреннего трения которого в зависимости от его крупности изменяется от 25 до 40°. Из формулы (3.1) видно, что при прочих равных условиях для сыпучих грунтов давление σ_a в конечном счете зависит от коэффициента горизонтальной составляющей активного давления грунта λ_a, который зависит от угла внутреннего трения φ. Чем больше φ, тем меньше λ_a.

Наибольший угол внутреннего трения φ имеет отсыпка из камня ($\varphi_s = 45°$). Отсыпка каменной призмы за тыловой гранью сооружения делается так, чтобы через ее тело проходила плоскость обрушения. В этом случае каменная призма является разгрузочной, уменьшающей активное давление грунта.

При построении эпюры активного давления грунта следует учитывать пригрузку от грунта, расположенного на откосе каменной призмы (рис. 3.3).

Ординаты $\Delta\sigma_i$ дополнительной эпюры от пригрузки грунта следует определять:

в пределах каменной призмы на высоте ΔH по формуле:

$$\Delta\sigma_i = q_i\,(\lambda_{ag} - \lambda_{as})\,S'_0/\Delta H;$$

ниже каменной призмы на высоте Δt по формуле:

$$\Delta\sigma_i = q_i\,(\lambda_{ag} - \lambda_{as})\,S_0/\Delta t,$$

где q_i — суммарная вертикальная нагрузка на уровне пересечения откоса каменной призмы плоскостью обрушения, проведенной из точки тыловой плоскости стены, в которой определяется ордината $\Delta\sigma_i$, кПа, от массы всех вышележащих слоев грунта и временной эксплуатационной нагрузки q на поверхности сооружения;

λ_{ag} — коэффициент горизонтальной составляющей активного давления грунта, расположенного на откосе каменной призмы;

λ_{as} — коэффициент горизонтальной составляющей активного давления каменной отсыпки;

S'_0 и S_0 — проекции на вертикаль отрезков линии откоса каменной призмы, заключенных между плоскостями обрушения, проходящими соответственно через концы участков ΔH и Δt расчетной плоскости лицевой стенки.

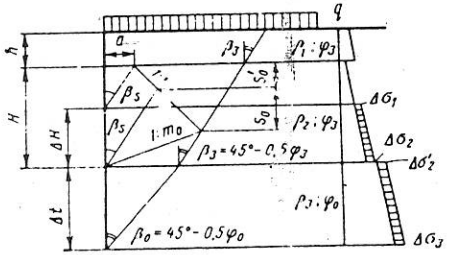


Рис. 3.3. Схема определения ординат $\Delta\sigma_i$ дополнительной эпюры от пригрузки грунта на откос каменной призмы

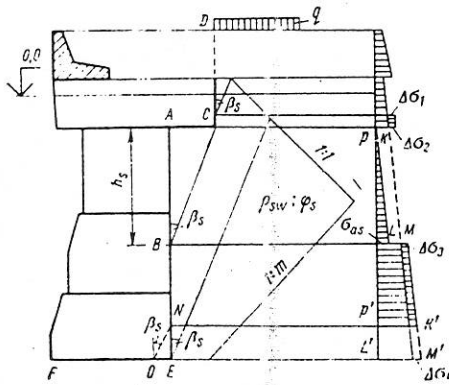


Рис. 3.4. Схема построения эпюры активного давления грунта с учетом разгружающего влияния консольного выступа и срезки тыловой грани под углом обрушения β_s

Проекции определяют по формулам:

$$S'_0 = (H \operatorname{tg}\beta_s - a)/(1 + \operatorname{tg}\beta_s);$$

$$S_0 = [Hm_0 - a - S'_0\,(1 + m_0)]/(1 + m_0).$$

Создание консольного выступа на тыловой грани сооружения. Влияние консольного выступа на тыловой грани сооружения рассмотрим на примере причального сооружения из кладки массивов конструкции Союзморниипроекта (рис. 3.4).

Верхний курс массива образует консоль AC над тыловой гранью массивовой кладки. От точки D до точки C эпюра активного давления грунта строится обычным способом. Расчетной плоскостью давления является плоскость DC. Ниже консоли AC на тыловой грани сооружения появляется участок AB, на который грунт, лежащий выше точки C, не воздействует, так как все давление воспринимается консолью AC. На участок AB давление оказывает камень в объеме призмы обрушения ABC, поэтому в точке A активное давление грунта равно нулю.

На участке AB давление возрастает от нуля до σ_{as},

$$\sigma_{as} = \rho_s\,g h_s\,\lambda_{as},$$

где $h_s = (AC)\operatorname{ctg}\beta_s$.

Ниже точки B влияние консоли не проявляется, и на участке BE давление грунта определяется обычным способом без учета влияния консоли, но с учетом всех вышележащих слоев грунта.

В результате влияния консоли активное давление грунта на тыловую грань сооружения уменьшается на площадь эпюры $PKLM$. Благодаря консоли также устраняется давление от пригрузки каменной призмы грунтом $\Delta\sigma_i$ на участке AB. Кроме того, в результате воздействия веса консольного участка верхнего массива и грунта, лежащего на консоли, происходит выравнивание напряжений в основании сооружения (давление в точке F уменьшается, а в точке E увеличивается).

Создание срезов тыловой грани сооружения у основания под углом призмы обрушения β_s. Активное давление грунта имеет наибольшее значение у основания сооружения. Предположим, что тыловая грань у основания срезана под углом обрушения β_s плоскостью NO. Тогда на участке NO сползания грунта, а значит, и давления грунта не будет, так как ниже плоскости обрушения грунт на откосе устойчив.

На рис. 3.4 показано, что при подрезке тыловой грани сооружения под углом обрушения можно уменьшить активное давление на стенку на величину площадки $P'K'L'M'$, приходящейся на высоту срезанной части стенки NE.

Определение активного давления грунта для общего случая. Общий случай определения активного давления грунта предусматривает учет угла α (отклонение от вертикали плоскости восприятия распорного давления), угла δ (трение грунта о плоскость восприятия распорного давления), а также различные случаи расположения равномерно распределенной нагрузки на поверхности призмы. Задача сводится к определению угла обрушения β, при котором давление на стенку будет максимальным.

Если тыловая грань сооружения отклонена от вертикали на угол α, то угол β:

$$\operatorname{tg}\beta = -V \pm \sqrt{V\,(V + \operatorname{ctg}\varphi - \operatorname{tg}\alpha + S_\beta) - \cdots - \operatorname{ctg}\varphi \operatorname{tg}\alpha + S_\beta \operatorname{ctg}\varphi},$$

где $V = \operatorname{tg}(\alpha + \delta + \varphi)$;

S_β — коэффициент, учитывающий расположение временной нагрузки на призме обрушения;

$$S_\beta = \frac{2\Sigma a_i\,(q_0 - q_i)}{[H\,(H\rho_2 g + 2q_0 + 2\Sigma\,(\rho_i - \rho_2)\,g h_i]};$$

a_i и q_i — соответственно ширина полосы приложения ($a_1, a_2, a_3, \ldots, a_n$) и интенсивности нагрузки ($q_1, q_2, q_3, \ldots, q_n$) на тех участках, где $q_i \neq q_0$ (рис. 3.5);

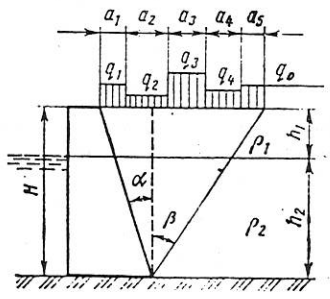


Рис. 3.5. Схема расположения временной нагрузки для определения угла β, при котором давление на стенку будет максимальным

q_0 — интенсивность нагрузки в точке выклинивания на поверхности территории причала плоскости обрушения, кПа;

$\rho_i h_i$ — плотность и высота i-го слоя грунта;

ρ_2 — плотность подстилающего слоя грунта в призме обрушения, т/м³.

При определении в грунте засыпки угла наклона плоскости восприятия распора α и соответствующего ему наклона плоскости обрушения β исходят из условия получения максимального распорного давления призмы обрушения на стенку. Обычно задача решается путем подбора угла α при $\delta = \varphi$ и нахождения соответствующего ему значения угла β. За расчетное принимается наименьшее значение $\operatorname{tg}\beta$, соответствующее максимальному распорному давлению на стенку при определенном значении угла α.

§ 3.3. НАГРУЗКИ ОТ СКЛАДИРУЕМЫХ ГРУЗОВ

Нагрузки от складируемых грузов на причальном сооружении принимаются равномерно распределенными, но интенсивность их по разным зонам, начиная от линии кордона, разная. Эксплуатационные нагрузки в зависимости от назначения причалов делятся на категории (0, I, II, III).

Как правило, по мере удаления от линии кордона влияние складируемой нагрузки на конструкцию причального сооружения уменьшается. Благодаря этому можно увеличивать нагрузку от складируемых грузов по мере удаления от линии кордона.

Нагрузки от складируемых грузов нормируются по четырем зонам (рис. 3.6).

Зона *А* прилегает непосредственно к линии кордона. Здесь могут располагаться случайные грузы с ограниченной высотой штабелирования. Ширина этой зоны ограничена и выбирается из условия свободного прохождения портального крана (расстояние между осью первого от кордона подкранового пути и границей зоны *А* должно быть 2 м). Первый подкрановый путь располагается от линии кордона на расстояниях 2,25 м; 2,75; 3,35; 3,50; 4,00 м. При малых расстояниях эта зона практически отсутствует.

Зона *Б* — это зона расположения основных перегрузочных механизмов и транспортных средств. Здесь может также складироваться груз, однако высота его штабелирования ограничена, так как эта зона располагается непосредственно на причальном сооружении и может привести к его неоправданному утяжелению. Ширина этой зоны, м: $Б=К+4$, где $К$ — ширина колеи портала, м. Ширина колеи портала: для однопутного портала (под порталом проходит одна нить железнодорожного пути) 6 м, для двухпутного 10,5, для трехпутного портала 15,3, для контейнерного перегружателя 15,3 или 16,8 м.

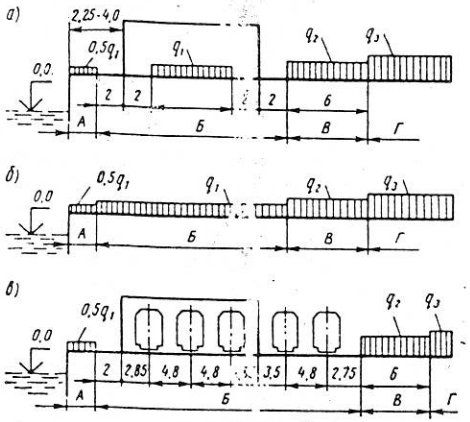


Рис. 3.6. Основные схемы расположения эксплуатационных нагрузок на причале (*а, б, в*) и разделение территории причала на зоны (*А, Б, В, Г*)

Таблица 3.2

Категория нормативных эксплуатационных нагрузок	Нагрузка от перегрузочных машин и транспортных средств			Нагрузка от складируемых грузов, кПа			
	Прикордонные краны и перегружатели	Подвижной железнодорожный состав, кН/м пути	Безрельсовый транспорт	В прикордонной зоне		В переходной зоне *Б*	В тыловой зоне *Г*
				А	*Б*		
				$0,5q_1$	q_1	q_2	q_3
0—с	К-350	140	Н-300	20	40	120	200
0—б	К-350	140	Н-300	7,5	15	20	20
0—к	КП	—	КВ-700, КВ-350	20	40	60	100
0	К-350	140	Н-300	20	40	120	200
I	К-350	140	Н-300	20	40	60	100
II	К-250	140	Н-300	15	30	40	60
III	—	—	Н-100	7,5	15	20	20

Зоны *А* и *Б* образуют прикордонный участок территории причала.

Зона *В* — это переходная зона. Здесь обычно располагаются откосы штабелей навалочных грузов. Переходная зона имеет ширину 6 м.

Зона *Г* — тыловая зона, наиболее удаленная от линии кордона. Здесь допускаются наибольшие эксплуатационные нагрузки. Ширина этой зоны ограничена радиусом действия перегрузочных машин и размерами тыловой территории.

Нагрузки от складируемых грузов, а также от перегрузочных машин и транспортных средств приведены в табл. 3.2.

§ 3.4. НАГРУЗКИ ОТ ПЕРЕГРУЗОЧНЫХ МАШИН И ТРАНСПОРТНЫХ СРЕДСТВ

Нагрузки от портальных кранов, перегружателей передаются на причальное сооружение через колеса крановых тележек и являются сосредоточенными нагрузками. На рис. 3.7 показаны схемы тележек портальных кранов и контейнерных перегружателей.

На рис. 3.8 показаны три расчетных положения стрелы крана: *I*, *II* и *III*. Соответственно этим положениям стрелы крана возникает различная сила воздействия ноги крана на рельс. Максимальное усилие на колесе возникает

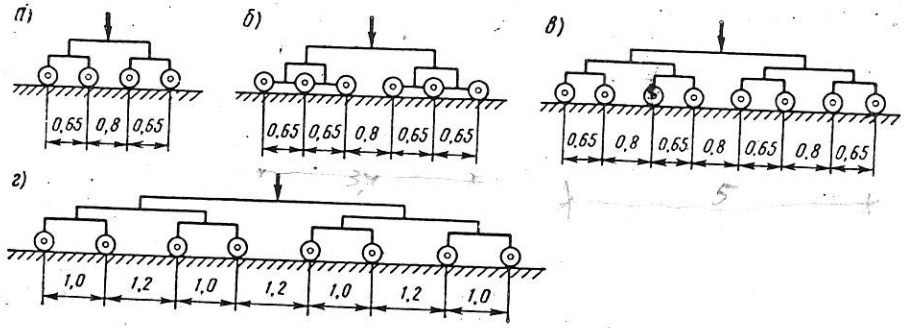


Рис. 3.7. Схемы нагрузок от портальных кранов и контейнерных перегружателей:
а — от крана К-250; *б, в* — от крана К-350; *г* — от контейнерного перегружателя КП

при *III* положении стрелы крана, т. е. когда стрела направлена на угол крана.

Максимальное усилие, которое передается через каждое колесо крана или контейнерного перегружателя: для крана типа К-250—250 кН, для крана типа К-350 (при шести колесах в тележке) — 350 кН, для крана К-350 (при восьми колесах в тележке) — 265 кН, для контейнерного перегружателя — 450 кН. Максимальное усилие на колесо учитывают в расчете, если причал оборудован только одним краном.

Если причал оборудован двумя кранами, то при их сближении наиболее невыгодные для причала условия создаются при *I* положении стрелы в обоих кранах. При таком положении возникает максимальная нагрузка от действия двух ног соседних кранов. Минимальное расстояние между осями крайних колес двух сближенных кранов типа К-250 и К-350 составляет 2,5 м.

Расстояние между ногами крана в продольном направлении называется базой крана. База портального крана типа К-250 и К-350 составляет 10,5 м, база контейнерного перегружателя 16 м.

Нагрузка от кранов создает существенные усилия в конструкциях причальных сооружений. При этом характер и значение усилия зависят от типа причального сооружения.

Причальное сооружение распорного типа. В таких сооружениях (при отсутствии свайного основания под крановыми путями) сосредоточенная нагрузка от крана через грунт передается на тыловую грань сооружения (его расчетную плоскость).

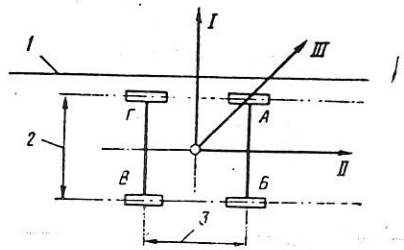


Рис. 3.8. Расчетные положения стрелы крана (*I, II, III*) при определении воздействия колес крана на причал:
1 — линия кордона; *2* — колея крана; *3* — база крана

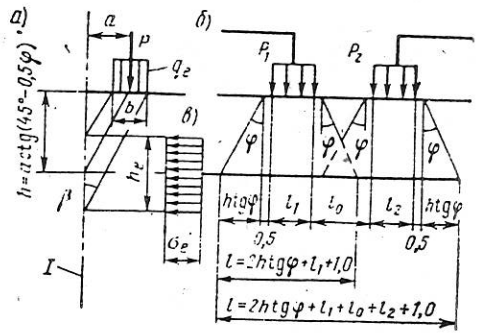


Рис. 3.9. Схемы определения эквивалентной крановой нагрузки:
а — схема поперечного разреза; *б* — схема продольного разреза; *в* — эпюра давления грунта от эквивалентной крановой нагрузки; *1* — расчетная плоскость лицевой стенки

В этом случае определяют активное давление грунта от крановой нагрузки и полученную эпюру суммируют с эпюрой от активного давления грунта. Порядок расчета следующий.

1. Крановая нагрузка в виде сосредоточенной нагрузки от колес крана заменяется эквивалентной ей равномерно распределенной нагрузкой интенсивностью q_e (рис. 3.9,*а*), подсчитанной для глубины, на которой давление от крана передается на стенку сооружения.

При этом в поперечном направлении ширина площадки b, на которую передается давление, принимается равной длине шпалы 1,35 м или ширине подкрановой плиты, или балки. В продольном направлении длина площадки l получается из условия, что давление от опоры крана передается в глубину под углом внутреннего трения φ (рис. 3.9,*б*). При этом длина рельса, на которую передается давление от тележки крана, принимается равной расстоянию между крайними колесами тележки плюс по 0,5 м с каждой стороны от крайних колес тележки.

Эквивалентная равномерно распределенная нагрузка

$$q_e = P/(bl),$$

где P — максимальная суммарная нагрузка от группы сосредоточенных сил при эксплуатации сближенных или одиночных кранов ($P = \Sigma P_i$), давление от которых передается на длину полосы распределения l;

b — ширина подкрановой плиты, балки или длина шпалы;

l — длина полосы распределения нагрузки вдоль линии кордона причала, определяемая в соответствии с рис. 3.9, *б*.

Обычно эквивалентную крановую нагрузку определяют только для прикордонной опоры крана. Давление от тыловой крановой опоры принимают равным равномерно распределенному давлению от складирования грузов в этой зоне.

2. Определяется активное давление грунта от действия эквивалентной крановой нагрузки по формуле $\sigma_e = q_e\lambda_a$, где λ_a — коэффициент горизонтальной составляющей активного давления грунта, подсчитанный для глубины, на которой давление от крана передается на стенку сооружения.

3. Определяется высота участка на расчетной плоскости h_e, на котором давление от крана передается на стену сооружения. Для этого следует из точек, соответствующих началу и концу шпалы, под углом обрушения β провести прямые линии до пересечения с расчетной плоскостью стенки. Высота h_e определяется по формуле $h_e = b\operatorname{ctg}\beta$.

Если в пределах участка h_e находится граница двух слоев грунта с разными значениями угла внутреннего трения φ, то эпюра σ_e на границе этих слоев будет иметь скачок.

Пример 3.2. Определить активное давление грунта на стену сооружения от действия одиночного крана при следующих исходных данных: крановая нагрузка типа К=350 (в опоре 6 колес), максимальное усилие на колесо P_i = 350 кН; расстояние от расчетной плоскости до первого от кордона кранового рельса a = 2,75 м; длина шпалы b = 1,35 м; угол внутреннего трения грунта засыпки φ = 34°.

Последовательность расчета. 1. Определяем высоту участка h_e, на котором давление от крана передается на расчетную плоскость (см. схему на рис. 3.9, *а*):

$h_e = 1{,}35\operatorname{ctg}\beta = 1{,}35\operatorname{ctg}28° = 1{,}35\cdot1{,}881 = 2{,}5$ м, где β — угол плоскости обрушения; $\beta = 45° - 0{,}5\varphi = 45° - 0{,}5\cdot34° = 28°$.

2. Определяем длину площадки l (см. схему на рис. 3.9, *б*), на которую передается давление от опоры крана в продольном направлении. Для одиночного крана $l = 2h\operatorname{tg}\varphi + l_1 + 1{,}0 = 2\cdot5{,}2\operatorname{tg}34° + 3{,}4 + 1{,}0 = 2\cdot5{,}2\cdot0{,}674 + 3{,}4 + 1{,}0 = 11{,}4$ м, где $h = a\operatorname{ctg}(45°-0{,}5\varphi) = 2{,}75\operatorname{ctg}(45°-0{,}5\cdot34°) = 5{,}2$ м; $l_1 = 4\cdot0{,}65 + 0{,}8 = 3{,}4$ м (схему тележки крана см. на рис. 3.7, *б*).

3. Определяем эквивалентную равномерно распределенную нагрузку $q_e = \Sigma P_i/(bl) = 6\cdot350/(1{,}35\cdot11{,}4) = 136{,}5$ кПа.

4. Определяем активное давление грунта σ_e от действия крановой нагрузки по формуле $\sigma_e = q_e\lambda_a = 136{,}5\cdot0{,}28 = 38{,}2$ кПа, где $\lambda_a = \operatorname{tg}^2(45°-34°/2) = 0{,}28$.

5. Равнодействующую активного давления грунта от крановой нагрузки определяем как площадь эпюры σ_e, т.е. $E = \sigma_e h_e = 38{,}2\times2{,}5 = 95{,}5$ кН/м.

Причальные сооружения эстакадного типа. Для сооружений этого типа нагрузка от портальных кранов является одной из основных. Рассчитывая поперечную раму эстакады, приходится решать задачу, связанную с определением максимальной нагрузки на раму от действия кранов. При этом продольный ригель эстакады, по которому перемещается кран, рассматривается как многопролетная неразрезная балка на упругосмещающихся опорах, а поперечные рамы эстакады — как опоры этого ригеля. Нагрузку на поперечную раму от действия кранов можно получить путем построения линии влияния (от $P=1$) одной из опор четырехпролетной неразрезной балки и последующего ее загружения фактической крановой нагрузкой.

В приближенном расчете можно построить линию влияния опорной реакции от единичной крановой нагрузки для двух смежных продольных пролетов эстакады, рассматривая их как простые балки (разрезная система), опирающиеся на расчетный поперечный ряд свай.

В этом случае линия влияния опорной реакции для средней опоры имеет форму треугольника с максимальной ординатой, равной единице над этой опорой (рис. 3.10).

На рис. 3.10, *а* показана схема расположения фактической крановой нагрузки на продольном ригеле, при котором опорная реакция (нагрузка на поперечный ряд свай) будет иметь максимальное значение.

Максимальная нагрузка на поперечную раму возникает при действии двух сближенных кранов. Оба крана можно рассматривать при III (см. рис. 3.8) положении стрелы крана. В этом случае усилие на ногу A основного крана будет максимальным (P_1), а на ногу $Г$ соседнего крана — минимальным (P_2). На рис. 3.10, *а* основной кран обозначен *I*, а соседний кран *II*. Для крановой нагрузки типа К=250 P_2=137,5 кН, для К=350 (6 колес в тележке) — 195 кН, для К=350 (8 колес в тележке) — 145 кН.

При загружении линии влияния фактической крановой нагрузкой ногу основного крана с максимальным усилием на колесо тележки (P_1) располагаем над средней опорой так, чтобы середина крановой тележки находилась над максимальной ординатой линии влияния. Ногу соседнего крана располагаем так, чтобы между крайними колесами основного и соседнего крана было расстояние 2,5 м.

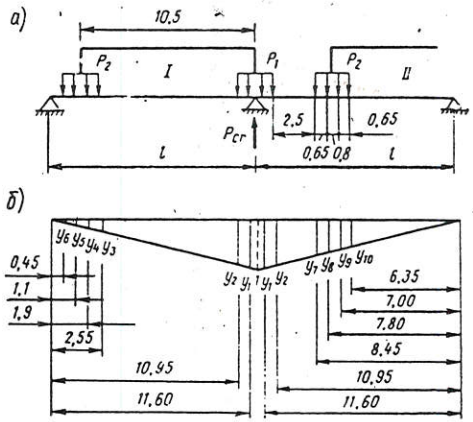


Рис. 3.10. Линия влияния опорной реакции P_{cr} и ее загрузка:

а — схема загружения двумя кранами К-250; *б* — линия влияния от $P=1$

Максимальная вертикальная крановая нагрузка (опорная реакция средней опоры) определяется как сумма произведений усилий колес крана P_i на ординаты линии влияния y_i под соответствующими силами, т. е. $P_{cr} = \Sigma P_i y_i$.

Нагрузка от крана P_{cr} является сосредоточенной нагрузкой и прикладывается на поперечный ригель эстакады в местах установки крановых путей.

Пример 3.3. Определить максимальную нагрузку от двух кранов типа К-250 на поперечную раму эстакады при следующих исходных данных: шаг поперечных рам вдоль эстакады l = 12 м; максимальное усилие на колесо крана P_1 = 250 кН, минимальное P_2 = 137,5 кН; база крана 10,5 м; минимальное расстояние между двумя кранами 2,5 м.

Последовательность расчета. 1. Строим линию влияния от P = 1 опорной реакции для двух продольных пролетов, примыкающих слева и справа к расчетному поперечному ряду свай (см. рис. 3.10, *б*).

2. Загружаем линию влияния фактической крановой нагрузкой: два рядом расположенных крана типа К-250. Опору крана *I* с максимальным усилием на колесо P_1 располагаем так, чтобы ее середина находилась над максимальной ординатой линии влияния (y = 1). На расстоянии 2,5 м от крайнего колеса тележки крана *I* располагаем крайнее колесо соседнего крана *II*. При базе крана 10,5 м и длине продольного пролета 12 м вторая опора крана *II* на линию влияния не попадает и в расчете не учитывается.

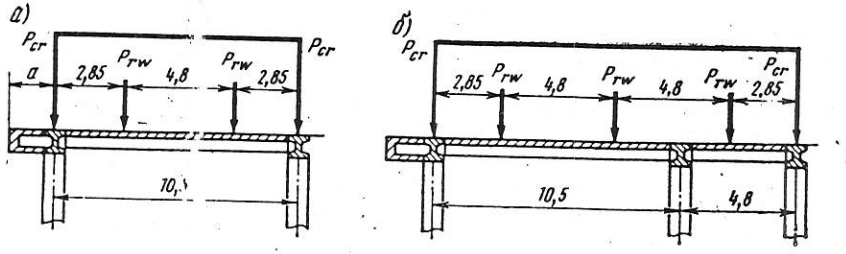


Рис. 3.11. Схемы расположения нагрузок от портального крана и железнодорожных составов на поперечном ригеле эстакады:
а — для двухпутного портала; *б* — для трехпутного портала

3. Из подобия треугольников линии влияния определяем ординаты линии влияния y_i под соответствующими силами:
$y_1 = 11,6/12$; $y_2 = 10,55/12$; $y_3 = 2,55/12$;
$y_4 = 1,9/12$; $y_5 = 1,1/12$; $y_6 = 0,45/12$;
$y_7 = 8,45/12$; $y_8 = 7,8/12$; $y_9 = 7,0/12$;
$y_{10} = 6,35/12$.

4. Нагрузку от двух кранов на опору (ее реакцию) определяем как сумму произведений P_i на y_i:

$$R = \Sigma P_i y_i = 250\,(2 \cdot 11,6 + 2 \cdot 10,95)/12 + $$
$$+ 137,5(2,55 + 1,9 + 1,1 + 0,45 + 8,45 + $$
$$+ 7,8 + 7,0 + 6,35)/12 = 1347,5 \text{ кН}.$$

Нагрузка от подвижного железнодорожного состава. Нормы устанавливают нагрузку от подвижного железнодорожного состава, равной 140 кН на погонную длину 1 м железнодорожного пути.

Если шаг свай эстакады в продольном направлении равен l, то нагрузка, приходящаяся на одну поперечную раму от подвижного состава $P_{rw} = 140l$.

Нагрузка P_{rw} является сосредоточенной нагрузкой. Допускается считать точкой ее приложения центр железнодорожной колеи. При двух- или трехпутном портале количество сосредоточенных сил соответственно равно двум или трем. Схема расположения нагрузок от железнодорожных составов на поперечном ригеле эстакады показана на рис. 3.11.

Нагрузки от безрельсового транспорта. К подвижному безрельсовому транспорту относятся грузовые автомобили, автомобильные краны, тракторы, автопогрузчики и т. д. Нагрузка от безрельсового транспорта учитывается в расчете лишь в том случае, если она превышает нагрузку от складируемых на причале грузов. По условиям эксплуатации причала исключается одновременное их действие. Обычно нагрузка от безрельсового подвижного состава учитывается при расчете таких причальных сооружений, на которых складирование грузов не предусматривается, а движение транспорта возможно.

При расчете причальных сооружений на нагрузки от автомобильного транспорта принимаются следующие типы нагрузок: Н-100 — колонна автомобилей массой 10 т, в составе которой есть утяжеленный автомобиль массой 13 т (ширина колеи 1,7 м); Н-300 — колонна автомобилей массой 30 т с интервалами между колесами соседних машин 10 м (ширина колеи 1,9 м); НК-80 — одна

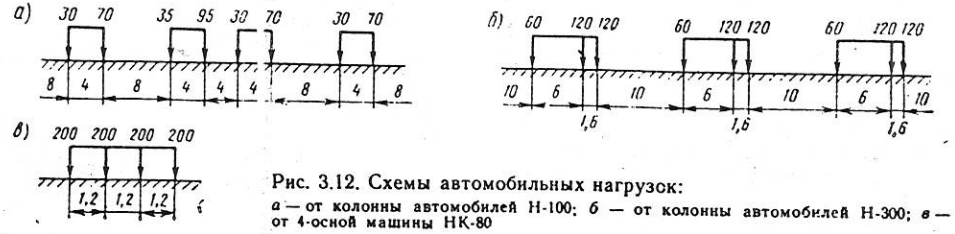


Рис. 3.12. Схемы автомобильных нагрузок:
а — от колонны автомобилей Н-100; *б* — от колонны автомобилей Н-300; *в* — от 4-осной машины НК-80

4-осная колесная машина массой 80 т с расстоянием между осями колес 1,2 м (ширина колеи 2,7 м). Схемы автомобильных нагрузок представлены на рис. 3.12.

Нормы предусматривают нагрузку на причальные сооружения от погрузчиков типа КВ-35 и КВ-70 (нагрузки на переднюю ось 350 и 700 кН соответственно, нагрузка на заднюю ось 300 и 400 кН, база погрузчиков 4,5 и 5,4 м, колея колес 4,1 и 2,4 м). Для схемы погрузчиков К-35 можно эксплуатировать на причале погрузчики стандартных типов. Для расчетной схемы КВ-70 возможна работа на причале любых погрузчиков тяжелых типов.

§ 3.5. НАГРУЗКИ ОТ ВОЗДЕЙСТВИЯ СУДОВ

При воздействии судна на причал могут возникнуть три вида нагрузки: 1) от навала пришвартованного судна на сооружение под действием ветра, течения и волн, прижимающих судно к причалу; 2) от натяжения швартовов под действием ветра, течения, отжимающих судно от причала; 3) от навала судна при подходе к сооружению.

Нагрузка от навала пришвартованного судна передается на причальное сооружение через отбойные рамы, резиновые амортизаторы, кранцы в пределах прямолинейной части борта судна в виде горизонтальной равномерно распределенной нагрузки.

Нагрузка от натяжения швартовов передается на причал через швартовные приспособления (тумбы, рымы) и является сосредоточенной нагрузкой.

Нагрузка от навала пришвартованного судна. Определение нагрузки от навала пришвартованного судна начинают с определения нагрузки от ветра и течения на плавучий объект (судно).

Поперечная W_q (кН) и продольная W_n (кН) составляющие от воздействия ветра на плавучие объекты:

$$W_q = 73,6 \cdot 10^{-5} A_q V_q^2 \zeta;$$

$$W_n = 49,0 \cdot 10^{-5} A_n V_n^2 \zeta$$

где A_q и A_n — соответственно боковая и лобовая надводные площади парусности (силуэтов) плавучих объектов, м²;

V_q, V_n — соответственно поперечная и продольная составляющие скорости ветра обеспеченностью 2% за навигационный период, м/с;

ζ — коэффициент неравномерности ветрового давления. Принимается в зависимости от a_h — наибольшего горизонтального размера поперечного или продольного силуэтов надводной части плавучего объекта (при значениях a_h = 25 м; 50; 100 и 200 м соответствующие значения коэффициента ζ составляют 1,0; 0,8; 0,65 и 0,5).

Боковая и лобовая надводные площади парусности плавучих объектов определяются непосредственно по чертежам или по приближенным формулам:

$$A_q = \alpha L_s^2; \quad A_n = \alpha B_s^2,$$

где α — коэффициент, зависящий от формы боковой поверхности судна и его длины, выбирается в зависимости от типа судна: для сухогрузных α = 0,1; для грузо-пассажирских α = 0,12; для танкеров α = 0,1; для рыбопромысловых α = 0,11).

Значение нормативного скоростного напора при отсутствии данных гидрометеорологических наблюдений допускается принимать по табл. 127 Руководства по определению нагрузок и воздействий на гидротехнические сооружения.

Поперечная сила Q_ω (кН) и продольная сила N_ω (кН) от воздействия течения на плавучий объект определяются так:

$$Q_\omega = 0,59 A_l V_l^2; \quad N_\omega = 0,59 A_l V_l^2,$$

где A_l и A_l — соответственно боковая и лобовая подводные площади парусности плавучих объектов, м²;

V_l и V_l — поперечная и продольная составляющие скорости течения обеспеченностью 2 % за навигационный период, м/с.

Линейная (равномерно распределенная) нагрузка от навала пришвартованного судна под действием ветра и течения q, кН/м, для причального сооружения с непрерывным причальным фронтом в пределах прямолинейной части борта судна:

$$q = 1,1 Q_{tot}/l_d,$$

где Q_{tot} — поперечная сила от суммарного воздействия ветра и течения, кН;

$$Q_{tot} = W_q + Q_\omega;$$

l_d — длина участка контакта судна с сооружением, м, принимаемая в зависимости от соотношения длины причала L, м, и длины прямолинейной части борта судна l, м; при $L \geqslant l$ $l_d = l$, при $L < l$ $l_d = L$.

Если причальный фронт образован несколькими опорами или палами, распределение нагрузки от пришвартованного судна следует принимать только на те из них, которые располагаются в пределах прямолинейной части борта. Прямолинейная часть борта судна составляет от длины судна примерно: у сухогрузных и рыбопромысловых судов 0,3, у грузопассажирских 0,25 и у танкеров 0,35.

Пример 3.4. Определить нагрузку на причал от навала пришвартованного судна под действием ветра при следующих исходных данных: судно — сухогруз длиной $L_c = 165$ м ошвартовано у сплошной причальной стенки в порту Рига; расчетная скорость ветра $V = 21$ м/с.

Последовательность расчета. 1. Устанавливаем значение коэффициента неравномерности ветрового давления ζ. При длине судна $L_c = 165$ м коэффициент $\zeta = 0{,}55$ (см. значения ζ в формуле для W_q).

2. Определяем площадь боковой надводной парусности судна

$$A_q = \alpha L_c^2 = 0{,}1 \cdot 165^2 = 2722 \text{ м}^2,$$

где $\alpha = 0{,}1$ (для сухогрузных судов).

3. Определяем поперечную составляющую W_q, кН, ветрового давления:

$$W_q = 73{,}6 \cdot 10^{-5};$$

$$A_q V_q^2 \zeta = 73{,}6 \cdot 10^{-5} \cdot 2722 \cdot 21^2 \cdot 0{,}55 = 486 \text{ кН}.$$

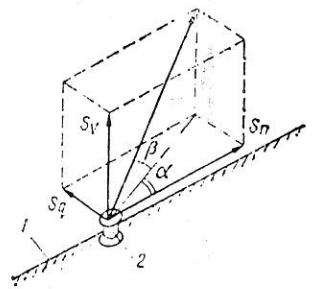


Рис. 3.13. Схема распределения усилия на тумбу от натяжения швартовов S:
1 — длина кордона; 2 — швартовная тумба

4. Длина прямолинейного участка борта у сухогрузного судна

$$l_d = 0{,}3L_c = 0{,}3 \cdot 165 = 49{,}2 \text{ м}.$$

5. Нагрузка от навала пришвартованного судна на причал

$$q = 1{,}1Q_{tot}/l_d = 1{,}1 \cdot 486/49{,}2 = 10{,}9 \text{ кН/м}.$$

Нагрузки на сооружение от натяжения швартовов. Этот вид нагрузки образуется при действии ветра и течения в сторону акватории. Судно удерживается у причала швартовными канатами, закрепленными к тумбам.

Под влиянием ветра и течения, действующего со стороны территории, в швартовном канате возникает усилие S, называемое швартовным.

В расчетах причальных сооружений учитываются составляющие швартовного усилия: S_q — горизонтальная нормальная к кордону; S_n — продольная горизонтальная, действующая вдоль причала; S_v — вертикальная составляющая швартовного усилия, стремящаяся вырвать тумбу из причала.

Нормальная к кордону составляющая швартовного усилия:

$$S_q = Q_{tot}/n,$$

где Q_{tot} — поперечная сила от суммарного действия ветра и течения, кН;
n — число работающих швартовных тумб (обычно принимают $n = 2$; 4; 6; 8 при наибольшей длине пришвартованного судна соответственно $\leqslant 50$ м; 150; 250; $\geqslant 300$ м).

Полное швартовное усилие S и его составляющие S_n и S_v определяют из треугольников сложения сил (рис. 3.13):

$$S = S_q/(\sin\alpha \cos\beta); \quad S_n = S\cos\alpha\cos\beta;$$

$$S_v = S\sin\beta,$$

где α, β — углы наклона швартова, град. Принимаются по табл. 3.3.

Считается, что силы S_q, S_n, S_v приложены к причалу на уровне козырька тумбы на высоте 0,3 м от поверхности причала.

На причалах для морских крупнотоннажных судов с расчетным водоизмещением более 50 000 т сила, передаваемая на каждую концевую тумбу носовыми или кормовыми продольными швартовыми, принимается равной продольной составляющей суммарной силы $N_{tot} = W_n + N_\omega$ от действия ветра и течения на пришвартованное судно. Если N_{tot} получается меньше усилия, передаваемого на рядовую тумбу, рекомендуется ее принимать равным двойному усилию для рядовой тумбы.

Пример 3.5. Определить швартовную нагрузку и ее составляющие при следующих исходных данных: тип судна — сухогруз длиной $L_c = 198{,}2$ м; район швартовки — порт Таллинн; расчетная скорость ветра $V = 25$ м/с.

Последовательность расчета. 1. Определяем надводную площадь парусности судна

$$A_q = \alpha L_c^2 = 0{,}1 \cdot 198{,}2^2 = 3928 \text{ м}^2,$$

где $\alpha = 0{,}1$ (для сухогрузных судов).

2. Определяем полное горизонтальное усилие судна на причал: $W_q = 73{,}6 \cdot 10^{-5} \times A_q V_q^2 \zeta = 73{,}6 \cdot 10^{-5} \cdot 3928 \cdot 25^2 \cdot 0{,}5 = 903$ кН, где $\zeta = 0{,}5$ (при длине судна 200 м).

3. Определяем нормальную составляющую швартовного усилия, приходящуюся на одну тумбу S, кН. При длине судна 200 м число работающих швартовных тумб на причале принимаем равным 5. Тогда $S_q = Q_{tot}/n = 903/5 = 180{,}6$ кН, где $Q_{tot} = W_q = 903$ кН.

4. Полное швартовное усилие, приходящееся на тумбу S и ее вертикальную S_v и продольную S_n составляющие, определяем, приняв углы наклона швартовных усилий $\alpha = 30°$ и $\beta = 40°$ (см. табл. 3.3), для порожнего судна, т. е. $S = S_q/(\sin\alpha\cos\beta) = 180{,}6/(0{,}5 \cdot 0{,}766) = 471{,}5$ кН; $S_n = S\cos\alpha\cos\beta = 471{,}5 \cdot 0{,}866 \cdot 0{,}766 = 312{,}8$ кН; $S_v = S\sin\beta = 471{,}5 \cdot 0{,}643 = 303{,}2$ кН.

Нагрузка от навала судна при подходе к сооружению. Эта нагрузка является ударной и может возникнуть в момент швартовки судна к причалу из-за наличия непогашенной скорости судна, действует в горизонтальной плоскости под некоторым углом α к линии кордона и может быть разложена на поперечную и продольную составляющие.

Нагрузка от навала судна при подходе к причалу зависит от массы судна, скорости подхода судна, упругой податливости отбойных устройств, причального сооружения и корпуса судна. Чем большей упругостью обладает система (судно — отбойные устройства — причал), тем большую энергию эта система может поглотить без остаточных деформаций сооружения и судна.

При определении нагрузки от навала судна при подходе к причалу сначала должна быть подсчитана кинетическая энергия навала судна E_q, кДж, по формуле:

Таблица 3.3

Суда	Положение тумб на причальном сооружении	Углы наклона швартова		
		α	β	
			Судно с грузом	Судно порожнее
Морские	На кордоне	30°	20°	40°
	В тылу	40°	10°	20°
Речные пассажирские и грузопассажирские	На кордоне	45°	0	0
Речные грузовые	То же	30°	0	0

$$E_q = \psi D v^2/2,$$

где ψ — коэффициент, принимаемый для морских судов в зависимости от конструкции причального сооружения равным: для набережных гравитационного типа, болверков, на свайных опорах с передним шпунтом 0,50; для набережных эстакадного или мостового типа на свайных опорах с задним шпунтом 0,55; для пирсов эстакадного или мостового типа, причальных палов 0,65; для палов причальных, головных или разворотных 1,60; при швартовке судна с балластом или порожнего значения ψ снижают на 15 %;
D — расчетное водоизмещение судна, т;
v — нормальная (к поверхности сооружения) составляющая скорости подхода судна, м/с; при расчетном водоизмещении морского судна до 2; 5; 10; 20; 40; 100; 200 тыс. и более нормальная составляющая скорости подхода судна составляет соответственно 0,22; 0,15; 0,13; 0,11; 0,10; 0,09 и 0,08 м/с.

Поперечная горизонтальная сила F_q, кН, от навала судна при подходе к сооружению определяется для заданного значения энергии навала судна E_q, кДж, по графикам (энергия — сила — деформация), построенным для данного конкретного типа отбойного устройства.

На рис. 3.14 показаны графики для определения нагрузок от навала судна при подходе к сооружению, оборудованному резиновыми трубчатыми амортизаторами.

Для нахождения силы F_q, действующей нормально к линии кордона, необходимо подсчитать энергию навала судна при подходе E_q, отложить ее значение

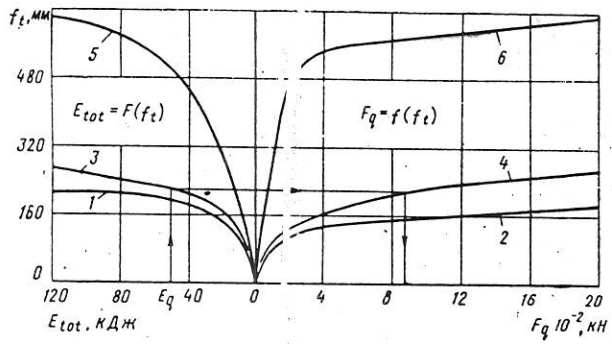


Рис. 3.14. Графики для определения нагрузок от навала судна при подходе к сооружению: *1, 2* — для амортизаторов Д300, l=3 м; *3, 4* — для амортизаторов Д400, l=2 м; *5, 6* — для амортизаторов Д1000, l=1,5 м

на левой ветви графика провести вертикаль до пересечения с кривой поглощения энергии амортизатором соответствующего типа $E_{tot} = F(f_t)$, провести горизонталь до пересечения с кривой нагрузок $F_q = f(f_t)$, опустить перпендикуляр до пересечения с правой ветвью графика и определить значение нагрузки F_q, кН.

Продольная горизонтальная составляющая F_n, кН, от навала судна при подходе к сооружению:

$$F_n = \mu F_q,$$

где μ — коэффициент трения, принимаемый в зависимости от материала лицевой поверхности отбойного устройства: при поверхности из бетона или резины $\mu = 0{,}5$; при деревянной поверхности $\mu = 0{,}4$.

При построении графика учитывают суммарную энергию деформации E_{tot}, кДж, включающую энергию деформации отбойных устройств E_e, кДж, и энергию деформации причального сооружения E_i, кДж. Однако если значение E_e не превышает 10 % от энергии деформации отбойных устройств E_i, величиной E_i можно пренебречь. Это бывает при применении отбойных устройств с резиновыми амортизаторами для причальных сооружений, жесткость которых при действии горизонтальной нагрузки велика.

Пример 3.6. Определить нагрузки от навала судна при подходе к сооружению при следующих исходных данных. дедвейт швартующегося судна D = 17 тыс. т; причальное сооружение из оболочек большого диаметра; отбойные устройства из трехслойных резиновых амортизаторов Д400.

Последовательность расчета. 1. Определяем энергию навала судна при подходе E_q, кДж. Для этого путем интерполяции в зависимости от дедвейта судна устанавливаем значение нормальной составляющей скорости подхода судна $v = 0{,}116$ м/с, а также устанавливаем, что для сооружений гравитационного типа коэффициент $\psi = 0{,}5$ (см. экспликацию к формуле для E_q). Тогда

$$E_q = \psi D v^2/2 = 0{,}5 \cdot 17\,000 \cdot 0{,}116^2/2 = 57{,}2 \text{ кДж}.$$

2. По графику (рис. 3.14) определяем поперечную горизонтальную составляющую от навала судна при подходе к сооружению F_q, кН. Для этого на левой горизонтальной оси графика откладываем $E_q = 57{,}2$ кДж, проводим вертикаль до пересечения с кривой *3* (для амортизаторов Д400), затем проводим горизонтальную прямую до пересечения с кривой *4* и, опустив перпендикуляр до пересечения с правой горизонтальной осью графика, находим число 10,2. В результате $F_q 10^{-2} = 10{,}2$, откуда $F_q = 1020$ кН.

3. Продольную составляющую F_n, кН, от навала судна при подходе определяем так:

$$F_n = \mu F_q = 0{,}5 \cdot 1020 = 510 \text{ кН}$$

где коэффициент трения $\mu = 0{,}5$ (для резиновых амортизаторов).

§ 3.6. ВОЛНОВЫЕ НАГРУЗКИ

Волновые нагрузки являются основными для оградительных и берегоукрепительных гидротехнических сооружений, однако при высоте исходной волны у сооружения более 1,0 м необходимо учитывать их воздействие и на причальные сооружения.

Нагрузки и воздействия волн на гидротехнические сооружения зависят от того, на какой глубине расположено сооружение. Глубина водоема при этом увязывается с такими параметрами, как

$\bar{\lambda}$ — средняя длина волны; h — высота бегущей волны; d_{cr} — критическая глубина, соответствующая первому обрушению волны при подходе ее к берегу; d_{crl} — критическая глубина, соответствующая последнему обрушению волны.

В водоеме по мере приближения к берегу различают четыре зоны по глубине (рис. 3.15): глубоководная с глубиной $d_b \geqslant 0{,}5\ \bar{\lambda}$, где дно практически не влияет на развитие волн и их основные характеристики; мелководная с глубиной $0{,}5\ \bar{\lambda} \geqslant d_b \geqslant d_{cr}$, где дно водоема оказывает влияние на развитие волн и их основные характеристики; прибойная с глубиной от d_{cr} до d_{crl}, в пределах которой начинается и завершается разрушение волн; приурезовая с глубиной менее d_{crl}, в пределах которой поток от разрушенных волн периодически накатывается на берег.

Волновая нагрузка, действующая со стороны открытой акватории на сооружение вертикального профиля, определяется в зависимости от трех возможных типов расчетной волны.

1. При глубине до дна $d_b > 1{,}5h$ и глубине над бермой $d_{br} \geqslant 1{,}25h$ расчет сооружений должен производиться на воздействие стоячих волн.

2. При глубине до дна $d_b \geqslant 1{,}5h$ и глубине над бермой $d_{br} < 1{,}25h$ расчет сооружений должен производиться на воздействие разбивающихся волн.

3. При глубине до дна $d_b < d_{br}$ на примыкающем к стене участке дна протяженностью не менее $0{,}5\ \bar{\lambda}$ расчет сооружений должен производиться на воздействие прибойных волн.

Критическую глубину d_{cr} допускается определять в зависимости от пологости волны $\bar{\lambda}/h$. При $\bar{\lambda}/h$, равном 7; 8; 10; 12; 14; 16; 18; 20; 30; 50, соответствующие значения $d_{cr}/\bar{\lambda}$ составляют 0,5; 0,3; 0,13; 0,11; 0,095; 0,08; 0,07; 0,06; 0,045; 0,02.

Нагрузки от стоячих волн на сооружения вертикального профиля. При определении нагрузок от воздействия стоячих волн учитывают наличие волн

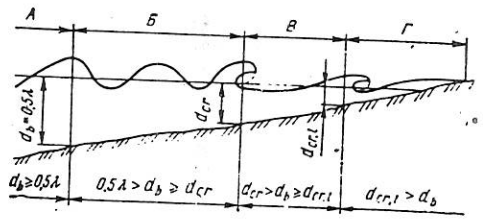


Рис. 3.15. Схема зон акватории по глубине: *А* — глубоководная; *Б* — мелководная; *В* — прибойная; *Г* — приурезовая

со стороны открытой акватории и со стороны огражденной акватории (дифрагированные волны). При этом возможны две наиболее невыгодные для сооружения комбинации нагрузок:

подход к сооружению гребня волны со стороны открытой акватории и ложбины волны со стороны огражденной акватории;

подход к сооружению ложбины волны со стороны открытой акватории и гребня дифрагированной волны со стороны огражденной акватории.

Кроме того, необходимо учитывать взвешивающее волновое воздействие на основание сооружения и на берменные массивы.

Для определения волнового давления необходимо построить соответствующие эпюры давления. При этом в формулах фактическая глубина до дна d_b заменяется условной расчетной глубиной d:

$$d = d_f + k_{br}(d_b - d_f),$$

где d_f — глубина над подошвой сооружения, м;

k_{br} — коэффициент, учитывающий влияние бермы. Принимается по графику на рис. 3.16.

Возвышение или понижение свободной волновой поверхности η, м, у вертикальной стены, отсчитываемое от расчетного уровня воды:

$$\eta = h \cos \omega t - (kh^2 \operatorname{cth} kd \cos^2 \omega t)/2, \quad (3.3)$$

где h — высота бегущей волны, м;

$\omega = \frac{2\pi}{\bar{T}}$ — круговая частота волны;

$\bar{T}$ — средний период волны, с;

t — время, с;

$k = 2\pi/\bar{\lambda}$ — волновое число;

$\bar{\lambda}$ — средняя длина волны, м.

Момент времени подхода гребня или ложбины волны к сооружению характеризуется функцией $\cos \omega t$. Значение $\cos \omega t$ определяется для трех возможных случаев: 1) при подходе к стене сооружения вершины волны, возвышающейся над расчетным уровнем на η_{max}, м, значение $\cos \omega t = 1$; 2) при подходе к стене подошвы волны, расположенной ниже расчетного уровня на η_t при максимальном значении горизонтальной волновой нагрузки P_{xt}, кН/м, значение $\cos \omega t = -1$; 3) при подходе к стене гребня волны, возвышающегося над расчетным уровнем на η_c, значение лежит в интервале $1 > \cos \omega t > 0$ и определяется так:

$$\cos \omega t = \bar{\lambda}/\pi h\,(8\pi d/\bar{\lambda} - 3).$$

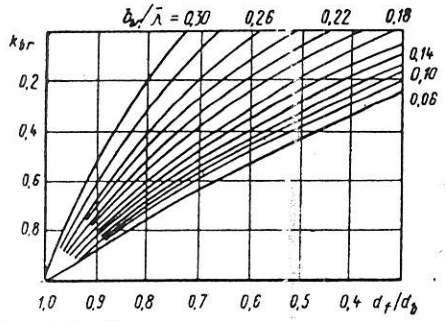


Рис. 3.16. Графики значений коэффициента k_{br}

При расчете по формуле (3.3) необходимо при определении отметки гребня волны η_{max} подставить $\cos \omega t = 1$. При определении отметки подошвы волны η_t подставить $\cos \omega t = -1$, а при определении η_c, соответствующей наибольшему значению горизонтальной силы P_{xc}, в формулу (3.3) следует подставить значение $\cos \omega t$, вычисленное по приведенной выше формуле.

При $d/\bar{\lambda} \leqslant 0{,}2$ и во всех других случаях, когда по этой же формуле значение $\cos \omega t > 1$, необходимо в расчетах принимать $\cos \omega t = 1$.

В глубоководной зоне ординаты p, кПа, эпюры волнового давления на вертикальную стену от воздействия стоячих волн должны определяться так:

$$p = \rho g h e^{-kz} \cos \omega t - \rho g \frac{kh^2}{2} \times$$

$$\times e^{-2kz} \cos^2 \omega t - \rho g \frac{kh^2}{2} (1 - e^{-2kz}) \times$$

$$\times \cos 2\omega t - \rho g \frac{k^2 h^3}{2} e^{-3kz} \times$$

$$\times \cos 2\omega t \cos \omega t, \qquad (3.4)$$

где ρ — плотность воды, т/м³;

$e = 2{,}72$ — основание натурального логарифма;

$\cos 2\omega t = 2 \cos^2 \omega t - 1$;

z — ординаты точек ($z_1 = \eta_c$; $z_2 = 0$; ...; $z_n = d$), м, отсчитываемые от расчетного уровня.

Для гребня волны при $z_1 = -\eta_c$, а для ложбины волны при $z_6 = 0$ следует принимать $p = 0$.

Эпюры давления стоячих волн на вертикальную стену со стороны открытой акватории показаны на рис. 3.17.

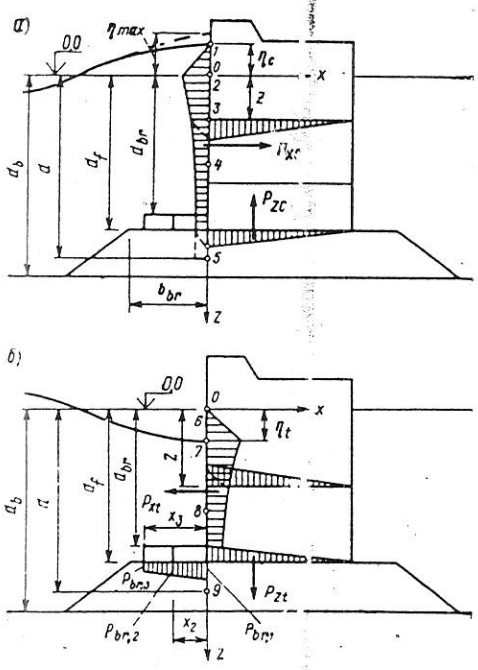


Рис. 3.17. Эпюры давления на вертикальную стену от действия стоячих волн со стороны открытой акватории:

а — при подходе гребня волны; б — при подходе ложбины волны

Пример 3.7. Определить волновое давление на вертикальную стену при подходе ложбины волны при следующих исходных данных: высота волны $h = 1{,}2$ м; длина волны $\bar{\lambda} = 12$ м; отметки кордона 2,8 м, дна у причала —9,75 м; плотность морской воды $\rho_w = 1{,}02$ т/м³.

Последовательность расчета. 1. Устанавливаем тип зоны по глубине, в которой находится сооружение. Так как глубина до дна $d_b = 9{,}75$ м $> 0{,}5\bar{\lambda} = 0{,}5 \cdot 12 = 6{,}0$ м, то сооружение расположено в глубоководной зоне.

2. Устанавливаем тип расчетной волны. Так как соблюдаются условия, что $d_b = 9{,}75$ м $> 1{,}5h = 1{,}5 \cdot 1{,}2 = 1{,}8$ м и при отсутствии берменных плит $d_b = d_{br} = 9{,}75$ м $> 1{,}25\ h = 1{,}25 \cdot 1{,}2 = 1{,}5$ м, следовательно на сооружение воздействует стоячая волна.

3. Определяем понижение свободной волновой поверхности при подходе к сооружению ложбины волны по формуле (3.3): $\eta_t = -1{,}2 \times (-1) - 0{,}5 \cdot 0{,}523 \cdot 1{,}2^2 \cdot 1\,(-1)^2 = 0{,}82$ м, где $k = 2\pi/\bar{\lambda} = 2 \cdot 3{,}14/12 = 0{,}523$ (волновое число); $\operatorname{cth}(kd) = \operatorname{cth}(0{,}523 \cdot 9{,}75) = 1/(\operatorname{th} 5{,}100) = 1$; $d = d_b = 9{,}75$ м (при отсутствии берменных плит и каменной постели, заглубленной в грунт основания);

$\cos \omega t = -1$ (при подходе к сооружению ложбины волны).

4. Определяем ординаты p, кПа, эпюры волнового давления по формуле (3.4). При этом для упрощения формулы подсчитываем значения следующих параметров, входящих в нее: $\rho g = 1{,}02 \cdot 9{,}81 = 10$ кН/м³; $\cos 2\omega t = \cos^2 \omega t - \sin^2 \omega t = 1 - 0 = 1$; $kh^2/2 = 0{,}523 \cdot 1{,}2^2/2 = 0{,}3765$; $(k^2h^3)/2 = (0{,}523^2 \cdot 1{,}2^3)/2 = 0\ 236$.

После подстановки подсчитанных значений в формулу (3.4) $p = 10 \cdot 1{,}2e^{-kz}(-1) - 10 \times 0{,}3765\, e^{-2kz}(-1)^2 - 10 \cdot 0{,}3765\,(1 - e^{-2kz}) \times 1 - 10 \cdot 0{,}236\, e^{-3kz} \cdot (-1) = -12\, e^{-kz} - 3{,}76 + 2{,}36e^{-3kz}$.

В формуле для p z — это ординаты точек, отсчитываемых от расчетного уровня воды, в которых определяется давление.

Для $z = 0$ $p = 0$.

Для $z = \eta_t = 0{,}82$ м; $-kz = -0{,}523 \times 0{,}82 = -0{,}43$, тогда $e^{-kz} = e^{-0{,}43} = 0{,}65$; $-3kz = -3 \cdot 0{,}523 \cdot 0{,}82 = -1{,}29$, тогда $e^{-3kz} = e^{-1{,}29} = 0{,}275$; $p = -12 \cdot 0{,}65 - 3{,}76 + 2{,}36 \cdot 0{,}275 = -10{,}91$ кПа.

Для $z = 9{,}75$ м; $-kz = -0{,}523 \cdot 9{,}75 = -5{,}10$, тогда $e^{-kz} = e^{-5{,}10} = 0{,}0061$; $-3kz = -3 \cdot 0{,}523 \cdot 9{,}75 = -15{,}3$, тогда $e^{-3kz} = e^{-15{,}3} = 0$; $p = -12 \cdot 0{,}0061 - 3{,}76 + 2{,}36 \cdot 0 = -3{,}83$ кПа.

5. Подсчитав ординаты волнового давления, строим эпюру волнового давления (рис. 3.18).

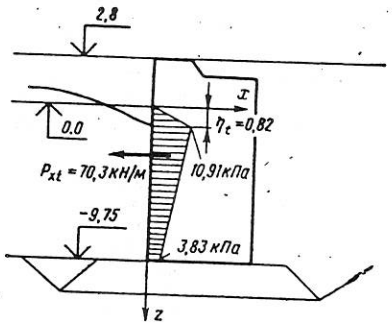


Рис. 3.18. Эпюра волнового давления на вертикальную стену при подходе ложбины стоячей волны

6. Равнодействующую волнового давления определяем по площади эпюры

$$p_{xt} = 10{,}91 \cdot 0{,}82/2 + (10{,}91 + 3{,}83) \times \times 8{,}93/2 = 70{,}3 \text{ кН/м}.$$

В мелководной зоне при построении эпюры волнового давления на вертикальную стену от воздействия стоячих волн ординаты эпюры волнового давления следует определять по формулам, приведенным в табл. 3.4.

Значения коэффициентов k_2, k_3, k_4, k_5, k_8 и k_9 следует принимать по графикам, приведенным на рис. 3.19.

Взвешивающее волновое воздействие на подошву сооружения P_{zc} и P_{zt}, а также в горизонтальных швах кладки в любом сечении определяется из треугольных эпюр (см. рис. 3.17). В крайних точках горизонтального сечения ординаты взвешивающего давления принимаются равными соответствующим ординатам эпюры бокового волнового давления, а с противоположной стороны горизонтального сечения взвешивающее волновое давление принимается равным нулю.

Если фронт волны подходит к сооружению под углом α, град, то волновое давление на стену снижается. Это учитывается путем умножения линейной волновой нагрузки P_{xc} и P_{xt}, кН/м, на коэффициент k_{cs}, который при $\alpha = 45°$

Таблица 3.4

№ точек (см. рис. 3.17)	Заглубление точек z, м	Значение волнового давления p, кПа
При подходе гребня волны		
1	$-\eta_c$	$p_1 = 0$
2	0	$p_2 = k_2 \rho g h$
3	0,25d	$p_3 = k_3 \rho g h$
4	0,5d	$p_4 = k_4 \rho g h$
5	d	$p_5 = k_5 \rho g \eta_t$
При подходе ложбины волны		
6	0	$p_6 = 0$
7	η_t	$p_7 = -\rho g \eta_t$
8	0,5d	$p_8 = -k_8 \rho g h$
9	d	$p_9 = -k_9 \rho g h$

равен единице; при $\alpha=10^\circ$ равен 0,9; при $\alpha=75^\circ$ равен 0,7. Если волны перемещаются вдоль стены, т. е. для α, близких или равных 90°, волновую нагрузку на секцию сооружения следует определять как давление от дифрагированных волн.

Пример 3.8. Определить волновое давление на вертикальную стену при подходе гребня волны при следующих исходных данных: расчетная высота волны $h = 2{,}5$ м; длина волны $\bar{\lambda} = 30$ м; глубина до дна $d_b = 8{,}5$ м; глубина над каменной постелью $d_f = 6{,}5$ м; глубина над бермой $d_{br} = 5{,}0$ м; ширина подошвы сооружения $b = 6{,}0$ м; плотность воды $\rho_w = 1{,}02$ т/м³ ($\rho_w g = 10$ кН/м³).

Последовательность расчета. 1. Устанавливаем тип зоны, где расположено сооружение, для чего вычисляем критическую глубину d_{cr}.

При $\bar{\lambda}/h = 30/2{,}5 = 12$ отношение $d_{cr}/\bar{\lambda} = 0{,}11$, откуда $d_{cr} = 0{,}11\,\bar{\lambda} = 0{,}11 \cdot 30 = 3{,}3$ м.

Так как $0{,}5\,\bar{\lambda} = 0{,}5 \cdot 30 = 15$ м больше, чем $d_b = 8{,}5$ м, а в свою очередь $d_b > d_{cr} = 3{,}3$ м, т.е. удовлетворяется условие, что $0{,}5\,\bar{\lambda} > d > d_{cr}$, следовательно сооружение расположено в мелководной зоне.

2. Устанавливаем тип волны, на которую должен быть произведен расчет волнового давления; так как $d_b = 8{,}5$ м $> 1{,}5\,h = 1{,}5 \cdot 2{,}5 = 3{,}75$ м и $d_{br} = 5{,}0$ м $> 1{,}25\,h = 1{,}25 \cdot 2{,}5 = 3{,}12$ м, то расчет сооружения должен производиться на воздействие стоячей волны (схема сооружения приведена на рис. 3.20).

3. Определяем условную расчетную глубину $d = d_f + k_{br}(d_b - d_f) = 6{,}5 + 0{,}6\,(8{,}5 - 6{,}5) = 7{,}7$ м, где k_{br} принимается по графику (см. рис. 3.16) в зависимости от отношений $d_f/d_b = 6{,}5/8{,}5 = 0{,}76$ и $b_{br}/\bar{\lambda} = 4{,}0/30 = 0{,}13$.

При $d_f/d_b = 0{,}76$ и $b_{br}/\bar{\lambda} = 0{,}13$ коэффициент $k_{br} = 0{,}6$.

4. Определяем возвышение свободной волновой поверхности при подходе гребня волны к стене по формуле (3.3): $\eta_c = -2{,}5 - 0{,}5 \cdot 0{,}209 \cdot 2{,}5^2 \cdot 1{,}083 \cdot 1 = -3{,}21$ м, где волновое число $k = 2\pi/\bar{\lambda} = 2 \cdot 3{,}14/30 = 0{,}209$; $\operatorname{cth} kd = \operatorname{cth}(0{,}209 \cdot 7{,}7) = 1{,}083$; $\cos \omega t = -\dfrac{\bar{\lambda}}{\pi h\left(8\pi \dfrac{d}{\bar{\lambda}} - 3\right)} = -\dfrac{30}{3{,}14 \cdot 2{,}5\left(8 \cdot 3{,}14\,\dfrac{7{,}7}{30} - 3\right)} = -1{,}108$, что больше чем 1,0. Следовательно, $\cos \omega t$ принимается равным 1,0.

5. Определяем ординаты p, кПа, эпюры волнового давления по формулам, приведенным в табл. 3.4.

Для $z = -\eta_c$ $p_1 = 0$.

При $h/\bar{\lambda} = 2{,}5/30 = 0{,}083$ и $\bar{\lambda}/d = 30/7{,}7 = 3{,}90$ по графикам, представленным на рис. 3.19, определяем значения коэффициентов $k_2 = 0{,}6$; $k_3 = 0{,}44$; $k_4 = 0{,}34$; $k_5 = 0{,}26$.

Тогда:

для $z = 0$ $\quad p_2 = 0{,}6 \cdot 10 \cdot 2{,}5 = 15{,}0$ кПа;
для $z = 0{,}25d$ $\quad p_3 = 0{,}44 \cdot 10 \cdot 2{,}5 = 11{,}0$ кПа;
для $z = 0{,}5d$ $\quad p_4 = 0{,}34 \cdot 10 \cdot 2{,}5 = 8{,}5$ кПа;
для $z = d$ $\quad p_5 = 0{,}26 \cdot 10 \cdot 1{,}79 = 4{,}6$ кПа;

где $\eta_t = -2{,}5\,(-1) - 0{,}5 \cdot 0{,}209 \cdot 2{,}5^2 \cdot 1{,}083 \times 1 = 1{,}79$ м ($\cos \omega t = -1$).

6. Подсчитываем равнодействующую эпюры волнового давления, для чего определяем площадь эпюры давления:

$$P_{xc} = 0{,}5 \cdot 15{,}0 \cdot 3{,}21 + 0{,}5\,(15{,}0 + 11{,}0)\,1{,}92 + 0{,}5\,(11{,}0 + 8{,}5)\,1{,}93 + 0{,}5\,(8{,}5 + 4{,}6) \times 2{,}65 = 110 \text{ кН/м}.$$

7. Определяем равнодействующую взвешивающего волнового давления на подошву сооружения:

$$P_{zc} = 0{,}5 P_5\, b = 0{,}5 \cdot 4{,}6 \cdot 6{,}0 = 13{,}8 \text{ кН/м}.$$

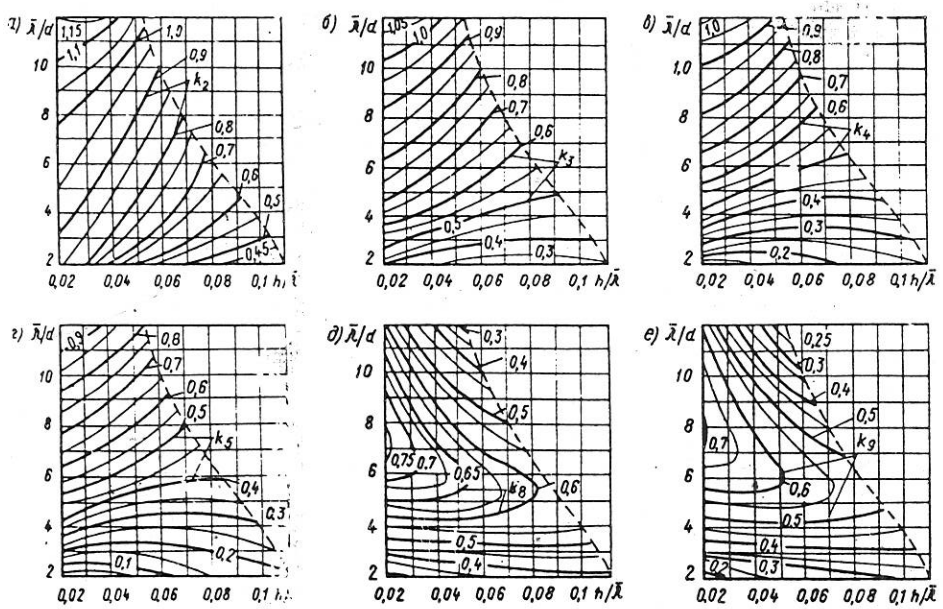


Рис. 3.19. Графики значений коэффициентов k_i для определения воздействия на вертикальную стену в мелководной зоне от действия стоячей воды:
а — k_2; *б* — k_3; *в* — k_4; *г* — k_5; *д* — k_8; *е* — k_9

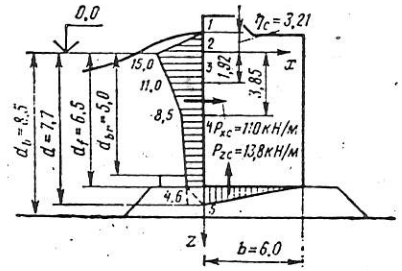


Рис. 3.20. Эпюра волнового давления на вертикальную стену при подходе гребня стоячей волны

Волновое давление дифрагированных волн на вертикальную стенку.

Горизонтальную нагрузку от дифрагированных волн со стороны огражденной акватории следует определять, если длина секции сооружения $l \leqslant 0{,}8\,\bar{\lambda}$. Расчетная эпюра волнового давления строится по трем точкам для двух случаев: при подходе к сооружению ложбины волны и гребня волны (рис. 3.21).

1. Вершина дифрагированной волны совмещена с серединой секции сооружения. Ординаты эпюры волнового давления определяются для трех уровней так:

$$z_1 = \eta_{max} \approx -\frac{h_{dif}}{2} - \frac{k h_{dif}^2 \operatorname{cth} kd}{8};\quad p_1 = 0;$$

$$z_2 = 0;\quad p_2 = k_l \rho g \left(\frac{h_{dif}}{2} - \frac{k h_{dif}^2 \operatorname{cth} kd}{8}\right);$$

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

где h_{dif} — высота дифрагированной волны, м;

k_l — коэффициент снижения волнового давления, принимаемый в зависимости от относительной длины секции сооружения $l/\bar{\lambda}$ (при $l/\bar{\lambda} = 0{,}1$; 0,2; 0,3; 0,4; 0,5; 0,6; 0,7; 0,8 соответствующие значения k_l составляют 0,98; 0,92; 0,85. 0,76; 0,64; 0,51; 0,38; 0,23);

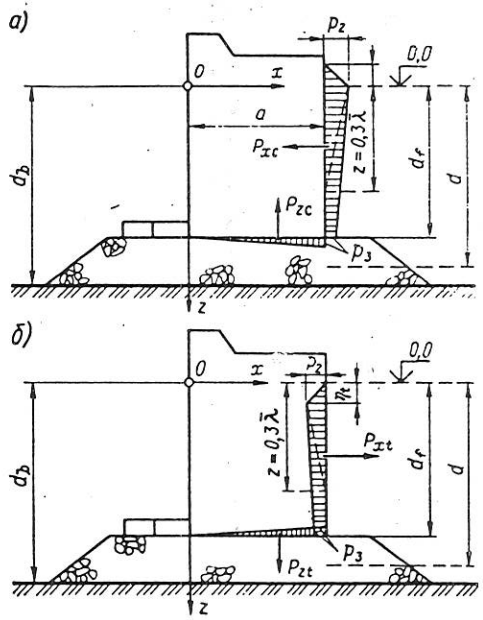


Рис. 3.21. Эпюры волнового давления на вертикальную стену от действия дифрагированных волн со стороны огражденной акватории:
а — при подходе гребня волны; *б* — при подходе ложбины волны

Эпюры волнового давления от действия дифрагированных волн со стороны огражденной акватории показаны на рис. 3.21.

Если со стороны огражденной акватории расчетная глубина $d \geqslant 0{,}3\,\bar{\lambda}$, то следует строить треугольную эпюру волнового давления, принимая на глубине $z_3 = 0{,}3\,\bar{\lambda}$ волновое давление равным нулю.

Нагрузки от разбивающихся волн на сооружение вертикального профиля. Для получения горизонтальной нагрузки P_{xc} (кН/м) от разбивающихся волн на вертикальную стену необходимо построить эпюру бокового волнового давления и определить ее площадь. Ординаты эпюры давления от разбивающихся волн определяются для трех уровней по высоте сооружения:

для $z_1=-h$ $p_1=0$; для $z_2=0$ $p_2=1{,}5\rho g h$;

$$\text{для } z_3=d_f \quad p_3=\frac{\rho g h}{\operatorname{ch}\frac{2\pi}{\bar{\lambda}}d_f}.$$

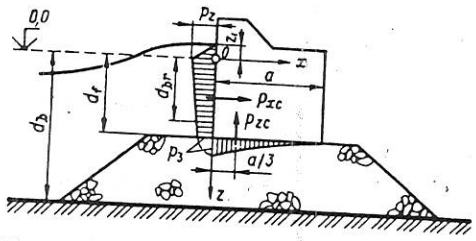


Рис. 3.22. Эпюры волнового давления на вертикальную стену от действия разбивающихся волн

Эпюры волнового давления на вертикальную стену от действия разбивающихся волн показаны на рис. 3.22.

Вертикальная нагрузка P_{zc}, кН/м, от взвешивающего давления разбивающихся волн принимается равной площади эпюры взвешивающего волнового давления $P_{zc}=\mu p_3 a/2$, где μ — коэффициент полноты эпюры взвешивающего давления, принимаемый 0,7; 0,8; 0,9; 1,0 при отношении $a/(d_b-d_f)$ равным соответственно 3; 5; 7; 9.

Нагрузки от прибойных волн на вертикальную стену. Горизонтальная линейная нагрузка от прибойных волн P_{xc}, кН/м, определяется по площади эпюры бокового волнового давления. Ординаты волнового давления p, кПа, определяются для трех уровней по высоте сооружения $z_1=-h_{sur}$; $z_2=-h_{sur}/3$; $z_3=d_f$; $p_1=0$;

$$p_2=1{,}5\rho g h_{sur}; \qquad p_3=\rho g h_{sur}/(\operatorname{ch}\frac{2\pi}{\bar{\lambda}_{sur}}d_f),$$

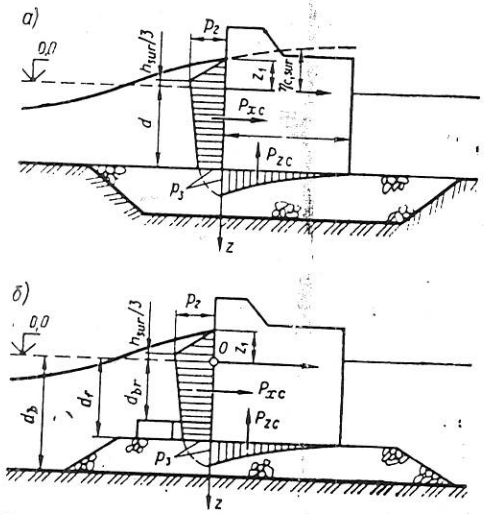


Рис. 3.23. Эпюры волнового давления на вертикальную стену от действия прибойных волн: *а* — с верхом постели на уровне дна; *б* — с возвышающейся над дном постелью;

где $\bar{\lambda}_{sur}$ и h — средняя длина и высота прибойной волны.

Эпюры давления прибойных волн на вертикальную стену показаны на рис. 3.23. Вертикальная линейная нагрузка P_{zc}, кН/м, от взвешивающего воздействия прибойных волн принимается равной площади эпюры взвешивающего волнового давления на подошву сооружения $P_{zc}=0{,}35p_3 a$, где p_3 — ордината эпюры взвешивающего волнового давления, равная ординате эпюры бокового волнового давления у низа сооружения, кПа.

Возвышение вершины максимальной прибойной волны $\eta_{c.sur}$, м, над расчетным уровнем определяется по формуле $\eta_{c.sur}=-0{,}5d_f-h_{sur}$. Знак «—» в формуле соответствует началу координат

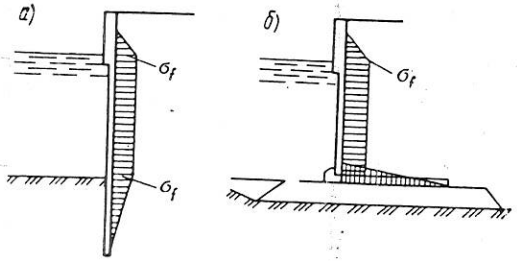


Рис. 3.24. Эпюры фильтрационного давления на вертикальную стену сооружения:
а — типа «больверк»; *б* — гравитационного типа

на спокойном расчетном уровне и направлению оси z вниз.

Фильтрационное давление на стенку сооружения. Если сооружение вертикального профиля имеет с одной стороны засыпку грунтом, то при понижении уровня воды перед сооружением следует учитывать фильтрационное давление воды на лицевую стенку со стороны засыпки в сторону акватории.

Для определения фильтрационного давления необходимо построить эпюру фильтрационного давления и подсчитать ее площадь. При этом максимальная ордината фильтрационного давления на отметке нового уровня воды перед стенкой определяется по формуле $\sigma_f=\rho_w g\Delta h$, где ρ_w — плотность воды, т/м³; Δh — разность уровней воды за стенкой и перед стенкой, м.

Эпюры фильтрационного давления σ_f на вертикальную стену сооружения показаны на рис. 3.24. Нулевая ордината фильтрационного давления внизу принимается для шпунтовых стенок на уровне подошвы стенки, а для сплошного свайного ряда — на уровне омоноличивающих швы устройств. В том случае, если в сооружении предусмотрены дренажные устройства, исключающие образование подпора, фильтрационное давление не учитывается.

§ 3.7. ЛЕДОВЫЕ НАГРУЗКИ

При проектировании гидротехнических сооружений в районах с тяжелыми ледовыми условиями необходимо учитывать ледовые нагрузки, которые могут достигать больших значений. Нормами предусмотрено определение ледовых нагрузок, возникающих от: 1) воздействия на сооружение движущихся ледяных полей; 2) воздействия остановившегося ледяного поля, наваливающегося на сооружение под влиянием ветра и течения; 3) сплошного ледяного покрова при его температурном расширении; 4) зажорных масс льда; 5) примерзшего к сооружению ледяного покрова при изменении уровня воды.

Тот или иной вид ледовой нагрузки может быть не учтен в расчете сооружения, если предусмотрены меры по предотвращению ее воздействия на сооружение. Например, в приливных морях с регулярными колебаниями горизонта воды, когда происходит взламывание берегового припая льда, нагрузки, указанные в пп. 3, 4, 5, не учитываются.

Таблица 3.5

Соленость льда S, ‰	Нормативное сопротивление льда сжатию R_c, МПа, при среднесуточной температуре t_a, °С			
	0	−3	−15	−30
Менее 1 (пресный лед)	0,45	0,75	1,20	1,50
1—2	0,40	0,65	1,05	1,35
3—6	0,30	0,50	0,85	1,05

Примечания. 1. Средняя температура t_a воздуха принимается за 3 сут до действия льда на сооружение при толщине льда 0,5 м и менее или за 6 сут при толщине льда более 0,5 м.
2. Соленость льда принимается равной 20% солености воды для льда возрастом до 2 мес, или 15% солености воды для льда возрастом 2 мес и более.

Рассматриваемые ниже методы определения ледовых нагрузок распространяются на гидротехнические сооружения, расположенные в акваториях рек, озер, водохранилищ и морей с толщиной льда не более 1,5 м. Точку приложения равнодействующей ледовой нагрузки принимают ниже расчетного уровня воды на 0,3 толщины льда.

Исходными параметрами при определении ледовых нагрузок являются прочностные характеристики льда, МПа, т. е. нормативные сопротивления льда сжатию R_c, изгибу R_f и смятию R_b.

При отсутствии опытных данных значения R_c допускается принимать по табл. 3.5.

Нормативное сопротивление льда изгибу R_f принимается равным для пресноводного льда 0,75 R_c, для морского льда $0{,}5R_c$.

Нормативное сопротивление льда смятию R_b определяется по формуле $R_b=k_b R_c$, где k_b — коэффициент смятия, зависящий от отношения b/h_d (ширины сооружения по фронту на уровне действия льда к расчетной толщине льда, принимаемой для морского льда равной максимальной толщине льда, а для речного льда равной 0,8 от максимальной

за зимний период толщины льда); при значениях b h_d=1; 3; 10; 20; 30; 50 и более значения коэффициента k_b соответственно составляют 2,5; 2,0; 1,5; 1,2; 1,0; 0,5.

Для водохранилищ и озер, а также на реках южнее линии Архангельск, Киров, Уфа, Кустанай, Караганда, Усть-Каменогорск допускается принимать нормативное сопротивление льда R_c=0,3 МПа, R_b=0,45 МПа, а для начальной стадии весеннего ледохода на реках этого района R_c=0,45 МПа; R_b=0,75 МПа.

Нагрузки от движущихся ледяных полей на сооружения. Для определения нагрузки от движущегося ледяного поля на *отдельно стоящую опору* необходимо сначала подсчитать усилие $F_{b.p}=m_1R_bbh_d$, МН, возникающее при прорезании опорой льда, а также усилие $F_{c.p}=0{,}04vh_d\sqrt{m_2AR_b}$, МН, возникающее при остановке ледяного поля опорой, и за расчетную нагрузку принять наименьшее значение из двух подсчитанных сил. При этом коэффициенты m_1 и m_2 принимаются по табл. 3.6 в зависимости от формы опоры в плане, а скорость движения ледяного поля v, м/с, и площадь ледяного поля A, м², определяются по данным натурных наблюдений. При отсутствии этих данных допускается принимать v равной для рек и приливных морей скорости течения воды; для водохранилищ и морей — 3 % от значения скорости ветра 1 %-ной обеспеченности в период движения льда, но не более 1 м/с.

При определении нагрузки от движущегося ледяного поля *для секции сооружения* необходимо сначала подсчитать

Таблица 3.6

Коэффициенты	Коэффициенты формы m_1 и m_2 для опор с передней гранью в виде							
	многогранника	треугольника	треугольника с углом заострения в плане					
			45°	60°	75°	90°	120°	150°
m_1	0,90	1,00	0,54	0,54	0,64	0,69	0,77	1,00
m_2	2,4	2,7	0,2	0,5	0,8	1,0	1,3	2,7

усилие $F_{c.\omega}=0{,}07vh_d\sqrt{AR_c}$, МН, возникающее при ударе о сооружение одиночных льдин, а также усилие $F_{b\omega}=0{,}5R_cbh_d$, МН, возникающее при разрушении льда, и за расчетную нагрузку принять наименьшее значение из этих сил.

При движении ледяного поля под углом $\theta\leqslant 80°$ к фронту сооружения (или с осью опоры) силу от воздействия льда необходимо уменьшать путем умножения ее на $\sin\theta$.

Определение нагрузки от движущегося ледяного поля на *сооружение откосного профиля* сводится к расчету горизонтальной F_h, МН, и вертикальной F_v, МН, составляющих силы от воздействия ледяного поля на сооружение. При этом горизонтальная составляющая силы F_h принимается как наименьшее из значений, полученных по формуле для $F_{b\omega}$ и по формуле $F_h=0{,}1bm_tR_fh_d^2$, а вертикальная составляющая силы $F_v=F_h/m_t$, где m_t — коэффициент, зависящий от угла наклона режущей грани сооружения к горизонту β, град; при β, равном 15°; 30; 45; 60; 75; 80; 85°, значение коэффициента m_t соответственно составляет 0,3; 0,6; 1,0; 1,7; 3,7; 5,6 и 18.

При обледенении режущей грани сооружения значения угла β допускается увеличивать, но не более чем на 20°.

Вертикальная нагрузка. При изменении уровня воды в акватории от примерзшего к сооружению ледяного покрова создается вертикальная нагрузка, значение которой для отдельно стоящих опор или свайных кустов (при расстоянии между ними более $20h_{max}$) можно определять так:

$$F_{d.p}=k_fR_fh_{max},$$

где k_f — безразмерный коэффициент, зависящий от отношения d/h_{max}; при d/h_{max}, равном 0,1; 0,2; 0,5; 1; 2; 3; 5; 10; 20, значения коэффициента k_f соответственно составляют 0,16; 0,18; 0,22; 0,26; 0,31; 0,36; 0,43; 0,63 и 1,11;

d — диаметр опоры (или свайного куста), м; при прямоугольной форме опоры в плане со сторонами a и b, м, допускается ее «диаметр» принимать равным $\sqrt{ab}$, м;

h_{max} — максимальная толщина ледяного покрова, м, обеспеченностью 1 %.

Глава 4

РАСЧЕТЫ СООРУЖЕНИЙ ПО ПЕРВОЙ И ВТОРОЙ ГРУППАМ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ

§ 4.1. РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ СООРУЖЕНИЯ НА СДВИГ ПО ПЛОСКИМ ПОВЕРХНОСТЯМ СКОЛЬЖЕНИЯ

Проверка устойчивости на сдвиг по плоским поверхностям скольжения производится для гидротехнических сооружений гравитационного типа, т. е. для таких сооружений, устойчивость которых обеспечивается в основном благодаря собственному весу сооружения.

Для обеспечения устойчивости сооружения должно быть выполнено условие

$$E_{d.I}\leqslant R_{h.I}, \qquad (4.1)$$

где $E_{d.I}$ — расчетное значение суммы сдвигающих сооружение сил, кН;

$R_{h.I}$ — расчетное значение суммы удерживающих соружение сил, кН.

Расчетные значения сдвигающих $E_{d.I}$ и удерживающих $R_{h.I}$ сил определяются по их нормативным значениям E_d и R_h с учетом системы коэффициентов (коэффициента надежности по ответственности сооружения γ_n, коэффициента надежности по нагрузке γ_f, коэффициента сочетания нагрузок γ_{lc}, коэффициента условий работы γ_c и дополнительного коэффициента условий работы γ_{ca}) по формулам:

$$E_{d.I}=\gamma_n\gamma_f\gamma_{lc}\gamma_{ca}E_d;\quad R_{h.I}=\gamma_cR_h,$$

где E_d и R_h — соответственно сумма сдвигающих и сумма удерживающих сил от нормативных нагрузок, действующих на сооружение, кН.

Коэффициент условий работы γ_c для портовых гидротехнических сооружений на всех видах оснований принимается равным 1,15, а дополнительный коэффициент условий работы γ_{ca} для основного сочетания нагрузок принимается равным 0,95. Значения сдвигающих E_d и удерживающих R_h сил зависят от вида сооружения и условий его работы.

Рассмотрим силы, действующие на сооружение, возможные поверхности сдвига на примере портового гидротехнического сооружения гравитационного типа, за тыловой гранью которого отсыпан грунт (рис. 4.1).

В результате бокового (активного) давления грунта на тыловую грань сооружения возникает горизонтальная сдвигающая сила E_d, кН, которая определяется как площадь эпюры активного давления грунта.

Сила E_d стремится сдвинуть сооружение по плоскости AB (по контакту между подошвой сооружения и постелью).

Сдвигу препятствует удерживающая сила R_h, кН, предельное значение которой определяется по формуле $R_h=Gf$, где G — сумма вертикальных сил, действующих на подошву сооружения, кН; f — коэффициент трения по поверхности сдвига, принимаемый при сдвиге бетонного сооружения в воде по поверхности каменной постели равным 0,5.

Подставляя значение $E_{d.I}$ и $R_{h.I}$ в формулу (4.1), получаем условие устойчивости при сдвиге по контакту сооружения с каменной постелью $\gamma_n\gamma_f\gamma_{lc}\gamma_{ca}E_d\leqslant\gamma_cGf$.

Потеря устойчивости сооружения. Может произойти также при сдвиге его вместе с каменной постелью. Возможная плоскость сдвига намечается в этом случае в зависимости от положения каменной постели по отношению к грунту основания.

Каменная постель заглублена в грунт основания (*рис. 4.1, а*). Рассматривается возможность сдвига сооружения с каменной постелью по системе плоскостей BC, CE, EF. Для обеспечения устойчивости сооружения должно быть выполнено условие

$$F_{d.I}\leqslant\gamma_c[(G+G_1+G_2)f_K+E_p]. \qquad (4.2)$$

где $E_{d,l}$ — расчетное значение сдвигающих сил, кН;

G — сумма вертикальных сил, действующих на подошву сооружения, кН;

G_1 — вес части каменной постели в контуре $ELBC$, определяемый по формуле $G_1 = (b_1 + b')\, h_b \rho_s g$;

b' — ширина площадки сдвига, на которую передается давление от сооружения, м;

h_b — толщина каменной постели, м;

ρ_s — плотность каменной наброски, определенная с учетом взвешивающего воздействия воды, т/м³;

G_2 — вес засыпки в контуре LKE, равный $0{,}5\, h_b^2 \rho_f g$;

f_g — коэффициент трения каменной постели по грунту основания, принимаемый равным $\operatorname{tg} \varphi_g$ (здесь φ_g — угол внутреннего трения грунта основания);

E_p — удерживающая горизонтальная сила отпора грунта перед постелью, кН, принимаемая по меньшему из значений силы E_p, определенной по формулам сопротивления грунта засыпки в контуре FKE и пассивного давления грунта $E_p = 0{,}5\, h_b^2 \times \times \rho_f g m_o (1 + m_o f_g)/(m_o - f_g)$; $E_p = 0{,}5\, h_b^2 \rho_f g \lambda_p$;

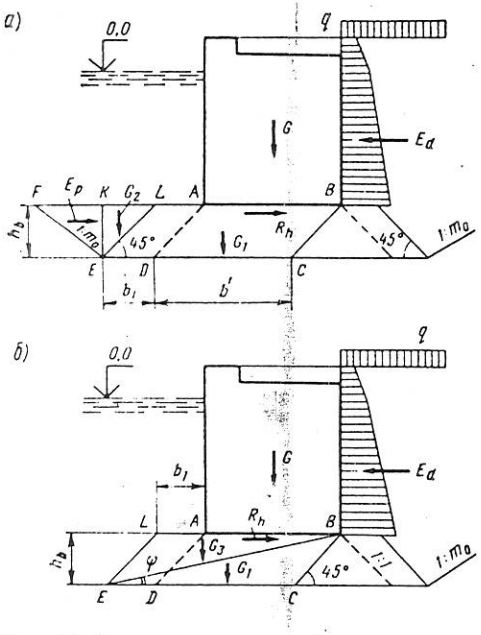


Рис. 4.1. Схемы к расчету устойчивости сооружений при плоском сдвиге:

а — сооружение на заглубленной каменной постели; *б* — сооружение на каменной постели, расположенной на поверхности грунта основания

ρ_f — плотность засыпки, определенная с учетом взвешивающего воздействия воды, т/м³;

g — ускорение свободного падения, равное 9,81 м/с²;

m_o — заложение откоса котлована;

λ_p — коэффициент горизонтальной составляющей пассивного давления грунта засыпки.

Каменная постель находится на поверхности грунта основания (рис. 4.1, *б*). В этом случае проверяется возможность сдвига сооружения вместе с каменной постелью по плоскости CE (по контакту подошвы каменной постели и грунта основания) или по наклонной плоскости BE.

Для обеспечения устойчивости сооружения при сдвиге по плоскости CE должно быть выполнено условие

$$E_{d,l} \leqslant \gamma_c (G + G_1) f_g.$$

Для обеспечения устойчивости сооружения при сдвиге по наклонной плоскости BE должно быть выполнено условие

$$\gamma_n \gamma_f \gamma_{lc} \gamma_{ca} E'_d \leqslant \gamma_c G' f_s,$$

где E'_d — сумма проекций на плоскость сдвига BE сил, действующих выше этой плоскости, кН, определяемая по формуле,

$$E'_d = (G + G_3) \sin \psi + E_d \cos \psi;$$

G' — сумма проекций сил, действующих выше плоскости сдвига BE на нормаль к этой плоскости, кН, определяемая по формуле,

$$G' = (G + G_3) \cos \psi - E_d \sin \psi;$$

f_s — коэффициент внутреннего трения каменной наброски, который допускается принимать $\operatorname{tg} \varphi_s = \operatorname{tg} 45° = 1{,}0$;

G и $E_{d,l}$ — то же, что и в формуле (4.2);

G_3 — вес части постели в контуре LBE, кН, определяемый по формуле $G_3 = 0{,}5\,(b' + b_1) \times \times h_b \rho_s g$;

ψ — угол между подошвой сооружения и плоскостью сдвига BE.

При определении сдвигающих и удерживающих сил по приведенным выше формулам следует учитывать, что расчет гравитационных сооружений большой протяженности обычно производится для участка сооружения длиной 1 м, условно вырезанного двумя вертикальными поперечными плоскостями.

§ 4.2. РАСЧЕТ ОБЩЕЙ УСТОЙЧИВОСТИ СООРУЖЕНИЯ НА СДВИГ ПО КРУГЛОЦИЛИНДРИЧЕСКИМ ПОВЕРХНОСТЯМ СКОЛЬЖЕНИЯ

Выполнение условий устойчивости гидротехнических сооружений по схеме плоского сдвига еще не означает полного обеспечения безопасности сооружения. Возможны случаи, когда сооружение вместе с каменной постелью может потерять устойчивость по некоторой поверхности скольжения, расположенной ниже каменной постели и проходящей через подстилающие грунты основания, особенно, если эти грунты имеют низкие прочностные характеристики.

Существует несколько методов расчета общей устойчивости сооружений по схеме глубинного сдвига: метод Герсеванова (поступательное перемещение сдвигаемого массива грунта вместе с сооружением), метод Крея-Терцаги (вращательное перемещение сдвигаемого массива грунта вместе с сооружением), метод ВНИИГа [1] (смешанный сдвиг).

Наиболее простой и универсальный из них — это расчет общей устойчивости по схеме глубинного сдвига при вращательном перемещении некоторого массива грунта вместе с сооружением, т. е. расчет глубинного сдвига по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения. По этому методу отыскивается такое положение центра и такой радиус круглоцилиндрической поверхности, при котором сумма удерживающих сооружение от сдвига сил оказывается минимальной.

К активным силам, вызывающим сдвиг массива грунта вместе с сооружением, относят вертикальные нагрузки от сооружения, вес грунта в основании и в обратной засыпке, в некоторых случаях воздействие фильтрационного давления. К пассивным силам, удерживающим сооружение от сдвига, относят силы трения, развивающиеся по поверхности скольжения, и силы сцепления на этой поверхности, а также силы сопротивления конструктивных элементов (анкеров, свай, шпунта) сдвигу.

При расчете общей устойчивости сооружений при вращательном перемещении сдвигаемого массива грунта вместе с сооружением должно быть выполнено условие

$$\gamma_f \gamma_{lc} \gamma_{ca} M_d \leqslant (M_r \gamma_c)/\gamma_n,$$

где γ_f, γ_{lc}, γ_c, γ_n — то же, что и в формуле (4.1);

γ_{ca} — дополнительный коэффициент условий работы, принимаемый для глубинного сдвига по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения, равным 0,75 — 0,85;

M_d — сумма моментов сил, вызывающих сдвиг сооружения относительно выбранного центра круглоцилиндрической поверхности, кН·м;

M_r — сумма моментов сил, удерживающих сооружение от сдвига относительно выбранного центра круглоцилиндрической поверхности, кН·м.

Расчет общей устойчивости сооружения по круглоцилиндрической поверхности скольжения рекомендуется производить в следующей последовательности.

1. Определяется положение центра наиболее невыгодной поверхности сдвига. Точных формул для определения положения центра поверхности сдвига нет. Нахождение центра O, соответствующего минимальной устойчивости сооружения, является громоздким.

Для предварительных расчетов относительные координаты центра вращения x и y для вертикальных сооружений (рис. 4.2, *а*) определяются по табл. 4.1.

Равномерно распределенная нагрузка q, кПа, в пределах кривой скольжения и грунт, расположенный выше горизонта воды, заменяются эквивалентным слоем грунта высотой h_0, приведенным к плотности грунта под водой ρ_2. Затем определяется превышение эквивалентного слоя грунта над поверхностью сооружения

$$\Delta h = h_1 (\rho_2/\rho_1 - 1) + q/(\rho_2 g),$$

где h_1 — высота слоя грунта над водой, м;

ρ_1 и ρ_2 — плотность грунта над водой и под водой, т/м³;

[1] Всесоюзный научно-исследовательский институт гидротехники имени Б. Е. Веденеева.

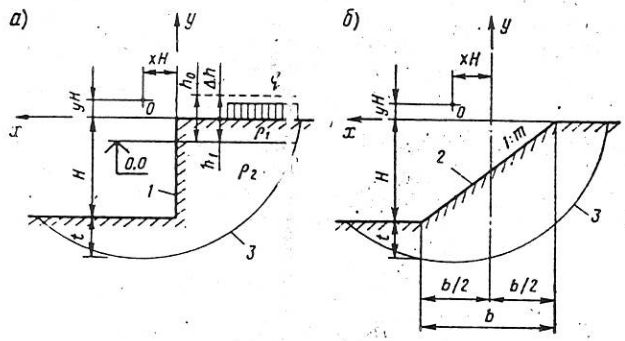


Рис. 4.2. Схемы для определения положения наиболее невыгодной поверхности сдвига:
а — для вертикальных сооружений; *б* — для откосных сооружений; *1* — вертикальная стена; *2* — поверхность откоса; *3*—поверхность сдвига

g — укорение свободного падения, м/с².

По значениям Δh, t, ρ и H определяем относительные координаты x и y центра вращения.

Для сооружений откосного типа (рис. 4.2, *б*) относительные координаты центра вращения приближенно определяются по табл. 4.2.

2. Из центра вращения O радиусом R проводится кривая скольжения (рис. 4.3). Обычно точки, через которые проводят кривые скольжения, являются постоянными для данного типа сооружения. Например, для гравитационных сооружений кривая скольжения проводится так, чтобы она проходила через нижнюю угловую точку тылового ребра сооружения или через соответствующую точку каменной постели; для сооружения типа «больверк» — через нижнюю точку вертикальной стенки; для свайных сооружений — через нижнюю лицевую или через нижнюю тыловую точку свайного основания.

3. Определяется невыгодное для сооружения положение равномерно распределенной нагрузки q. Для этого из центра O под углом внутреннего трения грунта основания φ_o проводится прямая OB до пересечения с поверхностью сдвига. Из точки B проводится вертикальная прямая до пересечения с поверхностью сооружения в точке A, которая является границей невыгодного расположения нагрузки q на поверхности сооружения.

4. Массив грунта в пределах поверхности сдвига разбивается на ряд условно не связанных один с другим вертикальных элементов шириной b и подсчитывается вес каждого элемента G_i с учетом нагрузки q, расположенной над ним.

Нагрузка G_i, действующая на подошву i-го элемента, раскладывается на две составляющие: $G_i \sin \alpha_i$ (приложена в центре подошвы i-го элемента и направлена по касательной к поверхности сдвига) и $G_i \cos \alpha_i$ (направлена по нормали к поверхности сдвига). Сила $G_i \sin \alpha_i$ стремится сдвинуть i-й элемент относительно поверхности сдвига.

Сдвигу i-го элемента препятствуют силы трения ($G_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_o$) и силы сцепления $c_i l_i$, действующие по его подошве. Положение центра подошвы i-го элемента определяется углом α_i между вертикалью и радиусом R, проведенным через центр основания i-го элемента

$$\alpha_i = \arcsin \frac{r_i}{R},$$

где r_i — расстояние по горизонтали от центра круглоцилиндрической поверхности до середины i-го элемента (принимается со знаком «—» для элементов, расположенных слева от вертикали, проходящей через центр круглоцилиндрической поверхности).

5. Для каждой из полос подсчитываются значения моментов относительно центра вращения O от сдвигающих и удерживающих сил:

$$M_{di} = RG_i \sin \alpha_i;$$

$$M_{ri} = R\,(G_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + c_i l_i).$$

6. Определяются суммарные значения моментов сил, вызывающих сдвиг сооружения, M_d, и моментов сил, удерживающих сооружение от сдвига M_r.

При определении момента M_d следует учитывать воздействие на сооружение горизонтальных составляющих длительных временных нагрузок, или одной из кратковременных нагрузок, приложенных непосредственно к сооружению и создающих сдвигающий момент относительно центра вращения O.

На рис. 4.3 показана эпюра фильтрационного давления воды на стенку причального сооружения. Равнодействующая фильтрационного давления W_i создает дополнительный сдвигающий момент относительно центра O

$$\Delta M_d = \Sigma W_i z_i,$$

где z_i — расстояние от центра вращения до силы W_i, м.

При определении суммарного удерживающего момента M_r следует учитывать сумму сил сопротивления сдвигу конструктивных элементов (анкеров,

Таблица 4.1

$\frac{\Delta h}{\rho H}$	$\frac{t}{H}$	Относительные координаты центра вращения	
		x	y
0	0,5	0,25	0,26
0	1,0	0,33	0,41
0,5	0,5	0,31	0,35
0,5	1,0	0,41	0,53
1,0	0,5	0,34	0,39
1,0	1,0	0,44	0,57

Примечания. 1. Средняя плотность грунта ρ, т/м³, по высоте H, м, под водой.
2. Расстояние между дном и наинизшей точкой кривой скольжения t, м.

Таблица 4.2

Уклон откоса 1 : m	$\frac{t}{H}$	Относительные координаты центра вращения	
		x	y
1 : 1	0,25	0,75	0,25
	1	0,5	0,13
	1,5	0,25	0,25
1 : 2	0,25	0,55	0,35
	1	0,6	0,2
	1,5	0,5	0,5
1 : 3	0,25	0,6	1,15
	1	0,4	0,6
	1,5	0,4	0,5

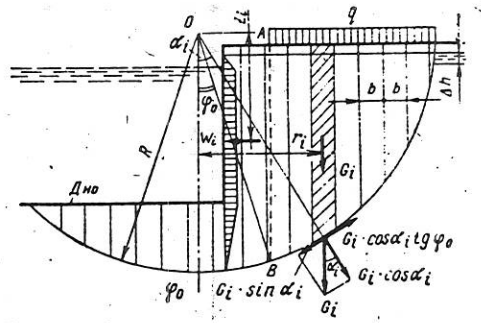


Рис. 4.3. Схема к расчету общей устойчивости сооружения в предположении скольжения по круглоцилиндрическим поверхностям

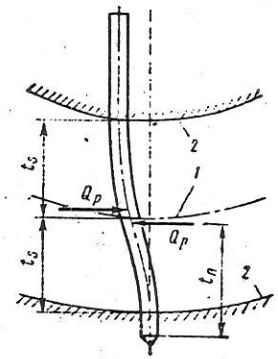


Рис. 4.4. Схема работы сваи, перерезаемой поверхностью скольжения, при нарушении общей устойчивости основания сооружения:
1 — поверхность скольжения; *2* — поверхности защемления

свай, шпунта и т. д.), перерезаемых поверхностью сдвига.

На рис. 4.4 показана схема работы сваи, перерезаемой поверхностью скольжения. Сопротивление одной сваи излому $Q_{p,i}$, забитой ниже поверхности скольжения на глубину $t_п$, приведенное к погонной длине 1 м сооружения, допускается определять по формуле:

$$Q_{p,i} = 4M_p/(l_s L),$$

где M_p — изгибающий момент в свае ниже поверхности скольжения, значение которого принимается наименьшим, полученным из двух условий — из условия прочности железобетонного сечения сваи или из условия защемления сваи ниже поверхности скольжения на расстоянии l_s, равном $t_п/1{,}25$ по формуле

$$M_p = |(\sigma_p - \sigma_a)\, l_p\, l_s^2|/8;$$

σ_p и σ_a — соответственно интенсивности отпора и распора грунта, кПа, в точке пересечения оси сваи с окружностью скольжения;

l_p — длина участка, в пределах которого на сваю передается активное и пассивное давление грунта. В зависимости от расстояния L между осями свай вдоль сооружения величина l_p принимается при $L \leqslant 3d_p$, равной L; при $L > 3d_p$, равной $3d_p$;

d_p — диаметр или сторона прямоугольного сечения сваи. При этом $d_p \leqslant 1{,}0$ м;

l_s — половина длины изогнутой части сваи между поверхностями защемления (см. рис. 4.4).

С учетом всех сил, вызывающих сдвиг сооружения и удерживающих сооружение от сдвига, суммарные значения моментов M_d и M_r определяются так:

$$M_d = R \sum_{i=1}^{n} G_i \sin \alpha_i + \Delta M_d;$$

$$M_r = R \left(\sum_{i=1}^{n} G_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + \sum_{i=1}^{m} c_i l_i + R_s \right),$$

где R_s — сумма сил сопротивления конструктивных элементов сдвигу (при свайном основании $R_s = \sum_{i=1}^{n} Q_{p,i}$. Здесь n — число свай, перерезаемых поверхностью сдвига).

§ 4.3. РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ СООРУЖЕНИЯ НА ОПРОКИДЫВАНИЕ

При воздействии горизонтальных сил на гравитационное гидротехническое сооружение возможен поворот (опрокидывание) этого сооружения вокруг переднего ребра вращения (точка A на рис. 4.5).

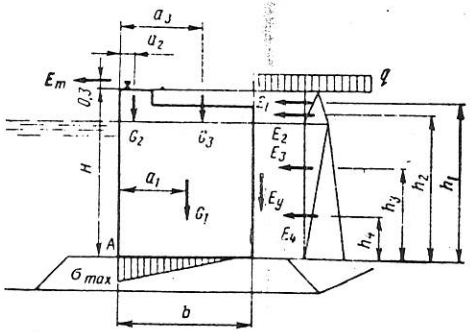


Рис. 4.5. Схема к расчету устойчивости сооружения на опрокидывание ($e > b/6$)

Необходимость расчета устойчивости сооружения на опрокидывание определяется положением равнодействующей усилий R от вертикальных и горизонтальных нагрузок, действующих на подошву сооружения:

1) равнодействующая вертикальных и горизонтальных сил находится в пределах ядра сечения основания, т. е. соблюдается условие $e \leqslant b/6$ или $a \geqslant b/3$. Этому случаю соответствует трапецеидальная форма эпюры нормальных напряжений по контакту основания сооружения и каменной постели (см. ниже рис. 4.11, *а*). Давление на каменную постель передается по всей ширине сооружения b, и расчет устойчивости сооружения на опрокидывание не производится;

2) равнодействующая вертикальных и горизонтальных сил выходит за пределы ядра сечения основания ($e > b/6$ или $a < b/3$). Этому случаю соответствует треугольная форма эпюры нормальных сжимающих напряжений по контакту сооружения и каменной постели (см. ниже рис. 4.11, *б*). Это неблагоприятный для сооружения случай, так как давление на каменную постель передается не по всей ширине сооружения b и из-за неравномерных осадок основания сооружение может потерять устойчивость на опрокидывание.

Гидротехнические сооружения гравитационного типа по условиям неравномерности осадок проектируются так, чтобы был обеспечен контакт между подошвой сооружения и основанием по всей ширине сооружения b. Для таких сооружений проверку устойчивости на опрокидывание производить не надо.

Для гравитационных сооружений допускается выход равнодействующей за пределы ядра сечения основания при увеличенном эксцентриситете e в следующих случаях: для сооружений на скальном основании до $e \leqslant 0{,}25b$; для сооружений на основаниях из твердых и плотных грунтов в случае их расчета на особые сочетания нагрузок и воздействий до $e \leqslant 0{,}2b$.

При выходе равнодействующей усилий за пределы ядра сечения основания необходимо произвести проверку устойчивости сооружения на опрокидывание вокруг переднего ребра вращения по формуле

$$\gamma_n \gamma_f \gamma_{lc} \gamma_{ca} M_o \leqslant \gamma_c M_r,$$

где γ_n, γ_f, γ_{lc}, γ_c — то же, что в формуле (4.1);

γ_{ca} — дополнительный коэффициент условий работы, принимаемый при расчете устойчивости на опрокидывание 1,20—1,25;

M_o и M_r — соответственно моменты от опрокидывающих и удерживающих сил относительно рассматриваемого ребра вращения, кН·м.

К опрокидывающим силам следует относить все горизонтальные силы, действующие на сооружение. К удерживающим силам относят все вертикальные силы, действующие в пределах подошвы сооружения, включая вертикальную составляющую активного давления грунта с учетом возможных временных нагрузок.

Для схемы сил, показанной на рис. 4.5, опрокидывающий M_o и удерживающий M_r моменты, кН·м, определяются так:

$$M_o = E_1 h_1 + E_2 h_2 + E_3 h_3 + E_4 h_4 + E_m (H + 0{,}3);$$

$$M_r = G_1 a_1 + G_2 a_2 + G_3 a_3 + E_y b.$$

§ 4.4. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ ГРУППЫ

Расчет по прочности бетонных элементов. Производится расчет для сечений, нормальных к продольной оси. В зависимости от условий работы элементов они рассчитываются без учета, а также с учетом сопротивления бетона растянутой зоны.

Без учета сопротивления бетона растянутой зоны рассматриваются внецентренно сжатые элементы, в которых по условиям эксплуатации допускается образование трещин (элементы, не подверженные действию агрессивной воды и не воспринимающие напор воды). Предельное состояние таких элементов характеризуется разрушением бетона сжатой зоны при достижении напряжений, равных призменной прочности бетона R_b. Эпюра напряжений в сжатой зоне условно принимается равномерно распределенной (рис. 4.6, *а*). Расчет прочности таких элементов производится так:

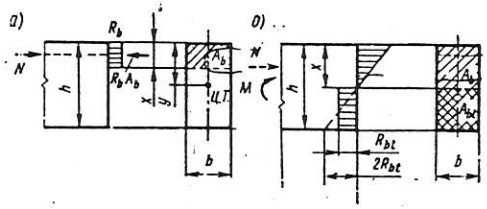


Рис. 4.6. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси бетонного элемента:

а — внецентренно сжатого, рассчитываемого по прочности без учета сопротивления бетона растянутой зоны; *б* — изгибаемого (внецентренно сжатого), рассчитываемого по прочности с учетом сопротивления бетона растянутой зоны; Ц. Т. — центр тяжести сечения

$$\gamma_n \gamma_f \gamma_{lc} \gamma_{ca} N \leqslant \varphi \gamma_{bi} R_b A_b, \qquad (4.3)$$

где γ_{ca} — дополнительный коэффициент условий работы, принимаемый при расчете прочности бетонных элементов равным 0,85—0,95;

N — продольная сила в рассматриваемом сечении бетонного элемента;

γ_{bi} — коэффициент условий работы бетона, принимаемый для бетонных конструкций равным 0,9;

R_b — расчетное сопротивление бетона осевому сжатию для предельных состояний первой группы;

A_b — площадь сечения сжатой зоны бетона, определяемая из условия совпадения ее центра тяжести с точкой приложения равнодействующей внешних сил;

φ — коэффициент продольного изгиба, учитывающий влияние прогиба внецентренно сжатых бетонных элементов на их несущую способность; коэффициент φ зависит от гибкости элемента, т. е. от отношения расчетной длины элемента l_{ef} к радиусу инерции i, и принимается по табл. 4.3.

С учетом сопротивления бетона растянутой зоны сечения рассчитываются все изгибаемые элементы, а также внецентренно сжатые элементы, в которых по условиям эксплуатации образование трещин не допускается. При этом принимается, что достижение предельного состояния ха-

Таблица 4.3

Значение l_{ef}/b для сечения прямоугольной формы	Значение l_{ef}/i для сечения произвольной формы	Коэффициент φ
4	14	1
4	14	0,98
6	21	0,96
8	28	0,91
10	35	0,86

Примечания. 1. Наименьший размер прямоугольного сечения b.
2. Наименьший радиус инерции сечения i.
3. Расчетная длина элемента l_{ef}; принимаемая в зависимости от характера закрепления концов элемента равной: при полном защемлении обоих концов $0{,}5\,l$; при полном защемлении одного конца и шарнирно неподвижном закреплении другого $0{,}7\,l$; при шарнирно неподвижном закреплении обоих концов l; при одном полностью защемленном и одном свободном конце $2\,l$; l — геометрическая длина элемента.

рактеризуется разрушением бетона растянутой зоны (появлением трещин). Напряжения в бетоне растянутой зоны принимаются равномерно распределенными и равными R_{bt} (рис. 4.6, *б*).

Внецентренно сжатые элементы бетонных конструкций при учете сопротивления растянутой зоны сечения рассчитываются из условия ограничения значений краевых растягивающих и сжимающих напряжений по формулам:

$$\gamma_n \gamma_f \gamma_{lc} \gamma_{ca} (M/W - N/A) \leqslant \varphi \gamma \gamma_{bi} \gamma_h R_{bt};$$

$$\gamma_n \gamma_f \gamma_{lc} \gamma_{ca} (0{,}8M/W + N/A) \leqslant \varphi \gamma_{bi} R_b,$$

где M и N — момент и продольная сила в рассматриваемом сечении бетонного элемента;

W — момент сопротивления рассматриваемого сечения (для прямоугольного сечения $W = bh^2/6$);

A — площадь поперечного сечения элемента;

γ_{ca}, γ_{bi}, φ — то же, что и в формуле (4.3);

γ — коэффициент учитывающий пластические свойства бетона растянутой зоны и зависящий от формы поперечного сечения: для прямоугольных тавровых сечений с полкой в сжатой или в растянутой зоне $\gamma = 1{,}7$; для тавровых сечений с полкой в растянутой зоне при $b'_f/b \geqslant 2$ и $h'_f/h \leqslant 0{,}2$ коэффициент $\gamma = 1{,}5$; для кольцевых и круглых сечений $\gamma = 2 - 0{,}4\,D_1/D$ (здесь D — наружный диаметр сечения; D_1 — внутренний диаметр);

0,8 — коэффициент, учитывающий пластические деформации в сжатой зоне бетонного элемента;

γ_h — коэффициент, определяемый в зависимости от высоты сечения: при высоте сечения $h \leqslant 100$ см $\gamma_h = 1$; при $h > 100$ см $\gamma_h = 0{,}9 + 10/h$.

Расчет прочности изгибаемых бетонных элементов производится из условия

$$\gamma_n \gamma_f \gamma_{lc} \gamma_{ca} M \leqslant \gamma_h \gamma_{bi} R_{bt} W_{pl},$$

где $W_{pl} = \gamma W$ — момент сопротивления сечения с учетом неупругих деформаций растянутого бетона. Для элементов прямоугольного сечения $W_{pl} = (bh^2)/3{,}5$.

Расчет по прочности сечений железобетонных элементов, нормальных к продольной оси. Бетонная балка, лежащая на двух опорах и подверженная поперечному изгибу, имеет малую несущую способность. Несущая способность такой балки ограничивается низким сопротивлением бетона растяжению, в то время как высокое сопротивление бетона сжатию остается неиспользованным (рис. 4.7, *а*).

Железобетонная балка, в которой растягивающие усилия воспринимаются расположенной внизу арматурой, может иметь несущую способность, почти в 20 раз большую, чем несущая способность бетонной балки таких же размеров без арматуры.

Опытами установлено, что разрушение железобетонной балки, подверженной поперечному изгибу, может произойти или в зоне действия максимальных изгибающих моментов по нормальному к продольной оси сечению *Б—Б*, или в зоне действия максимальных поперечных сил по наклонному сечению *В—В* (рис. 4.7, *б*).

Поэтому расчет на прочность железобетонных элементов должен производиться для сечений, нормальных к их продольной оси, а также для наклонных к ней сечений.

При определении предельных усилий в сечении, нормальном к продольной оси элемента, исходят из следующих предпосылок: сопротивление бетона растянутой зоны принимается равным нулю; сопротивление бетона сжатой зоны принимается равным его призменной прочности R_b и равномерно распределенным по высоте сжатой зоны бетона; напряжения в растянутой и сжатой арматурах принимаются равными их расчетным сопротивлениям R_s и R_{sc} (рис. 4.8).

В расчетах железобетонных конструкций приняты следующие обозначения геометрических характеристик сечения:

b — ширина прямоугольного сечения, ширина ребра таврового и двутаврового сечений;

b_f, b'_f — ширина полки таврового и двутаврового сечений соответственно в растянутой и сжатой зонах;

h — высота прямоугольного, таврового и двутаврового сечений;

h_f, h'_f — высота полки таврового и двутаврового сечений соответственно в сжатой и растянутой зонах;

a, a' — расстояния от равнодействующей усилий соответственно в растянутой и сжатой арматуре до ближайшей грани сечения;

h_0, h'_0 — рабочая высота сечения, равная соответственно $h_0 = a$ и $h_0 = a'$;

x — высота сжатой зоны сечения;

ζ — относительная высота сжатой зоны бетона, равная x/h_0;

s — расстояние между хомутами;

A_s, A'_s — площади сечения ненапрягаемой арматуры соответственно S и S';

μ — коэффициент армирования, равный A_s/bh_0, без учета свесов сжатых и растянутых полок;

A — площадь всего бетона в поперечном сечении;

A_b — площадь сжатой зоны бетона;

A_{bt} — площадь растянутой зоны бетона.

Различают две возможные схемы разрушения железобетонного изгибаемого элемента:

1) в рационально армированных изгибаемых элементах разрушение начинается с растянутой арматуры при достижении в ней расчетных сопротивлений R_s;

2) в так называемых переармированных элементах разрушение начинается со сжатой зоны бетона при достижении

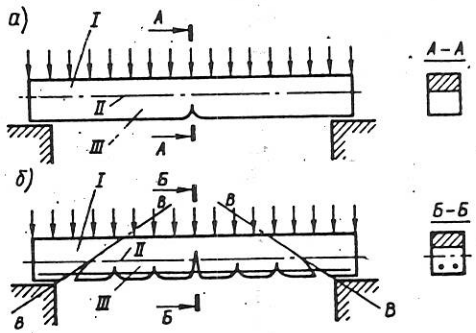


Рис. 4.7. Характер образования трещин и расчетные сечения в бетонной (*а*) и железобетонной (*б*) балках:
I — сжатая зона; *II* — нейтральный слой; *III* — растянутая зона

в ней расчетного сопротивления R_b. При этом напряжения в растянутой арматуре меньше расчетного сопротивления R_s, что экономически невыгодно.

При расчетах прочности железобетонных изгибаемых элементов изгибающий момент от внешней нагрузки не должен превышать несущей способности сечения, т. е. $M \leqslant M_{sec}$.

Для определения внутренних усилий применяют метод сечений. Для этого мысленно разрезают элемент на две части. Одну из них (обычно правую) отбрасывают, а для соблюдения равновесия заменяют действие отброшенной части на оставшуюся внутренними усилиями. Таким образом получают расчетную схему. Затем используют три уравнения статики: сумма моментов всех сил относительно любой точки, сумма проекций усилий на поперечную ось $У$ и на про-

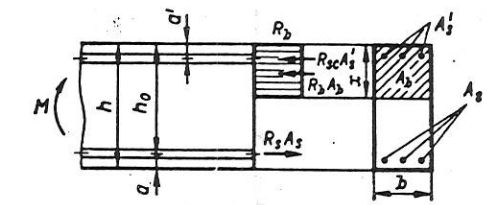


Рис. 4.8. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента при расчете его по прочности

дольную ось X должны равняться нулю: $\Sigma M=0$; $\Sigma X=0$; $\Sigma Y=0$.

Путем решения этих уравнений определяются внутренние усилия, выводятся расчетные формулы.

Расчет прочности изгибаемого железобетонного элемента любой симметричной формы. Расчет производится из условия

$$M_1 \leqslant \gamma_{bi} R_b A_b z_b + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (4.4)$$

где M_1 — расчетный изгибающий момент в сечении, кН·м. Определяется с учетом системы коэффициентов по формуле $M_1 = \gamma_n \gamma_f \gamma_{lc} \gamma_{ca} M$;

z_b — плечо внутренней пары сил, см (расстояние между центрами тяжести площади растянутой арматуры и сжатой зоны бетона).

Таблица 4.4

ζ	η	A_0	ζ	η	A_0
0,01	0,995	0,01	0,37	0,815	0,301
0,02	0,99	0,02	0,38	0,81	0,309
0,03	0,985	0,03	0,39	0,805	0,314
0,04	0,98	0,039	0,4	0,8	0,32
0,05	0,975	0,048	0,41	0,795	0,326
0,06	0,97	0,058	0,42	0,79	0,332
0,07	0,965	0,067	0,43	0,785	0,337
0,08	0,96	0,077	0,44	0,78	0,343
0,09	0,955	0,085	0,45	0,775	0 349
0,1	0,95	0,095	0,46	0,77	0,354
0,11	0,945	0,104	0,47	0,765	0,359
0,12	0,94	0,113	0,48	0,76	0,365
0,13	0,935	0,121	0,49	0,755	0,37
0,14	0,93	0,13	0,5	0,75	0,375
0,15	0,925	0,139	0,51	0,745	0,38
0,16	0,92	0,147	0,52	0,74	0,385
0,17	0,915	0,155	0,53	0,735	0,39
0,18	0,91	0,164	0,54	0,73	0,394
0,19	0,905	0,172	0,55	0,725	0,399
0,2	0,9	0,18	0,56	0,72	0,403
0,21	0,895	0,188	0,57	0,715	0,408
0,22	0,89	0,196	0,58	0,71	0,412
0,23	0,885	0,203	0,59	0,705	0,416
0,24	0,88	0,211	0,6	0,7	0,42
0,25	0,875	0,219	0,61	0,695	0,424
0,26	0,87	0,226	0,62	0,69	0,428
0,27	0,865	0,236	0,63	0,685	0,432
0,28	0,86	0,241	0,64	0,68	0,435
0,29	0,855	0,248	0,65	0,675	0,439
0,3	0,85	0,255	0,66	0,672	0,442
0,31	0,845	0,262	0,67	0,665	0,446
0,32	0,84	0,269	0,68	0,66	0,449
0,33	0,835	0,275	0,69	0,655	0,452
0,34	0,83	0,282	0,7	0,65	0,455
0,35	0,825	0,289	—	—	—
0,36	0,82	0,295	—	—	—

Высота сжатой зоны бетона x определяется из равенства

$$\gamma_{si} R_s A_s - \gamma_{si} R_{sc} A'_s = \gamma_{bi} R_b bx. \quad (4.5)$$

Формулы (4.4) и (4.5) справедливы, если сечение элемента не переармировано, и его разрушение начинается при достижении расчетных напряжений в растянутой арматуре.

Отношение высоты сжатой зоны x к рабочей высоте сечения h_0 называется относительной высотой сжатой зоны бетона ($\zeta = x/h_0$).

Существуют граничное значение ζ_R и соответствующее ему предельное значение коэффициента армирования $\mu_{max} = \zeta_R \gamma_{bi} R_b / (\gamma_{si} A_s)$, при превышении которого разрушение элемента начинается не с растянутой арматуры, а со сжатой зоны бетона. Поэтому расчет изгибаемых элементов по формулам (4.4) и (4.5) может производиться лишь в том случае, если соблюдается условие $\zeta \leqslant \zeta_R$.

Нормы устанавливают также минимальное значение процента армирования из условия равнопрочности армированного сечения с неармированным, которое составляет 0,05 % от рабочей площади сечения bh_0. Если фактический процент армирования $\mu\% = 100\mu$ меньше чем 0,05 %, то сечение следует рассчитывать без учета арматуры, т. е. как сечение бетонного элемента.

Расчет прямоугольных сечений с одиночной арматурой. Расчетная схема усилий в сечении соответствует схеме, показанной на рис. 4.8 при $A'_s = 0$. Формулы (4.4) и (4.5) легко преобразовать для расчета прямоугольных сечений с одиночной арматурой, приняв $A'_s = 0$ и $z_b = h_0 - x/2$, т. е.

$$M_1 \leqslant \gamma_{bi} R_b bx (h_0 - x/2);$$

$$\gamma_{si} R_s A_s = \gamma_{bi} R_b bx. \quad (4.6)$$

Расчет прямоугольных сечений по таблицам. Расчетные формулы (4.6) могут быть приведены к форме, которая позволяет использовать при расчете значения табличных коэффициентов:

$$\zeta = x/h_0; \ \eta = z_b/h_0 = 1 - 0{,}5\zeta;$$

$$A_0 = \zeta (1 - 0{,}5\zeta).$$

Значения табличных коэффициентов ζ, η и A_0 приведены в табл. 4.4.

При расчете с помощью табличных коэффициентов условие прочности:

$$M_1 \leqslant A_0 \gamma_{bi} R_b bh_0^2, \quad (4.7)$$

а относительная высота сжатой зоны:

$$\zeta = \gamma_{si} R_s A_s / (\gamma_{bi} R_b bh_0). \quad (4.8)$$

Предельный момент, воспринимаемый изгибаемым элементом прямоугольного сечения с одиночной арматурой, при котором разрушение начинается с растянутой арматуры, определяется так:

$$M_{max} = A_R \gamma_{bi} R_b bh_0^2,$$

где $A_R = \zeta_R (1 - 0{,}5\zeta_R)$.

Значение ζ_R и соответствующие им значения A_R приведены в табл. 4.5.

При расчетах железобетонных конструкций обычно приходится решать задачи по проверке прочности сечения и по определению площади сечения продольной арматуры.

Задача 1. Дано: b, h (h_0), A_s, M, R_b, R_s. Требуется проверить прочность сечения.

Решение. 1. Определяется значение ζ по формуле (4.8). 2. При $\zeta \leqslant \zeta_R$ проверка прочности производится по формуле (4.7).

При $\zeta > \zeta_R$ проверку прочности следует производить из условия:

$$M_1 \leqslant A_R \gamma_{bi} R_b bh_0^2,$$

где A_R — принимается по табл. 4.5 в зависимости от ζ_R.

Задача 2. Дано b, h (h_0), M, R_b, R_s. Требуется определить площадь сечения продольной арматуры A_s.

Решение. 1. Определяется значение A_0 по формуле (4.7). 2. При $A_0 \leqslant A_R$ по табл. 4.4 в зависимости от A_0 определяется соответствующее значение ζ или η. 3. Площадь арматуры A_s определяется по одной из формул:

$$A_s = M_1 / (\gamma_{si} R_s \eta h_0);$$

$$A_s = \zeta bh_0 \gamma_{bi} R_b / (\gamma_{si} R_s).$$

Если $A_0 > A_R$, необходимо увеличить размеры сечения, повысить класс бетона или поставить расчетную сжатую арматуру S', площадь сечения которой определяется так:

$$A'_s = (M_1 - \gamma_{bi} R_b A_R bh_0^2) / [R_{sc} (h_0 - a')].$$

Расчет прямоугольных сечений с двойной арматурой. Сечениями с двойной арматурой называют такие сечения, в которых, кроме растянутой арматуры A_s, ставится по расчету сжатая арматура S' площадью A'_s. Необходимость применения сжатой арматуры возникает тогда, когда при заданных размерах сечения и классах бетона и стали сечение с одиночной арматурой оказывается переармированным, т. е. $\zeta > \zeta_R$ или $A_0 > A_R$.

Таблица 4.5

Класс арматуры	Коэффициент	Класс бетона				
		B20	B30	B40	B50	B60
A-I	ζ_R	0,65	0,59	0,55	—	—
	A_R	0,48	0,42	0,4	—	—
A-II	ζ_R	0,62	0,57	0,52	0,47	0,44
	A_R	0,43	0,41	0,38	0,36	0,34
A-III (при 10—40)	ζ_R	0,59	0,54	0 5,	0,45	0,41
	A_R	0,41	0,39	0,37	0,34	0,33
A-IV	ζ_R	0,44	0,39	0,3	0,32	0,28
	A_R	0,34	0,31	0,36	0,27	0,24
A-V	ζ_R	0,41	0,37	0,33	0,29	0,26
	A_R	0,33	0,3	0,28	0,25	0,23

Схема усилий и эпюра напряжений в сечении с двойной арматурой показаны на рис. 4.8. Высота сжатой зоны таких сечений ограничивается условием $\zeta \leqslant \zeta_R$, благодаря чему происходит практически одновременное разрушение растянутой и сжатой зон. При условии $x \geqslant 2a'$ гарантируется достижение сжатой арматуры S' напряжений R_{sc}.

Расчет прочности прямоугольных сечений с двойной арматурой (при использовании табличных коэффициентов) следует производить из условия $M_1 \leqslant \gamma_{bi} R_b A_0 bh_0^2 + \gamma_{si} R_{sc} A'_s (h_0 - a')$:

При этом относительная высота сжатой зоны:

$$\zeta = \frac{\gamma_{si} R_s A_s - \gamma_{si} R_{sc} A'_s}{\gamma_{bi} R_b bh_0}.$$

Площадь сечения растянутой арматуры:

$$A_s = (\gamma_{bi} R_b \zeta bh_0 + R_{sc} A'_s) / (\gamma_{si} R_s).$$

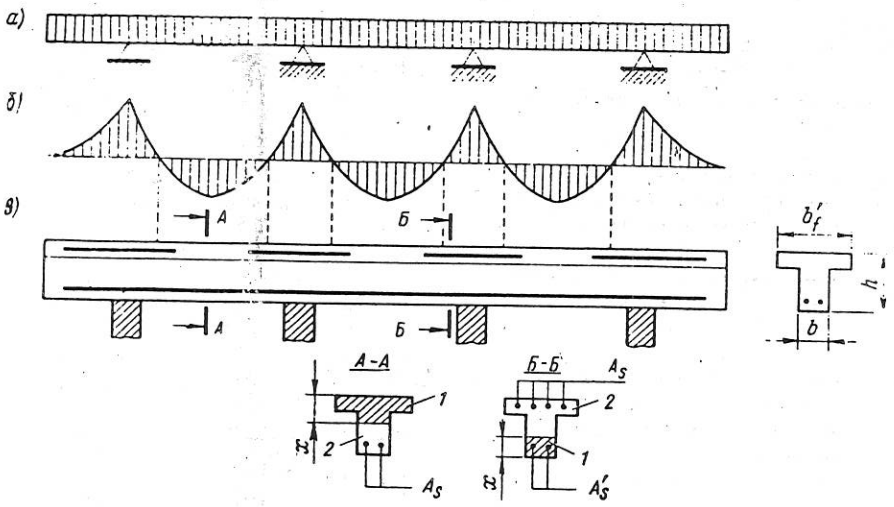


Рис. 4.9. Неразрезная балка таврового сечения:
а — схема загружения балки; *б* — эпюра изгибающих моментов; *в* — схема расположения продольной растянутой арматуры; *1* — сжатая зона; *2* — растянутая зона

При этом, если $A_0 > A_R$, то следует вместо ζ принимать его граничное значение ζ_R.

Расчет тавровых (двутавровых) сечений. Тавровые сечения являются весьма распространенными в элементах железобетонных конструкций. В тавровых сечениях различают полку шириной b'_f, высотой h'_f и ребро шириной b, высотой h. Полка таврового сечения оказывает влияние на его несущую способность только в том случае, если она расположена в сжатой зоне, так как все растягивающие напряжения в предельном состоянии воспринимаются арматурой S и бетон растянутой зоны не оказывает влияния на несущую способность сечения изгибаемого элемента.

Расчетная форма сечения железобетонного изгибаемого элемента определяется формой сжатой зоны бетона. На рис. 4.9 показана неразрезная балка таврового сечения. В пролете, где полка расположена в сжатой зоне (сечение *А—А*), расчетное сечение тавровое, а на опоре, где полка расположена в растянутой зоне (сечение *Б—Б*), расчетное сечение прямоугольное.

В изгибаемых элементах таврового сечения при большой ширине полки напряжения в удаленных от ребра участках полки незначительны. Поэтому нормы ограничивают расчетную ширину полки. Значение b'_f, вводимое в расчет, принимается из условия, что ширина свеса полки в каждую сторону от ребра должна быть не более $^1/_6$ пролета элемента; при наличии поперечных ребер или при $h'_f \geqslant 0{,}1h$ не более $^1/_2$ расстояния в свету между продольными ребрами; при отсутствии поперечных ребер или при расстояниях между ними больших, чем при расстоянии между продольными ребрами, и при $h'_f < 0{,}1h$ не более $6h'_f$; при консольных свесах полки: $h'_f \geqslant 0{,}1h$ не более $6h'_f$; при $0{,}05h \leqslant h'_f < 0{,}1h$ не более $3h'_f$; при $h_f \leqslant 0{,}05h$ свесы полки не учитываются и сечение рассчитывается как прямоугольное размерами b на h.

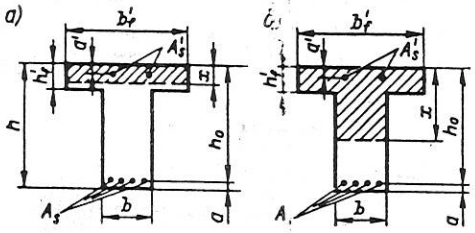


Рис. 4.10. Положение границы сжатой зоны в сечении изгибаемого железобетонного элемента:
а — в полке; *б* — в ребре

Расчетные формулы для элементов таврового сечения зависят от положения нейтральной оси (рис. 4.10). Положение нейтральной оси определяется двумя способами. Если решается задача по определению несущей способности сечения (известны A_s, а также геометрические характеристики сечения), то при соблюдении условия

$$\gamma_{si} R_s A_s \leqslant \gamma_{bi} R_b b'_f h'_f$$

нейтральная ось проходит в пределах полки, при несоблюдении нейтральная ось проходит в ребре.

Если решается задача по определению площади арматуры A_s, то при соблюдении условия $M_1 \leqslant \gamma_{bi} R_b b'_f h'_f (h_0 - 0{,}5h'_f)$ нейтральная ось проходит в полке, т. е. $x \leqslant h'_f$. Если условие не удовлетворяется, тогда нейтральная ось проходит в ребре.

1. Нейтральная ось проходит в пределах полки ($x \leqslant h'_f$). В этом случае сечение рассчитывается как прямоугольное шириной $b = b'_f$.

2. Нейтральная ось пересекает ребро ($x > h'_f$). Проверка прочности таврового (двутаврового) сечения с двойной арматурой производится из условия

$$M_1 \leqslant A_0 \gamma_{bi} R_b b h_0^2 + \gamma_{bi} R_b (b'_f - b) h'_f \times \times (h_0 - 0{,}5h'_f) + \gamma_{si} R_{sc} A'_s (h_0 - a').$$

При этом значение коэффициента A_0 принимается по табл. 4.4 в зависимости от относительной высоты сжатой зоны ζ, определенной по формуле:

$$\zeta = \frac{\gamma_{si} R_s A_s - \gamma_{si} R_{sc} A'_s - \gamma_{bi} R_b (b'_f - b) h'_f}{\gamma_{bi} R_b b h_0}.$$

Подсчитанное значение ζ не должно превышать ζ_R. Если $\zeta > \zeta_R$, то в условии прочности вместо коэффициента A_0 следует принять его граничное значение A_R.

При определении площади растянутой арматуры A_s следует сначала вычислить значение коэффициента A_0 по формуле для M_1, приняв между левой и правой частями формулы знак равенства.

При $A_0 \leqslant A_R$ по табл. 4.4 находится значение коэффициента ζ, соответствующее коэффициенту A_0. Площадь сечения растянутой арматуры:

$$A_s = [\gamma_{bi} R_b \zeta b h_0 + \gamma_{bi} R_b (b'_f - b) h'_f + + \gamma_{si} R_{sc} A'_s] / (\gamma_{si} R_s).$$

Проверка прочности и расчет площади сечения арматуры A_s для тавровых сечений с одиночной арматурой производятся по тем же формулам, что и для тавровых сечений с двойной арматурой при $A'_s = 0$.

§ 4.5. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ ГРУППЫ

По первой группе предельных состояний рассчитывается несущая способность элементов стальных конструкций, т. е. прочность, устойчивость и выносливость при действии многократно повторяющейся нагрузки.

Строительные стали — это однородные материалы, напряженное состояние которых под нагрузкой хорошо подчиняется закону Гука. Поэтому формулы для их расчета по своей структуре — это формулы сопротивления материалов.

Расчет растянутых элементов. На центральное растяжение работают тяги, подвески, ряд элементов ферм с шарнирными узлами. Растягивающая сила N приложена в центре тяжести поперечного сечения стержня, напряжения равномерно распределены по сечению. Разрушение происходит от разрыва металла по наиболее ослабленному сечению, имеющему отверстия для болтов, заклепок и др.

Расчет прочности центрально растянутого элемента выполняется по формуле

$$\sigma = N_1 / A_n \leqslant \gamma_c R_y, \qquad (4.9)$$

где N_1 — расчетное продольное усилие в сечении, кН, определяемое с учетом системы коэффициентов по формуле $N_1 = \gamma_n \gamma_f \gamma_{1c} \gamma_{ca} N$;

γ_n, γ_f, γ_{1c}, γ_{ca} — соответственно коэффициенты надежности по назначению конструкции, по нагрузке, коэффициент сочетания нагрузок и дополнитель-

ный коэффициент условий работы, принимаемый в зависимости от причины разрушения стальных конструкций равным 0,7—1,0;

$A_n = A - A_w$ — площадь поперечного сечения нетто, см², т. е. полная площадь A за вычетом площади ослабления A_w;

γ_c — коэффициент условий работы, равный 0,7—1,1, учитывающий неблагоприятные влияния внешней среды и другие обстоятельства, не отражаемые в расчетах прямым путем;

R_y — расчетное сопротивление стали растяжению по пределу текучести, МПа.

Наименьшая площадь сечения центрально растянутого элемента, необходимая для обеспечения прочности,

$$A_n = N_1/(\gamma_c R_y),$$

где N_1, γ_c, R_y — то же, что и в формуле (4.9).

Затем по таблицам сортамента стали подбирается профиль, площадь поперечного сечения которого равна или немного больше A_n. Подбор сечения обычно завершается проверкой гибкости элемента.

Если растянутые элементы выполнить очень гибкими, например из полосовой стали, то они могут иметь большие провисания. Согласно нормам, гибкость $\lambda = l_{ef}/i$ (отношение расчетной длины элемента к радиусу инерции $i = \sqrt{J/A}$) растянутых элементов ферм, связей, находящихся под воздействием статической нагрузки, не должна превышать 400.

Если при растяжении нормальная сила N приложена с эксцентриситетом e по отношению к центру тяжести сечения, то в стержне, кроме продольной силы N, возникает также изгибающий момент $M = Ne$. При совместном действии N и M элемент подвергается внецентренному растяжению и его прочность проверяется из условия:

$$\sigma = N_1/A_n + M_1/W_n \leqslant \gamma_c R_y, \quad (4.10)$$

где N_1, A_n, γ_c, R_y — то же, что и в формуле (4.9);

M_1 — расчетный изгибающий момент в сечении, кН·м, определяемый с учетом системы коэффициентов по формуле $M_1 = \gamma_n \gamma_f \gamma_{1c} \gamma_{ca} M$;

W_n — момент сопротивления сечения нетто, см³.

Расчет сжатых элементов. Несущая способность сжатого элемента может быть исчерпана в результате того, что напряжение в конструкции достигло предела текучести (потеря прочности) или при напряжении в конструкции меньшем, чем предел текучести (потеря устойчивости). Для проверки этих двух совершенно различных по своей природе причин потери несущей способности необходимо выполнить расчет прочности и расчет устойчивости сжатого элемента.

Расчет прочности центрально сжатых и внецентренно сжатых элементов производится так же, как и расчет прочности центрально и внецентренно растянутых элементов соответственно по формулам (4.9) и (4.10).

Проверка устойчивости при центральном сжатии осуществляется по формуле $\sigma = N_1/(\varphi A) \leqslant \gamma_c R_y$, где φ — коэффициент продольного изгиба, учитывающий необходимость уменьшения расчетного сопротивления R_y во избежание выпучивания стержня и зависящий от гибкости элемента λ и расчетного сопротивления стали R_y.

При проверке устойчивости внецентренно сжатых элементов следует учитывать, что потеря устойчивости может произойти в плоскости действия момента и из этой плоскости. Поэтому проверка устойчивости внецентренно сжатого элемента осуществляется по формулам:

$$\sigma = N_1/(\varphi_e A) \leqslant \gamma_c R_y;$$
$$\sigma = N_1/(c\varphi_y A) \leqslant \gamma_c R_c,$$

где N_1, A, γ_c, R_y — то же, что и в формуле (4.9);

φ_e — коэффициент продольного изгиба при внецентренном сжатии;

φ_y — коэффициент центрального продольного изгиба, принимаемый в зависимости от гибкости $\lambda_y = l_{ef}^y/i_y$ (при расчете устойчивости из плоскости действия момента); значения коэффициентов φ_e, φ_y, а также коэффициента c принимаются согласно рекомендациям СНиП II-23—81.

Расчет изгибаемых элементов. Из курса сопротивления материалов известно, что в балке, подверженной изгибу, возникают нормальные σ, касательные τ, главные σ_{mi} напряжения. Кроме того, в местах приложения сосредоточенных сил в стенках балок возникают местные сжимающие напряжения σ_{loc}. При проектировании стального изгибаемого элемента необходимы проверка прочности по всем видам напряжений, расчет устойчивости, а также проверка жесткости элемента (второе предельное состояние).

Расчет на прочность элементов, изгибаемых в одной из главных плоскостей, выполняется по нормальным σ и по касательным напряжениям τ по формулам:

$$\sigma = M_1/W_n \leqslant \gamma_c R_y; \quad \tau = Q_1 S/J t_\omega \leqslant \gamma_c R_s,$$

где M_1, Q_1 — расчетные значения соответственно изгибающего момента, кН·м, и поперечной силы, кН;

W_n — момент сопротивления сечения нетто, см³;

R_y, R_s — расчетные сопротивления стали соответственно изгибу и сдвигу, МПа;

S — статический момент полусечения относительно нейтральной оси, см³;

J — момент инерции сечения относительно нейтральной оси, см⁴;

t_ω — толщина стенки, см.

Прочность стенки балки в местах приложения нагрузки к верхнему поясу, а также в опорных сечениях балки, не укрепленных ребрами жесткости, проверяется по формуле

$$\sigma_{loc} = F/(t l_{ef}) \leqslant \gamma_c R_y,$$

где F — расчетное значение нагрузки (силы), кН;

l_{ef} — условная длина распределения нагрузки, определяемая в зависимости от условий опирания.

При совместном действии σ и τ материал балки находится в условиях сложного напряженного состояния. Для стенок балок должно выполняться условие

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leqslant 1{,}15 \gamma_c R_y,$$

где σ_x и σ_y — нормальные напряжения в срединной плоскости стенки, соответственно параллельные и перпендикулярные оси балки, МПа;

$\tau_{xy} = Q_1/(th)$ — среднее касательное напряжение, МПа. Здесь t и h соответственно толщина и высота стенки, см;

1,15 — коэффициент, учитывающий допустимость развития пластических деформаций на части стенки.

§ 4.6. РАСЧЕТ НОРМАЛЬНЫХ КРАЕВЫХ НАПРЯЖЕНИЙ ПОД ПОДОШВОЙ СООРУЖЕНИЯ

Деформации большинства портовых гидротехнических сооружений включают в себя деформации основания сооружения и деформации отдельных конструктивных элементов сооружения. Основание сооружения — это массив грунта, примыкающий к подошве сооружения и воспринимающий от него давление.

Для сооружений гравитационного типа определяющими являются деформации основания (осадка, крен, горизонтальное смещение), которые определяются в зависимости от возникающих в основании напряжений.

При расчете деформаций основания важно правильно выбрать его расчетную модель, увязав ее с геологическими условиями района строительства, конструкцией и характером работы сооружения.

Сооружения гравитационного типа относятся к жестким сооружениям, которые, подвергаясь осадкам или испытывая крен, сохраняют свою подошву плоской. Для таких сооружений достаточно верным является предположение о линейном распределении контактных напряжений под подошвой сооружения, а контактные напряжения определяются по формулам сопротивления материалов для внецентренного сжатия.

Краевые напряжения по контакту сооружения с основанием при соблюдении условий $a \geqslant (b/3)$ или $e \leqslant (b/6)$ определяются по формуле:

$$\sigma_{\substack{\max \\ \min}} = \frac{G}{b}(1 \pm 6e/b) \leqslant R. \quad (4.11)$$

где $\sigma_{\substack{\max \\ \min}}$ — максимальные и минимальные краевые напряжения в месте контакта с основанием сооружения, кПа;

G — сумма вертикальных сил, действующих на подошву сооружения, кН;

b — ширина основания сооружения, м;

e — эксцентриситет приложения равнодействующей нагрузки (рис. 4.11), определяемый по формуле $e = 0{,}5\,b - a$;

$a = (M_h - M_o)/G$ — расстояние от передней грани сооружения до точки приложения равнодействующей нагрузки, м;

M_h — суммарный момент от удерживающих вертикальных сил относительно переднего ребра вращения, кН·м;

M_o — суммарный момент от опрокидывающих (горизонтальных) сил относительно переднего ребра вращения, кН·м;

R — расчетное сопротивление каменной постели, принимаемое в зависимости от марочной прочности камня с учетом его водонасыщенности. При отсутствии инженерно-геологических данных допускается принимать расчетное сопротивление каменной постели для основного сочетания силовых воздействий $R = 400$—600 кПа; для особого сочетания $R = 500$—850 кПа.

Гидротехнические сооружения гравитационного типа по условиям допускаемой неравномерности осадок следует проектировать с таким расчетом, чтобы

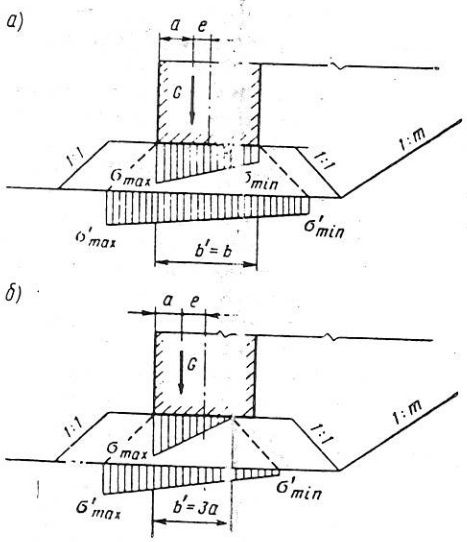


Рис. 4.11. Эпюры краевых напряжений по контакту основания сооружения и каменной постели и по контакту каменной постели с грунтом основания:

а — при $e \leqslant b/6$; *б* — при $e > b/6$

равнодействующая нагрузок не выходила из ядра сечения основания сооружения (трапецеидальная форма эпюры контактных напряжений), т. е. недопустимым является так называемое «раскрытие шва» сечения в основании сооружения. Указанное требование определяется условием $a \geqslant (b/3)$ или $e \leqslant (b/6)$.

Выход равнодействующей за пределы ядра сечения допускается для сооружений на скальном основании до $e \leqslant 0{,}25b$ и на основании из твердых и плотных грунтов при расчете на особые сочетания нагрузок и воздействий до $e \leqslant 0{,}2b$. При этом краевые напряжения по подошве сооружения определяются по формуле $\sigma_{max} = 2G/(3a)$.

Если сооружение расположено на каменной постели, отсыпанной выше дна водоема, сложенного из сжимаемых грунтов, то при определении деформации грунта основания в расчет вводятся нормальные краевые напряжения в плоскости подошвы каменной постели.

Краевые напряжения по контакту каменной постели с грунтом основания определяют из условия передачи нагрузок через постель под углом 45° по формуле

$$\sigma'_{\substack{max\\min}} = \sigma_{\substack{max\\min}} b'/(b' + 2h_b) + h_b \rho_{stw} g \leqslant R, \qquad (4.12)$$

где $\sigma'_{\substack{max\\min}}$ — максимальные и минимальные краевые напряжения в грунте основания в месте контакта с каменной постелью, кПа;

$\sigma_{\substack{max\\min}}$ — то же, что в формуле (4.11);

b' — ширина площади контакта сооружения с основанием (при соблюдении условия $e \leqslant (b/6)$ имеем $b' = b$, при несоблюдении его $b' = 3a$);

h_b — толщина каменной постели, м;

ρ_{stw} — плотность камня в воде, т/м³;

R — расчетное сопротивление грунта основания, принимаемое по результатам инженерно-геологических изысканий; при отсутствии последних допускается определять R по следующим формулам:

при $d \leqslant 2$ м

$$R = R_0 [1 + k_1 (b - b_0)/b] (d + d_0)/(2d_0);$$

при $d > 2$ м

$$R = R_0 [1 + k_1 (b - b_0)/b_0] k_2 \gamma'_{II} (d - d_0),$$

где R_0 — расчетное сопротивление грунта основания для фундамента, имеющего ширину $b_0 = 1$ м и глубину заложения $d_0 = 2$ м; значения R_0 для различных грунтов основания приведены в СНиП 2.02.01—83;

b и d — соответственно ширина и глубина заложения подошвы сооружения, м;

k_1 — коэффициент, принимаемый для оснований, сложенных из крупнообломочных и песчаных грунтов, кроме пылеватых песков ($k_1 = 0{,}125$); из пылеватых песков, супесей, суглинков и глин ($k_1 = 0{,}05$);

k_2 — коэффициент, принимаемый для оснований, сложенных из крупнообломочных и песчаных грунтов ($k_2 = 0{,}25$), супесей и суглинков ($k_2 = 0{,}2$) и глин ($k_2 = 0{,}15$);

γ'_{II} — расчетное значение удельного веса грунта, расположенного выше подошвы сооружения, кН/м³.

Решая неравенство (4.12) относительно h_b, получаем формулу для определения необходимой толщины каменной постели, при которой краевые напряжения по контакту каменной постели с грунтом основания не будут превышать расчетного сопротивления грунта основания,

$$h_b \geqslant \frac{2R - \rho_s g b'}{4\rho_s g} - \sqrt{\left(\frac{2R - \rho_s g b'}{4\rho_s g}\right)^2 - \frac{b'(\sigma_{max} - R)}{2\rho_s g}}.$$

Все обозначения в формуле для h_b те же, что и в формуле (4.12).

При отрицательной величине подкоренного выражения в формуле (4.12) для h_b толщину каменной постели следует принять по конструктивным требованиям.

§ 4.7. РАСЧЕТ ОСАДОК, КРЕНА И ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ СМЕЩЕНИЙ СООРУЖЕНИЯ

Расчет деформаций сооружения на нескальном основании. Целью расчета оснований сооружений по деформациям (расчеты по предельным состояниям второй группы) является ограничение перемещений фундаментов сооружений и надфундаментных конструкций такими пределами, при которых гарантируется нормальная эксплуатация сооружения и не снижается его долговечность.

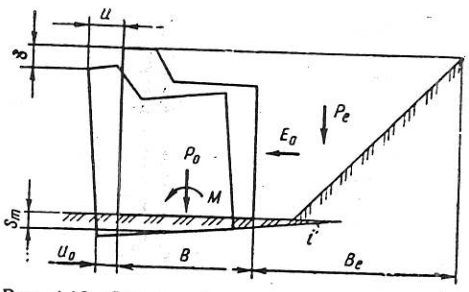


Рис. 4.12. Схема деформаций гравитационного сооружения

Гидротехнические сооружения гравитационного типа под воздействием вертикальных и горизонтальных нагрузок получают вертикальные перемещения s (осадки), горизонтальные смещения (u) и крены i (рис. 4.12).

Расчет гидротехнических сооружений на нескальных основаниях по деформациям производится из условий $s \leqslant s_u$; $u \leqslant u_u$; $i \leqslant i_u$, в соответствии с которыми значения конечных осадок, горизонтальных смещений и кренов сооружений, определяемые расчетом, не должны превышать их предельных значений.

Расчеты совместных деформаций основания и сооружения допускается производить в условиях плоской задачи и с учетом пространственной схемы деформации основания. С пространственной задачей приходится встречаться при расчете оснований отдельно стоящих сооружений и опор при соотношении сторон опорных площадок меньше трех. В этом случае при определении напряженно-деформированного состояния в какой-нибудь точке основания приходится учитывать все три координаты, характеризующие ее положение.

Если сооружение имеет прямоугольную форму, длина которого значительно больше его ширины, а нагрузка, действующая в плоскости поперечного сечения, по длине подошвы сооружения не меняется, считается, что основание сооружения находится в условиях плоской деформации (плоская задача). При решении такой задачи вырезают полосу с помощью двух поперечных сечений на расстоянии 1 м одно от другого и рассчитывают деформации именно этой полосы, так как все остальные полосы находятся

в аналогичных условиях работы. Деформации протекают в плоскости поперечного сечения, в продольном направлении деформациям препятствуют соседние полосы.

Для портовых гидротехнических сооружений с малым эксцентриситетом приложения равнодействующей нагрузки ($e_p \leqslant 0{,}2b$) расчет по деформациям допускается не производить, если соблюдено условие

$$P_m \leqslant R,$$

где P_m — среднее давление на грунт основания от действующих нагрузок с учетом веса постели;

R — давление на грунт основания, вычисляемое по формуле:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\,\gamma_{c2}}{k}\,[M_\gamma k_z (b+2h_b)\,\gamma_{II} + M_q (d+h_b)\,\gamma'_{II} + M_c c_{II}];$$

γ_{c1} и γ_{c2} — коэффициенты условий работы, принимаемые по табл. 3 СНиП 2.02.01—83;

k — коэффициент, принимаемый равным единице, если прочностные характеристики грунта (φ и c) определены путем непосредственных испытаний, и $k = 1{,}1$, если φ и c приняты по рекомендациям СНиП 2.02.01—83;

M_γ, M_q, M_c — безразмерные коэффициенты, принимаемые по табл. 4 СНиП 2.02.01—83 в зависимости от φ_{II} грунта основания;

k_z — коэффициент, принимаемый равным единице при $b < 10$ м и $k_z = z_0/b + 0{,}2$ (здесь $z_0 = 8$ м) при $b \geqslant 10$ м;

b — ширина подошвы фундамента, м;

γ_{II}, γ'_{II} — удельный вес соответственно грунта основания и материала постели, кН/м³;

d — заглубление подошвы сооружения от отметки проектного дна;

c_{II} — удельное сцепление грунта, залегающего под подошвой постели, кПа.

Расчет осадок сооружения. Конечная осадка сооружения s — это вертикальная деформация основания в пределах сжимаемой толщи грунта основания. Для определения осадки сооружения, расположенного на нескальном основании, рекомендуется использовать метод послойного суммирования осадок и метод линейно деформируемого слоя.

Метод послойного суммирования применяется в тех случаях, когда ширина (или диаметр) подошвы сооружения менее 10 м, а модуль деформации грунтов основания E меньше 10 МПа.

В основу этого метода определения осадок положено допущение, что осадка происходит под действием дополнительного давления σ_z, представляющего собой разность между средним давлением p_{est} от внешней нагрузки под подошвой сооружения и природным (от собственного веса грунта) давлением σ_{zg} на уровне подошвы фундамента.

Конечная осадка по методу послойного суммирования в пределах сжимаемого слоя H_c определяется по формуле:

$$s = \beta \sum_{i=1}^{n} \frac{\sigma_{zi}\, t_i}{E_i},$$

где β — безразмерный коэффициент, равный 0,8;

n — число слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания;

σ_{zi} — дополнительное нормальное напряжение в середине i-го слоя основания от нагрузок и пригрузок (соседние сооружения, обратные засыпки и пр.);

t_i — толщина i-го слоя;

E_i — модуль деформации i-го слоя грунта основания.

Глубина сжимаемой толщи грунта принимается на уровне, на котором дополнительное давление составляет 20 % от значения бытового давления, т. е. соблюдается условие $\sigma_{zi} = 0{,}2\sigma_{zg}$. Если найденная граница сжимаемой толщи H_c оказывается в слое грунта с модулем деформации $E < 5$ МПа или такой слой залегает непосредственно ниже глубины $z = H_c$, то в сжимаемую толщу дополнительно включают такой слой и границу сжимаемой толщи находят из соотношения $\sigma_{zi} = 0{,}1\sigma_{zg}$.

Расчетная схема линейно деформируемого слоя конечной мощности используется для расчета осадок, если в пределах сжимаемой толщи основания H_c залегает слой грунта с модулем деформации $E \geqslant 100$ МПа, или сооружение имеет размер подошвы (ширину или диаметр) более 10 м, а модуль деформации грунтов основания более 10 МПа.

Расчет осадки сооружения по этому методу основан на допущении, что осадка вызывается воздействием полного среднего давления, действующим по подошве сооружения (без вычета природного давления).

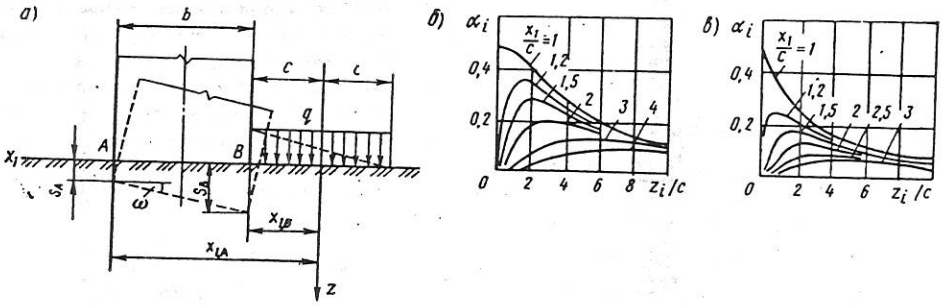


Рис. 4.13. Схема и графики к определению крена сооружения от пригрузки:
а — схема к определению крена; *б* — график для определения коэффициента α_i для прямоугольной пригрузки; *в* — графики для определения коэффициента α_i для треугольной пригрузки

Осадка основания в этом случае

$$s = \frac{pbk_c}{k_m} \sum_{i=1}^{n} \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i},$$

где p — среднее давление на грунт под подошвой сооружения, кПа;

b — ширина прямоугольного или диаметр круглого фундамента, м;

k_c и k_m — коэффициенты, принимаемые по табл. 2 и 3 прил. 2 к СНиП 2.02.01—83;

n — количество слоев, различающихся по сжимаемости в пределах расчетной толщи слоя H;

k_i и k_{i-1} — коэффициенты, определяемые по табл. 4 прил. 2 к СНиП 2.02.01-83 в зависимости от формы подошвы фундамента, соотношения сторон прямоугольного фундамента l/b и относительной глубины залегания ζ подошвы слоя z к полуширине подошвы сооружения b ($\zeta = 2z/b$); для i-го слоя грунта относительная глубина залегания подошвы и кровли слоя равна соответственно $\zeta_i = 2z_i/b$ и $\zeta_{i-1} = 2z_{i-1}/b$; z_i и z_{i-1} — расстояние от подошвы сооружения соответственно до подошвы и кровли i-го слоя, м;

E_i — модуль деформации i-го слоя грунта, МПа.

Расчет крена сооружения. При расчете портовых сооружений приходится решать задачу, связанную с определением крена сооружения от пригрузки основания вне подошвы сооружения, что может быть при осуществлении обратной засыпки грунта за тыловой гранью возводимого сооружения.

В зависимости от формы засыпаемого котлована пригрузку допускается аппроксимировать прямоугольной, треугольной или трапецеидальной эпюрой (рис. 4.13, *а*).

Крен сооружения определяется как разность осадок двух точек, расположенных на противоположных краях подошвы сооружения, деленная на расстояние между этими точками

$$i = \operatorname{tg}\omega = (s_A - s_B)/b,$$

где s_A, s_B — осадки краев подошвы сооружения (точки A и B), определяемые методом послойного суммирования при значении дополнительного вертикального давления на глубине z_t основания $\sigma_{z,\,p,\,i} = \alpha q$ и соответственно $x_{1,\,A} = c + b$ и $x_{1,\,B} = c$;

α — коэффициент, учитывающий изменение по глубине дополнительного давления в грунте и определяемый для прямоугольной пригрузки по графикам на рис. 4.13, *б*, а для треугольной пригрузки по графикам на рис. 4.13, *в*;

b — ширина сооружения, м;

$2c$ — ширина полосы пригрузки, м.

При определении значения пригрузки следует учитывать очередность возведения сооружения и пригрузки. Пригрузка учитывается полностью при любых грунтах основания, если она осуществляется после возведения сооружения.

Если пригрузка осуществляется до возведения сооружения, то при расположении сооружения на несвязных грунтах она не учитывается, а на связных грунтах учитывается в размере 50 % полного веса пригрузки.

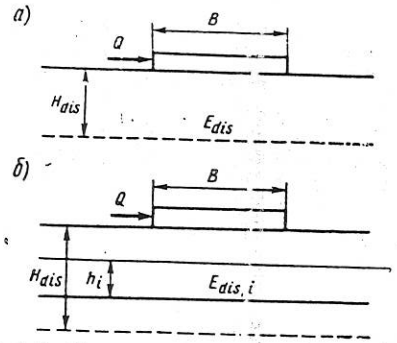


Рис. 4.14. Схемы к определению горизонтальных смещений сооружения:
а — при однородном основании; *б* — при горизонтально-слоистом основании

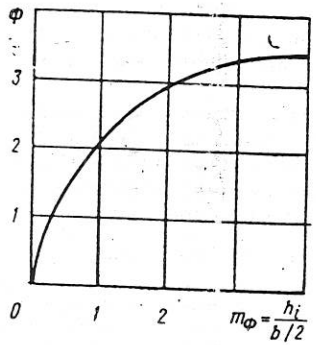


Рис. 4.15. График для определения коэффициента Ф при расчете горизонтального смещения сооружения

Расчет горизонтальных перемещений сооружений на нескальных основаниях. Расчет конечных горизонтальных перемещений гравитационных сооружений с горизонтальной подошвой, расположенных на однородном или горизонтально-слоистом основании (рис. 4.14), следует производить по формуле

$$u = \frac{Q}{2} \sum_{i=1}^{n} \frac{\Phi_i - \Phi_{i-1}}{E_{dis,i}},$$

где Q — суммарная горизонтальная нагрузка на единицу длины сооружения, кН; в нагрузку Q следует включать все силы, действующие на сооружение в направлении сдвига, за вычетом сил отпора, принимаемых равными силам от воздействия грунта в состоянии покоя;

n — число слоев грунта в пределах смещаемой толщи H_{dis};

Φ — коэффициент, определяемый по графику (рис. 4.15), в зависимости от отношения глубины залегания h_i подошвы i-го слоя грунта к полуширине сооружения $b/2$;

E_{dis} — модуль деформации смещаемого слоя грунта.

Расчетная глубина смещаемой толщи, м,

$$H_{dis} = 0{,}4b + 0{,}3H_c,$$

где H_c — глубина сжимаемой толщи.

Глава 5

ГРУНТЫ И ОСНОВАНИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

§ 5.1. ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТОВ И ИХ СТРОИТЕЛЬНЫЕ СВОЙСТВА

Виды грунтов и их строительные свойства. Грунтами называют горные породы — изверженные, осадочные, метаморфические, которые служат основаниями и средой для сооружений или применяются как природные строительные материалы для возведения самих сооружений — насыпей, земляных плотин и т. п..

В состав грунтов входят твердые минеральные частицы, вода и газообразные включения. Такая трехфазная система частиц будет существовать при неполном водонасыщении грунта. При полном водонасыщении получим класс двухфазных грунтов, так называемую грунтовую массу.

Под связностью грунтов понимается сопротивление, препятствующее взаимному смещению (отрыву) его частиц. К несвязным или сыпучим грунтам относят песчаные грунты, состоящие из крупных частиц размером более 0,1 мм. Грунты, в состав которых входит большое количество глинистых мелких частиц размером 0,00001—0,005 мм, имеющих чешуйчатую форму (толщина у них в 10—50 раз меньше их большего размера) с большой площадью соприкосновения называют связными грунтами. Если в грунте имеется только связанная вода, то считают, что грунт находится в твердом состоянии. При увеличении влажности и появлении свободной воды грунт переходит сначала в пластичное, а затем в текучее состояние. Свободная вода разъединяет частицы, уменьшает прочность связей и увеличивает их подвижность.

Состояние связных грунтов, зависящее от влажности и подвижности частиц, называется консистенцией (густотой) грунта. В зависимости от влажности для глинистых грунтов ввели три состояния по консистенции: твердое, пластичное и текучее (К. Терцаги, 1925 г.). Структурные связи могут разрушаться не только при увеличении влажности, но и в результате динамических вибрационных нагрузок, способствующих разжижению грунта. После прекращения этих нагрузок прочность связей между частицами восстанавливается. Это явление, характерное для связных грунтов, называется тиксотропией.

По ГОСТ 25100—82 различают скальные и нескальные грунты. Нескальные грунты подразделяют на крупнообломочные, песчаные, пылевато-глинистые, биогенные и почвы.

Скальные грунты. К ним относятся изверженные, осадочные или метаморфические породы с жесткой связью между зернами (спаянные или сцементированные), залегающие в виде сплошного массива или трещиноватого слоя (граниты, песчаники, известняки и др.). Практически скальные грунты можно считать несжимаемыми и они представляют собой наиболее прочные основания для сооружений.

По пределу прочности на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии скальные грунты подразделяют на семь видов от очень прочных ($R_c > 120$ МПа) до весьма низкой прочности ($R_c < 1$ МПа). К скальным грунтам, прочность которых в водонасыщенном состоянии менее 5 МПа, относятся полускальные грунты (глинистые сланцы, песчаники с глинистым цементом, алевролиты, мергели, мелы). При водонасыщении прочность

этих грунтов может снижаться в 2—3 раза.

Воздействие воды на скальные грунты измеряется коэффициентом размягчения k_{saf}, представляющим отношение пределов прочности при сжатии грунта в водонасыщенном и в воздушно-сухом состояниях. Скальные грунты называют размягчаемыми, если $k_{saf}<0{,}75$.

К р у п н о о б л о м о ч н ы е г р у н т ы. К ним относят несцементированные грунты, содержащие по массе более половины обломков кристаллических или осадочных пород с размерами крупнее 2 мм. Здесь различают: валунный (глыбовый) грунт, если масса частиц крупнее 200 мм составляет более 50 % от массы воздушно-сухого грунта; щебенистый грунт, а при преобладании окатанных частиц галечниковый грунт, если масса частиц крупнее 10 мм составляет более 50 %; дресвяный грунт, а при преобладании окатанных частиц гравийный грунт, если масса частиц крупнее 2 мм составляет более 50 %.

В данном случае используют термины: щебень — неокатанные обломки горных пород размером от 100 до 10 мм; галька — окатанные обломки таких же размеров; дресва — остроребериые обломки выветривающейся породы размером от 10 до 2 мм; гравий — окатанные обломки таких же размеров.

Крупнообломочные грунты могут быть элювиального, делювиального или аллювиального происхождения. Они обычно являются хорошими основаниями, слабо уплотняются под нагрузкой, не меняют своих свойств при увлажнении, слабо размываются водой и хорошо сопротивляются сдвигу, имеют значительный угол внутреннего трения φ. Обычно эти грунты находятся в плотном состоянии, однако в чистом виде без примесей песчаных и глинистых частиц в природе встречаются довольно редко. В ряде случаев особую опасность представляют крупнообломочные грунты с наклонными прослойками глинистых и пылеватых частиц, так как при увлажнении в этих прослойках могут образоваться поверхности скольжения.

П е с ч а н ы е г р у н т ы. К ним относят грунты, являющиеся продуктом физического выветривания скальных пород. Эти грунты в сухом состоянии становятся сыпучими. Они содержат менее половины по массе частиц крупнее 2 мм (в основном от 2 до 0,05 мм).

По минералогическому составу пески бывают кварцевые (они наиболее прочные), сланцевые и известковые. В песках, как правило, содержатся пылеватые и глинистые частицы в количестве до 3 %.

В зависимости от содержания частиц различной крупности песок подразделяют на гравелистый — масса частиц крупнее 2 мм составляет более 25 %; крупный — масса частиц крупнее 0,5 мм более 50 %; средней крупности — масса частиц крупнее 0,25 мм более 50 %; мелкий — масса частиц крупнее 0,1 мм более 75 %; пылеватый — масса частиц крупнее 0,1 мм менее 75 %.

Пески любого происхождения, имеющие достаточную плотность сложения, являются хорошими основаниями для сооружений и легко разрабатываются механизмами. При прочих равных условиях, чем крупнее песок, тем выше его несущая способность.

Увлажнение песчаного грунта может привести к ухудшению его строительных свойств. Увлажнение мало влияет на свойства крупных песков; по мере уменьшения размера частиц песка влияние увлажнения возрастает. Особенно велико влияние увлажнения на свойства мелких и пылеватых песков с илистыми и глинистыми примесями, которые под влиянием давления в водонасыщенном состоянии преобретают свойство текучести.

При высыхании и увлажнении пески не изменяются в объеме, обладают хорошими фильтрационными свойствами и быстро уплотняются под действием нагрузки — стабилизация осадки заканчивается в основном в период постройки сооружения.

П ы л е в а т о - г л и н и с т ы е г р у н т ы. К ним относятся связные грунты, обладающие пластичностью — свойством изменять форму под давлением и сохранять ее после снятия давления. Эти грунты при добавлении воды переходят из твердого состояния в тестообразное, а при дальнейшем увлажнении — в текучее.

Классификация глинистых грунтов производится в зависимости от числа пластичности J_p (табл. 5.1).

Опыты показали, что число пластичности связано с содержанием в грунте глинистых частиц, т. е. частиц размером менее 0,005 мм; чем больше таких частиц, тем больше число пластичности (см. табл. 5.1). В супесях и суглинках в большом количестве имеются песчаные частицы; в глинах же их почти нет.

Фильтрационная способность глинистых грунтов незначительна, практически их можно считать водонепроницаемыми.

Строительные свойства глинистых грунтов находятся в прямой зависимости от их влажности. В зависимости от этого глину можно рассматривать как вязкую жидкость, как пластичное или твердое тело. Для примера можно сравнить одну и ту же грунтовую дорогу в глинистом грунте в весеннюю распутицу и летом. В твердом состоянии глинистый грунт представляет собой весьма надежное основание, а при текучей консистенции основание будет обладать малой несущей способностью. Основания из глинистого грунта в пластичном состоянии в большинстве случаев являются удовлетворительными. Процесс уплотнения глинистых грунтов под нагрузкой протекает медленно, а осадка сооружений продолжается многие годы и десятилетия.

Глинистые грунты набухают при увлажнении, затвердевают с уменьшением своего объема при высыхании и размокают, изменяя при этом свои свойства.

Глинистые грунты, имеющие видимые невооруженным глазом поры, называются макропористыми. Это лессовые и лессовидные грунты. Они обладают просадочными свойствами: лессовый грунт, находящийся в напряженном состоянии, например, под воздействием массы сооружения в условиях, когда деформации уплотнения практически завершены, может при замачивании иметь значительные дополнительные осадки при прежней нагрузке.

К глинистым грунтам, находящимся в начальной стадии формирования, относятся илы, представляющие собой тонкозернистый, микроструктурный осадок водных бассейнов. Обычно в естественных условиях илы находятся в текучем состоянии; при высушивании они затвердевают. По гранулометрическому составу илы близки к глинам, но часто содержат большое количество органических веществ (до 10 % и более), которые придают им серую окраску и специфический запах. Илы обладают исключительно большой пористостью и ничтожной несущей способностью, а потому для использования в качестве естественного основания они обычно непригодны. Для илов характерно и малое сопротивление трению, что следует учитывать при устройстве в них свайных фундаментов.

Таблица 5.1

Наименование грунта	Число пластичности, %	Содержание глинистых частиц, %
Супесь	$0<J_p\leqslant 7$	3—10
Суглинок	$7<J_p\leqslant 17$	10—30
Глина	$J_p>17$	Более 30

Во многих илах содержатся органические кислоты, вредно действующие на бетон сооружений и фундаменты. Глубоко залегающие илистые грунты, уплотненные мощными напластованиями верхних слоев, иногда могут служить надежными основаниями, хотя при извлечении проб из буровых скважин и кажутся на вид слабыми.

Б и о г е н н ы е г р у н т ы. Они характеризуются значительным содержанием органического вещества. В состав этих грунтов (озерных, болотных, аллювиально-болотных) входят заторфованные грунты, торфы и сапропели. Песчаные и пылевато-глинистые грунты, содержащие в своем составе 10—50 % (по массе) органических веществ, относятся к заторфованным. Торфом называют грунт, содержащий 50 % и более органических веществ. К пресноводным илам относят грунты, содержащие более 10 % органических веществ и имеющие коэффициент пористости, как правило, более трех, а показатель текучести более единицы.

П о ч в ы. К ним относят природные образования, слагающие поверхностный слой земной коры и обладающие плодородием.

Нескальные и скальные грунты, имеющие отрицательную температуру и содержащие в своем составе лед, относят к мерзлым грунтам. Если же они находятся в мерзлом состоянии от 3 лет и более их называют вечномерзлыми.

Физические свойства грунтов. Одной из характеристик этих свойств является гранулометрический или зерновой состав грунта — относительное содержание частиц различной крупности, выраженное в процентах от общей массы исследуемого грунта.

Степень неоднородности грунта по гранулометрическому составу характеризуется коэффициентом неоднородности

$$K_{60/10} = d_{60}/d_{10},$$

где d_{60}, d_{10} — диаметр частиц, меньше которого в грунте содержится частиц соответственно 60 и 10 % по массе.

Коэффициент $k_{60/10}$ не может быть меньше единицы и в реальных условиях не бывает больше 200. Чем меньше этот коэффициент, тем однороднее грунт. При $k_{60/10}>3$ песчаные грунты считаются неоднородными.

Согласно СН 528—80 для грунтов применяются следующие термины.

1. Для величин, обозначающих отношение массы к объему (т/м³):

плотность грунта ρ — отношение массы грунта, включая массу воды в его порах, к занимаемому этим грунтом объему;

плотность сухого грунта ρ_d — отношение массы сухого, точнее специально высушенного грунта к занимаемому этим грунтом объему, включая объем пор;

плотность частиц грунта ρ_s — отношение массы сухого грунта к объему, занимаемому частицами грунта.

Эти величины используются для характеристики физических свойств грунта, а также в динамических расчетах оснований. Они приводятся в таблицах характеристик грунтов, получаемых при изысканиях.

2. Для величин, обозначающих отношение веса к объему, кН/м³:

удельный вес грунта γ, кН/м³,— это вес единицы объема грунта (вес скелета грунта и воды в его порах). Эта важнейшая характеристика должна определяться с точностью до 0,1 кН/м³ по образцам грунта с ненарушенной структурой (нужно сохранить объем и влажность образца);

удельный вес сухого грунта γ_d — отношение веса сухого грунта к занимаемому им объему (заменяет старый термин «объемный вес скелета грунта»);

удельный вес частиц грунта γ_s, кН/м³ — отношение веса частиц грунта, высушенных до полной потери влаги (до 105 °С), к объему, занимаемому этими твердыми частицами, т. е. без учета объема пор. Он характеризует в основном минералогический состав грунта и определяется пикнометрическим методом. Этот показатель изменяется в небольших пределах и его можно принимать для песков равным 26,6 кН/м³; супесей 27,0; суглинков 27,1; глин 27,4 кН/м³.

Удельный вес используется непосредственно в расчетах оснований при вычислении напряжений от собственного веса грунта, расчетного сопротивления грунта основания, нагрузок на подпорные стены и т. д.

Влажность грунта w (в долях единицы или в процентах) — это отношение массы воды в данном объеме грунта к массе этого грунта после полного высушивания при 105 °С. Для большинства грунтов w=0,01—0,6, но встречаются грунты, например илы, у которых w=2 и более.

Различают характеристики *основные*, которые можно определить только опытным путем в лабораторных или полевых условиях, и *производные*, которые можно вычислить по формулам, имея основные характеристики. В данном случае основными характеристиками являются три: γ, γ_s, w.

Перейдем к определению производных характеристик.

Удельный вес сухого грунта γ_d, кН/м³,— отношение веса образца грунта, высушенного при 105 °С до постоянного веса, к объему образца в ненарушенном состоянии. Влажность природная

$$w = \frac{\gamma - \gamma_d}{\gamma_d}.$$

Отсюда

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w}.$$

Для разных грунтов γ_d колеблется от 13 до 18,5 кН/м³.

Пористость грунта n (в долях единицы или в процентах) — это отношение объема пор к общему объему грунта, т. е. это объем пор в единице объема грунта. Пористость зависит от гранулометрического состава, от формы и взаимного расположения частиц и от действующего давления.

Обозначив через $m=\gamma_d/\gamma_s$ объем твердых частиц в единице объема грунта, получаем выражение $n+m=1$.

Таким образом,

$$n = 1-m = 1-\gamma_d/\gamma_s = 1-\gamma/[\gamma_s(1+w)].$$

Значительно более удобной характеристикой является *коэффициент пористости* e — безразмерная величина, представляющая собой отношение объема пор грунта к объему его скелета:

$$e = n/m = (1-m)/m = (\gamma_s-\gamma_d)/\gamma_d.$$

Коэффициент пористости грунта для условий естественного залегания представляет важнейшую характеристику природной уплотненности грунтов. Значение e изменяется от 0,20 до 1,5, а для органоминеральных грунтов от 2 до 12. Для достаточно уплотненных грунтов $e<1$. При $e>1$ грунты являются весьма рыхлыми и неуплотненными и строительство на таких грунтах жилых зданий и промышленных сооружений требует специальных мер по их упрочнению.

Коэффициент

$$e = n/m = n/(1-n);\ n = em.$$

Отсюда

$$n = e/(1+e);\quad m = n/e = 1/(1+e).$$

Для чистых (не слюдистых) песков величина e в достаточной степени характеризует плотность сложения грунта — степень уплотненности (табл. 5.2).

Более общей характеристикой плотности сложения песчаных грунтов служит коэффициент относительной плотности сложения или *степень плотности сложения*:

$$J_D = (e_{max}-e)/(e_{max}-e_{min}),$$

где e_{max} — коэффициент пористости в самом рыхлом его состоянии. Определяется при осторожном насыпании сухого грунта в сосуд;

e — коэффициент пористости грунта в естественном состоянии;

e_{min} — коэффициент пористости в самом плотном состоянии (проба грунта уплотняется до постоянного минимального объема в колбе путем вибрирования или постукивания).

При $J_D \leqslant 1/3$ грунт рыхлый; $J_D = 1/3 \div 2/3$ — средней плотности; $J_D = 2/3 \div 1$ — плотный. При $J_D = 0$ грунт находится в самом рыхлом состоянии, а при $J_D = 1$ грунт имеет самое плотное сложение. Следует отметить, что при одном и том же коэффициенте пористости одинаковые по зерновому составу пески могут находиться в состоянии различной плотности сложения. Поэтому в качестве характеристики плотности сложения предпочтительней пользоваться не значением коэффициента пористости e, а значением коэффициента относительной плотности сложения J_D, с помощью которого учитывается не только зерновой состав, но и форма частиц.

Определение характеристик плотности (e, J_D) для песков, залегающих ниже уровня грунтовых вод, иногда затруднительно и даже невозможно, так как нельзя получить пробу ненарушенной структуры. В последние годы широкое применение получил метод динамического и статического зондирования в условиях естественного залегания грунтов.

При динамическом зондировании под действием свободно падающего молота весом 635 Н с высоты 71 см забивается вертикально на 31 см в грунт пробоот-

Таблица 5.2

Песок	Коэффициент пористости e для грунта		
	плотного	средней плотности	рыхлого
Гравелистый, крупный и средней крупности	Менее 0,55	0,55—0,70	Более 0,75
Мелкий	Менее 0,60	0,60—0,75	Более 0,75
Пылеватый	Менее 0,60	0,60—0,80	Более 0,80

борник с наружным диаметром 51 мм. По числу ударов, необходимому для забивки пробоотборника, по таблице устанавливается значение индекса J_D и по нему присваивается наименование грунта по плотности.

При более эффективном статическом способе зондирования в грунт с помощью специальной установки вдавливается стандартный конус диаметром 36 мм с углом при вершине 60°. По динамометру определяется предельное сопротивление грунта вдавливанию и с помощью таблиц устанавливаются плотность песков и консистенция глинистых грунтов.

Удельный вес грунта, взвешенного в воде $\gamma_{взв}$, кН/м³, определяется с учетом потери веса частиц скелета грунта по закону Архимеда по выражению:

$$\gamma_{взв} = (\gamma_s - \gamma_в)\, m = (\gamma_s - \gamma_в)\,(1-n) = (\gamma_s - \gamma_в)/(1+e),$$

где $\gamma_в \cong 10{,}3$ кН/м³ — удельный вес морской воды. Для наиболее распространенных грунтов значение $\gamma_{взв}$ колеблется в пределах 9.0—10,5 кН/м³.

Влажность, соответствующая полному водонасыщению w_{sat} (в долях единицы),— это весовая влажность при полном заполнении пор грунта водой, равная отношению веса воды в объеме пор к весу твердых частиц, т. е.

$$w_{sat} = n\gamma_в / m\gamma_s = \frac{e\gamma_в/(1+e)}{\gamma_s/(1+e)} = e\gamma_в/\gamma_s.$$

Степенью влажности грунта S_r (в долях единицы) называется отношение природной влажности грунта к влажности, соответствующей полному водонасыщению,

$$S_r = w/w_{sat} = w\gamma_s/(e\gamma_в),$$

т. е. это доля заполнения объема пор грунта водой. Она может меняться от 0 до 1 при полном заполнении пор водой.

Степень влажности природных глинистых грунтов, как правило, 0,8—0,9 и во многих случаях близка к единице. Например, очень плотная и внешне сухая глина может иметь все поры, заполненные водой ($S_r=1$), т. е. быть полностью водонасыщенной. Несвязные (сыпучие) грунты разделяются на следующие группы: маловлажные при $S_r \leqslant 0{,}5$; влажные при $0{,}5 < S_r \leqslant 0{,}8$ и насыщенные водой при $S_r > 0{,}8$.

Пример 5.1. Уточнить классификацию мелкого песка, для которого по результатам лабораторных исследований:

$\gamma_s = 26{,}6$ кН/м³; $\gamma = 18{,}7$ кН/м³; $w = 0{,}136$.

Находим:

$$\gamma_d = 18{,}7/(1+0{,}136) = 16{,}5 \text{ кН/м}^3;$$

$$e = (26{,}6 - 16{,}5)/16{,}5 = 0{,}612;$$

$$S_r = (0{,}136 \cdot 26{,}6)/(0{,}612 \cdot 10{,}3) = 0{,}575,$$

т. е. имеем мелкий песок средней плотности, влажный.

При неполном водонасыщении ($S_r<1$) грунт будет представлять трехфазную систему частиц. При полном же водонасыщении ($S_r=1$) неуплотненные грунты — пески, супеси, илы, слабые суглинки и глины при наличии в порах свободной гидравлически непрерывной воды представляют собой класс двухфазных грунтов (грунтовую массу).

Для глинистых грунтов первостепенное значение имеет не общий зерновой состав, а содержание мельчайших глинистых частиц размером менее 0,005 мм и главное — диапазон влажности, в котором грунт будет пластичным. Характеристикой этого диапазона служит число пластичности J_p, предложенное проф. Аттербергом,

$$J_p = w_L - w_p,$$

где w_L — влажность на границе текучести, равная весовой влажности (в %), при которой грунт переходит в текучее состояние (определяется стандартным испытанием с помощью специального прибора);

w_p — влажность на границе пластичности (раскатывания), равная весовой влажности (в %), при которой грунт теряет свою пластичность и переходит в полутвердое состояние (грунтовое тесто, раскатанное в жгут толщиной 3 мм, начинает крошиться).

Эти границы в сопоставлении их с природной влажностью грунтов хорошо характеризуют физическое состояние глинистых грунтов. Число пластичности является единственным основанием для отнесения грунта к глинам, суглинкам или супесям (см. табл. 5.1). Песчаные грунты в жгут не раскатываются или имеют $J_p<0{,}01$. Все это подтверждает, что состояние глинистого грунта изменяется с изменением влажности, причем чем больше в грунте глинистых частиц, тем в больших пределах изменения влажности грунт будет находиться в пластичном состоянии. Заметим, что термины «пластичное» и «твердое» состояние употребляются только для характеристики консистенции глинистого грунта, а не в том смысле, какое придается им в строительной механике.

Уплотненность глинистых грунтов определяется их консистенцией, под которой понимаются густота и вязкость грунтов, обусловливающие их способность сопротивляться пластическому деформированию и зависящие от количества воды в единице объема грунта и от сил взаимодействия между его частицами.

Показателем консистенции служит относительная консистенция, называемая показателем текучести J_L, которая определяется так:

$$J_L = (w - w_p)/(w_L - w_p) = (w - w_p)/J_p.$$

В зависимости от показателя текучести глинистые грунты бывают такими:

супеси: твердые — показатель текучести менее 0 (т. е. $w<w_p$); пластичные от 0 до 1; текучие более 1;

суглинки и глины: твердые — менее 0 (т. е. $w<w_p$); полутвердые от 0 до 0,25; тугопластичные от 0,25 до 0,5; мягкопластичные от 0,5 до 0,75; текучепластичные от 0,75 до 1; текучие более 1.

При изменении влажности w грунта от w_p до w_L показатель текучести изменяется от 0 до 1. При этом твердое состояние ($w \leqslant w_p$) соответствует численному значению и физическому смыслу J_L (отрицательная или нулевая текучесть). При повышении влажности значение J_L возрастает и увеличивается текучесть грунта.

Консистенция глинистых грунтов может оцениваться также по результатам статического зондирования. Показатели консистенции так же важны для общей оценки глинистых грунтов, как и показатели плотности сложения для грунтов песчаных. По консистенции выбираются расчетные сопротивления оснований. Консистенция учитывается также и для установления применимости тех или иных расчетных теорий.

Пример 5.2. Установить наименование связного грунта, для которого по результатам лабораторных исследований: $w = 19$ %; $w_p = 16$ %; $w_L = 26$ %.

Находим: $J_p = 26 - 16 = 10$ %; $J_L = (19-16)/10 = 0{,}3$, т.е. имеем суглинок тугопластичный.

Механические свойства грунтов. Одна из основных особенностей грунтов заключается в том, что они не являются сплошными телами, а имеют поры, частично или полностью заполненные водой. Характерным свойством грунтов, существенно отличающих их от массивных горных пород и других твердых тел, является *сжимаемость*, которая заключается в способности грунтов под влиянием внешних воздействий изменять свое строение на более компактное благодаря уменьшению пористости грунта. Не следует смешивать сжимаемость грунтов, как весьма характерное их свойство, обусловливаемое изменением пористости, с общей деформируемостью грунтов, присущей всем физическим телам.

Закон уплотнения грунтов. Основой всех расчетов, связанных со сжимаемостью грунтов, является закон уплотнения, который может быть сформулирован следующим образом: при небольших изменениях уплотняющих давлений изменение коэффициента пористости прямо пропорционально изменению давления, т. е.

$$e_1 - e_2 = a\,(\sigma'' - \sigma'),$$

где $\sigma'' - \sigma' = \sigma$ — приращение давлений или действующее давление.

Параметр $a = (e_1 - e_2)/\sigma$, равный отношению изменения коэффициента пористости к действующему давлению, называется *коэффициентом уплотнения или коэффициентом сжимаемости*, МПа.

Рассмотренная закономерность аналогична закону Гука $\lambda = \sigma/E$, т. е. относительное сжатие прямо пропорционально напряжению σ. Из приведенных соотношений видно, что коэффициент уплотнения (сжимаемости) a, выражающий уменьшение коэффициента пористости на единицу увеличения напряжения, аналогичен обратной величине модуля упругости E: чем больше a, тем при том же изменении давлений будет больше и

изменение коэффициента пористости, т. е. грунт будет обладать большей сжимаемостью.

Коэффициент уплотнения является важнейшей расчетной характеристикой грунтов, так как он входит во все формулы для расчета *осадок сооружений*.

Качественная оценка: если a порядка 0,01 $МПа^{-1}$ (одна или несколько сотых), то грунты являются малосжимаемыми надежными основаниями для сооружений; при a порядка 0,1 $МПа^{-1}$ грунты будут обладать средней сжимаемостью и следует учесть неравномерность осадок; наконец, при a порядка 1,0 $МПа^{-1}$ и более грунты характеризуются как чрезмерно сжимаемые и в большинстве случаев при возведении сооружений потребуется их искусственное упрочнение.

При расчетах осадок часто используют коэффициент относительной сжимаемости

$$a_0 = a/(1+e_0),$$

где e_0 — начальный коэффициент пористости.

Можно показать, что коэффициент a_0 равен относительной осадке образца или слоя грунта на единицу действующего давления.

Коэффициент сжимаемости a определяется путем лабораторных исследований на компрессионном приборе или на приборе трехосного сжатия (стабилометре).

Проделав в стабилометре опыт с образцом грунта в условиях отсутствия боковой деформации, можно определить коэффициент бокового давления грунта ξ, равный отношению бокового напряжения σ к вертикальному σ_z.

Обозначим через ν коэффициент бокового расширения грунта (коэффициент Пуассона), равный отношению поперечного относительного расширения к продольному относительному укорочению образца. Между коэффициентами ξ и ν существует однозначная количественная связь, характеризуемая зависимостями:

$$\nu = \xi/(1+\xi); \quad \xi = \nu/(1-\nu),$$

пользуясь которыми, зная один из коэффициентов, можно определить другой. По современным представлениям коэффициенты ν, ξ для каждого вида грунта изменяются в небольших пределах и их можно принимать в соответствии с рекомендациями табл. 5.3.

Таблица 5.3

Виды грунтов	ξ	ν
Песок	0,43	0,29
Супесь	0,45	0,31
Суглинок	0,59	0,37
Глина	0,70	0,41

Таким образом оказывается, что для грунтов коэффициент ν имеет приблизительно то же значение, что и для твердых тел.

В компрессионном приборе и в стабилометре можно определить также и модуль деформации грунтов E, МПа, т. е. величину, соответствующую модулю упругости твердых тел, но относящуюся не только к упругой части деформации, а ко всей полной деформации (упругой и остаточной). Значения E для песка равны 50—11 МПа, для глины 75—5 МПа.

Условие прочности грунтов. В механике грунтов одним из важнейших законов является закон Кулона, устанавливающий условие прочности грунтов и их сопротивляемость сдвигу:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg}\varphi + c, \qquad (5.1)$$

где τ — касательное напряжение, действующее в плоскости сдвига, кПа;
σ — нормальное напряжение в плоскости сдвига, кПа;
φ — угол внутреннего трения грунта;
c — удельное сцепление, представляющее собой сопротивление сдвигу, обусловленное силами связности между частицами грунта, кПа.

Уравнение (5.1) показывает, что сопротивление связных грунтов сдвигу состоит из двух слагаемых: первого $\sigma \operatorname{tg}\varphi$ — сопротивления трению, прямо пропорционального нормальному давлению σ, и второго c — сцепления, не зависящего от нормального давления (для сыпучих грунтов, не обладающих связностью обычно принимают $c=0$).

Величины φ и c являются основными характеристиками, определяющими прочностные свойства грунта. Они учитываются в расчетах, связанных с прочностью, устойчивостью и давлением грунта на сооружения.

Величины φ и c определяются экспериментальным путем на односрезных приборах, стабилометрах, по методу шарового штампа, на полевых установках для испытания грунтов по методу лопастного среза и с помощью других приборов и способов.

В песчаных грунтах в зависимости от их крупности и коэффициента пористости угол φ может изменяться от 26 до 43°. В глинистых грунтах в зависимости от его влажности и коэффициента пористости угол $\varphi = 7 \div 30°$; $c = 9 \div 81$ кПа.

§ 5.2. ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ СООРУЖЕНИЯ С ОСНОВАНИЕМ

Типы оснований. Основанием называют массив грунта, примыкающий к подошве сооружения и воспринимающий от него давление. Теоретически основание не имеет четко выраженных границ, поскольку давление в грунте распространяется неограниченно далеко вниз и в стороны. Практически границей основания считают некоторую поверхность, за пределами которой давление и деформации в грунте от сооружения малы и могут не приниматься во внимание.

Если подошва сооружения закладывается на грунте в их природном состоянии, то основание называют естественным. Если же грунты перед возведением сооружения укрепляют тем или иным способом, то считают, что сооружение возведено на искусственном основании, все разновидности которого создаются на основе двух принципов: принципа уплотнения (укатка, трамбование, виброуплотнение, применение песчаных и грунтовых свай и т. п.); принципа закрепления (силикатизация, обжиг, замораживание, цементация, битумизация и т. п.).

В некоторых способах сочетаются оба принципа: при пропускании через грунт постоянного электрического тока происходит уменьшение пористости грунта посредством его обезвоживания (электроосмотическое уплотнение) и образование новых связей между частицами в результате химических реакций (закрепление).

В понятие искусственного основания включаются также способы, улучшающие работу основания путем изменения условий передачи давления на грунт или ограничения его деформаций конструктивными мероприятиями (песчано-гравийные подушки и каменные постели, полная замена слабого грунта хорошим грунтом, шпунтовые ограждения и др.).

Некоторые авторы конструкции в виде свайных опор называют свайными основаниями и также относят их к категории искусственных оснований.

Опускные колодцы и кессоны, которые всегда погружаются в грунт закрытым способом, нередко называют фундаментами глубокого заложения. К ним не относятся фундаменты, возводимые открытым способом в котлованах независимо от глубины их заложения. Отдельные конструкции из свайных опор некоторые авторы также относят к фундаментам глубокого заложения.

Расчетные модели оснований. При решении различных вопросов, связанных с расчетом оснований, нужно оперировать не с природными грунтами, а с их расчетными механическими моделями, т. е. с телами, наделенными упрощенными свойствами по сравнению с реальными грунтами.

Теоретической базой при рассмотрении многих важных проблем механики грунтов и расчета оснований являются теория упругости и теория пластичности.

Грунты не являются упругими телами. При однократном загружении даже при небольших нагрузках всегда возникают остаточные деформации. Однако опыты показывают, что при небольших изменениях внешних давлений от 100 до 300 кПа, а для плотных и твердых грунтов от 500 до 700 кПа с достаточной для практических расчетов точностью зависимость между общими стабилизированными деформациями и напряжениями можно принимать линейной, т. е. к грунтам применим принцип линейной деформируемости. Н. М. Герсеванов в 1931 г. показал, что если зависимость между общими деформациями линейна, то для определения напряжений и деформаций в грунтах можно полностью

использовать хорошо разработанный аппарат теории упругости.

Таким образом, можно говорить о применимости к грунтам модели и соответственно теории линейно деформируемой среды. В этой теории в качестве механических характеристик линейно деформируемого основания используются модуль общей деформации E и коэффициент бокового расширения (коэффициент Пуассона) μ.

Наблюдения показывают, что в грунте основания вслед за первой фазой уплотнения, когда зависимость между общей деформацией и напряжением может быть принята линейной, а деформации всегда затухающие, в случае дальнейшего увеличения нагрузки наступает вторая фаза сдвигов, переходящая в пластическое и прогрессирующее течение, выпирание, просадку и подобные недопустимые деформации основания. Зависимость между деформациями и напряжениями в этой фазе нелинейная, а деформации грунта имеют незатухающий характер.

Таким образом, можно говорить о применении к расчету оснований теории пластичности, о модели и соответственно теории предельного равновесия или точнее предельного напряженного состояния грунтов. Здесь рассматривается напряженное состояние грунта, когда малейшее добавочное силовое воздействие нарушит прочность между его частицами, вызовет образование поверхностей скольжения и нарушит равновесие массива грунта. Хотя такое состояние в основании и не может допускаться, но в необходимых случаях в целях обеспечения надежности возводимого сооружения нужно знать, при каких условиях оно может наступить. Эта модель (и теория) широко используется для расчета устойчивости оснований и откосов и при определении давления грунта на подпорные стенки. При этом в качестве основных механических характеристик, характеризующих прочностные свойства грунта, используются угол внутреннего трения φ и сцепление c. Заметим, что теория предельного напряженного состояния грунтов оценивает несущую способность без изучения самого процесса деформирования, т. е. она является бездеформационной.

Рассмотренные две модели (и соответственно теории) наиболее полно разработаны и находят самое широкое применение в практических расчетах. Они не могут охватить всех существенных свойств грунтов и условий их напряженно-деформированного состояния. Для расчета протекания осадок сооружений во времени используется модель среды, обладающей ползучестью; для расчета деформаций при больших нагрузках, а также для слабых грунтов (при несущей способности, меньшей 100 кПа) целесообразно использовать модель, исходящую из нелинейной зависимости между деформациями и напряжениями. Для оснований предложено много и других моделей.

Пространственная и плоская задача расчета оснований. С пространственной задачей приходится встречаться при расчете основания отдельно стоящего сооружения, сплошная подошва которого имеет, например, форму круга или квадрата, при расчете балки на упругом основании, загруженной неравномерно по ее длине и т. д.

В этом случае при определении напряженно-деформированного состояния в какой-то точке толщи основания приходится учитывать все три координаты, характеризующие ее положение. Пространственные задачи слабо разработаны и при решении практических задач в большинстве случаев применяют различные приближенные приемы. С этой схемой приходится встречаться при расчете подкрановых путей и дорожек судоподъемных сооружений, головных частей сухих доков и шлюзов, сплошных железобетонных плит под колонны, железнодорожных шпал и т. д.

В этом случае, если подошва имеет форму прямоугольника, длина которого значительно больше ширины, а нагрузка, действующая в плоскости поперечного сечения, по длине подошвы не меняется (в поперечном направлении нагрузка может быть и неравномерной), то основание находится в условиях плоской деформации. Для этого случая часто применяют термин «плоская задача». Здесь двумя поперечными сечениями, расстояние между которыми 1 м, вырезают полосу и рассчитывают только ее, так как все остальные такие же полосы будут в одинаковых условиях за исключением концевых частей сооружения. Деформации протекают в плоскости поперечного сечения. Перпендикулярно этой плоскости деформации невозможны, так как им препятствуют соседние полосы, находящиеся в одинаковых условиях (нормальные напряжения в этом направлении имеются, но не учитываются). Эта схема применяется при расчете ограждительных, причальных и берегозащитных сооружений, подпорных стен, водосливных плотин, днищ сухих доков и шлюзов и т. д. Если длина подошвы составляет не менее 3—3,5 ее ширины, в обычных случаях допустимо использовать имеющиеся решения плоской задачи.

Жесткие и гибкие сооружения. Если рассмотреть условное абсолютное гибкое сооружение, то нагрузки, воспринимаемые сооружением, будут без какого-либо перераспределения передаваться непосредственно на грунт и эпюра давления по подошве будет точно такой же, как и эпюра нагрузок на сооружение. Именно из такой идеализированной схемы абсолютно гибкого сооружения, точки подошвы которой беспрепятственно следуют за деформацией грунта, исходят методы определения напряжений в основании, рассмотренные в § 5.3.

В действительности все сооружения обладают значительной жесткостью, вследствие чего произойдет перераспределение давлений, и характер эпюры, передаваемой подошвой на грунт основания, будет отличаться от эпюры нагрузок, воспринимаемых сооружением.

К жестким относят сооружения, которые, подвергаясь осадкам или испытывая крен, сохраняют свою подошву плоской, перемещаясь как одно жесткое целое. В таком состоянии будет находиться, например, сооружение в виде очень жесткой ленты, нагруженной по длине несколькими сосредоточенными силами. Если же жесткость ленты постепенно уменьшать, то наступит момент, когда деформации грунта в створе сил будут больше, чем между ними, лента изогнется и подошва ее не будет плоской. Такие сооружения, хотя они и обладают значительной жесткостью, получили наименование гибких.

Изгиб сооружения зависит не только от его жесткости, но и от качеств грунта основания. Так, например, любое сооружение на скале будет обладать очень большой жесткостью, не будет подвергаться деформациям изгиба, а подошва его останется плоской. В процессе изгиба возникают дополнительные усилия в сооружении, учесть которые можно только путем совместной оценки работы грунтов основания и несущих конструкций сооружения.

В процессе передачи нагрузок на основание по поверхности контакта подошвы сооружения с грунтом возникают нормальные и касательные напряжения, которые называют контактными. Эпюры распределения этих напряжений рассматриваются как нагрузка от сооружения на основание, в соответствии с которой определяются напряжения и деформации в основании, а также оценивается его устойчивость. С другой стороны, эти же эпюры, отображающие реактивное воздействие основания на сооружение, должны учитываться при расчете прочности сооружения. Вопрос об определении контактных напряжений является исключительно важным.

При проектировании причальных, оградительных и берегозащитных сооружений (ряжевых, бетонных и железобетонных) эпюра контактных давлений определяется в большинстве случаев по схеме жесткого сооружения. Точные методы расчета такого сооружения на линейно деформируемом полупространстве (так называют массив грунта, бесконечно простирающийся вниз и в стороны и ограниченный сверху плоскостью) при любых схемах нагрузки дают криволинейную эпюру распределения контактного давления. Экспериментальные исследования также показывают, что в реальных сооружениях эта эпюра будет иметь, как правило, седлообразное очертание. Однако в инженерной практике обычно контактную эпюру принимают прямолинейной, т. е. равномерной при центральной (или любой симметричной) нагрузке и трапецеидальной при внецентренной нагрузке.

Таким образом, контактное давление будет зависеть только от значения и положения равнодействующей (одному и тому же значению и расположению равнодействующей соответствует бесконечно большое число различных схем загружения), а свойства грунтов основания никак не учитываются.

О расчете конструкций на упругом основании. В гибких сооружениях необходимо определять эпюры изгибающих моментов и перерезывающих сил, в соответствии с которыми устанавливают размеры и армирование сооружения. Эти эпюры, в свою очередь, зависят от распределения контактных давлений, правильное определение которых приобретает поэтому особое значение. Если известно распределение реактивного давления по подошве, расчетные усилия в сооружении можно определить обычными методами сопротивления материалов, т. е. выбирают ряд сечений и, учитывая слева или справа от них известные внешние нагрузки и контактные реактивные давления, строят эпюры изгибающих моментов и перерезывающих сил.

При расчете гибкие сооружения рассматривают как балки и плиты на упругом основании. При этом к плитам относят сооружения, ширина которых превышает 1/7 их длины. При меньшем соотношении элемент рассматривают как балку. В данном случае полагают, что между подошвой и грунтом имеется постоянный контакт, т. е. образование щелей не происходит. Поэтому осадка грунта в любой точке подошвы будет равна вертикальному перемещению подошвы в этой же точке. При этих условиях вертикальные перемещения точек подошвы балки и соответствующие ординаты эпюры контактного давления можно связать между собой известным из сопротивления материалов дифференциальным уравнением изгиба балки, содержащим две неизвестные функции: уравнение упругой линии балки $y = f(x)$ и закон распределения контактных давлений. Рассматриваемую задачу можно решить лишь при наличии второго уравнения, связывающего между собой осадки различных точек балки с значением контактных давлений. В зависимости от вида этого уравнения и способа решения уравнений имеются различные методы расчета, наиболее распространенные из которых можно объединить в две группы.

Методы, базирующиеся на теории местных упругих деформаций. В них используется гипотеза коэффициента постели, идея применения которого была впервые высказана русским акад. Н. И. Фуссом в 1801 г. и затем использована Е. Винклером (1867 г.) и М. Цимерманом (1888 г.) для расчета железнодорожных шпал. Впоследствии этот способ расчета развивался Н. М. Герсевановым, А. Н. Крыловым, Н. П. Пузыревским и др.

В этих методах используется модель местного упругого основания, образованного вертикальными, не связанными между собой упругими пружинами. В соответствии с этой механической моделью, отражающей гипотезу Фусса — Винклера, упругая осадка грунта s, см, в данной точке прямо пропорциональна давлению p, МПа, в этой точке, т. е.

$$s = p/k_s \text{ или } p = k_s s,$$

где k_s — коэффициент упругости основания, обычно называемый коэффициентом постели, МПа/см. Численно он равен давлению, при котором осадка основания равна 1 см.

Эта гипотеза неполно отражает реальные свойства основания. По ней осадка поверхности основания возникает только там, где приложена нагрузка, тогда как в действительности осадка происходит и за пределами нагруженного участка, когда поверхность грунта получает форму «упругой лунки». Значение k_s зависит от размеров и формы фундамента и его жесткости, что весьма осложняет вопрос и вносит в расчет дополнительные погрешности. В соответствии с этой гипотезой осадка любой балки, нагруженной равномерной нагрузкой, должна быть одинаковой по всей подошве, т. е. балка не должна изгибаться, а контактные напряжения по подошве жесткого фундамента при равномерной осадке должны быть одинаковыми. Эти результаты опытами также не подтверждаются.

Рассматриваемые методы расчета рекомендуется применять для слабых грунтов, где осадки вне места приложения внешней нагрузки малы, и при близком расположении скального грунта и малой мощности сжимаемого слоя (такое основание ближе к модели из пружин и действительная осадка при равномерном давлении близка к равномерной), при расчете ленточных фундаментов, в том числе железобетонных лент на сваях, и неразрезных конструкций на плавающих в воде понтонах, а также для конструкций, имеющих постоянную площадь подошвы и испытывающих одинаковый диапазон изменения внешних давлений, например, для железнодорожных шпал.

Методы, основанные на теории общих упругих деформаций. Они базируются на строгих решениях теории упругости для упругого полупространства и распространяются также и на линейно деформируемое полупространство. В рассматриваемой области первые предложения были сделаны Г. Э. Проктором в 1922 г., а позднее методы расчета разрабатывались Н. М. Герсевановым, М. И. Горбуновым-Посадовым, Б. Н. Жемочкиным и др.

В этих методах в отличие от способов, основанных на гипотезе о коэффициенте постели, деформация грунта в данной точке подошвы фундамента зависит от давления не только в этой точке, но и в других точках, т. е. она возникает не только непосредственно под нагрузкой, но распространяется в стороны на значительные от нее расстояния, образуя «упругую лунку».

Основной исходной зависимостью в этих методах является формула Буссинеска для вертикальных перемещений W, см, точек, лежащих на ограничивающей полупространство плоскости при действии на полупространство сосредоточенной силы P, кН, т. е.

$$W = P/\pi CR,$$

где R — расстояние от точки приложения силы P до рассматриваемой точки, в которой определяется осадка, см;

$C = \frac{E}{1-\nu^2}$ — коэффициент линейно деформируемого полупространства, МПа;

E — модуль общей (упругой и остаточной) деформации, МПа;

ν — коэффициент Пуассона.

Используя эту зависимость путем интегрирования, находят в общем виде выражение для осадки произвольной точки подошвы фундамента с учетом всей эпюры контактного давления. Подставляя это выражение в дифференциальное уравнение изгиба балок и плит и решая полученное уравнение, находят эпюру контактного давления. Поскольку нахождение решения связано с большими математическими трудностями, расчет ведут путем использования имеющихся таблиц.

Следует отметить, что методы общих упругих деформаций линейно деформируемого пространства также не в полной мере отражают реальные свойства грунтового основания. В частности, при расчете по этим методам возникают чрезмерно большие напряжения под краями фундаментных балок и плит. Также доказано, что фактически наблюдаемая «упругая лунка» в месте расположения нагрузки имеет значительно меньшее распространение в стороны, чем получается по теории. По-видимому, это объясняется тем, что в работу под нагрузкой включается не весь безграничный массив грунта (полупространство), а практически лишь ограниченный по глубине слой.

В связи с этим имеется тенденция перехода от расчета балок на упругом полупространстве к расчету на сжимаемом слое конечной толщины, благодаря чему можно получить значительную экономию бетона и арматуры. Это следует делать не только при близком расположении скального основания, но и при его отсутствии. При этом в предварительных расчетах толщину упругого сжимаемого слоя можно принимать равной 0,5—0,75 ширины подошвы сооружения. Соответствующие этому случаю методы расчета разработаны М. И. Горбуновым-Посадовым, К. Е. Егоровым, Г. В. Крашенинниковой, О. Я. Шехтер, И. К. Самариным и др.

Учитывая большую важность и исключительную сложность задачи по расчету конструкций на упругом основании, были предложены и другие методы расчета, использующие более совершенные модели основания (В. З. Власов, Г. К. Клейн, П. Л. Пастернак,

М. М. Филоненко-Бородич и др.). Все эти методы применяются при расчете днищ сухих доков, шлюзов, зданий ГЭС, подкрановых балок, дорожек слипов и эллингов и многих других конструкций.

В предварительных расчетах допустимо в конструкциях на упругом основании эпюру контактных давлений строить как для жестких сооружений, т. е. принимать ее прямолинейной, что существенно упрощает определение изгибающих моментов и перерезывающих сил и подбор сечений.

Если сооружение рассчитано способом коэффициента постели, то получается, что возведение в непосредственной близости других сооружений не вызовет в его основании дополнительных напряжений и осадок, что не соответствует данным натурных наблюдений.

Гипотеза коэффициента постели идеально соответствует случаям, когда основанием является вода, например при расчете понтонного моста. Ледяное поле «Дороги жизни», проложенной во время блокады Ленинграда по льду Ладожского озера, рассчитывалось этим способом на нагрузки от автомобилей и танков С. С. Голушкевичем.

Таким образом, способ коэффициента постели тем лучше соответствует действительности, чем «слабее» грунт и чем ближе свойства грунтов к свойствам воды. Этот способ применяется при малом сопротивлении грунта сдвигу (φ и c), при значительном развитии областей предельного напряженного состояния под краями фундамента, при малых глубине заложения и ширине сооружения и больших нагрузках на основание.

Область применения решений теории упругости противоположная по условиям применимости способа коэффициента постели. Эти два крайне разных по физике явления способа не следует противопоставлять: каждый из них следует использовать в пределах своей области применения.

В настоящее время интенсивно развиваются методы расчета балок и плит, основанные на модели смешанной задачи теорий упругости и пластичности, а также на применении нелинейных законов связей напряжений и деформаций грунтов. Эти модели по сравнению с двумя рассмотренными крайними моделями более совершенны. Для расчета по методу сложных пространственных систем сооружение — основание в нелинейной или упругопластической постановке используются мощные ЭВМ. Эти методы только начинают развиваться. Для их применения необходимо достоверное определение многочисленных расчетных характеристик грунта и материала сооружения. В настоящее время такие расчеты используются только для весьма ответственных и уникальных сооружений.

§ 5.3. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В ОСНОВАНИИ СООРУЖЕНИЯ

Предпосылки для расчета распределения напряжений в грунте. Для того чтобы рассчитать осадку сооружения, предварительно необходимо выяснить закон распределения напряжений в толще грунта под сооружением.

Для условий плоской задачи рассмотрим простейшую модель основания, состоящую из цилиндров одинакового диаметра (рис. 5.1). Нагрузка ($P=1$) передается поровну на два цилиндра первого слоя, каждый из которых передает опять-таки поровну свою нагрузку двум цилиндрам второго слоя. Нагрузка, приходящаяся на каждый цилиндр, на схеме показана дробью в долях от $P=1$. Причем в сумме давления, приходящиеся на цилиндры каждого горизонтального ряда, составляют $P=1$.

Из рис. 5.1 видно, что с увеличением глубины давление передается на все большее число цилиндров. Область распределения давлений расширяется, однако в каждой горизонтальной плоскости давление распределяется неравномерно, достигая максимума по оси приложения нагрузки и уменьшаясь к краям.

В условиях пространственной задачи размеры и распределение давления на глубине z от подошвы фундамента будет зависеть от нагрузки P на основание и от размеров и формы площади передачи давления.

Грунты не являются упругими телами. При первичном загружении, которое нас обычно и интересует, их деформации носят в основном остаточный характер. Однако по многочисленным опытам зависимость между напряжениями и общими деформациями для рассматриваемого случая с достаточной для практических целей точностью может быть принята линейной. Благодаря этому можно рассматривать грунты хотя и не как упругие, но как линейно деформируемые тела. Поэтому при решении вопроса о распределении напряжений в механике грунтов до настоящего времени применяют теорию линейно деформируемой среды. Для определения напряжений по этой теории будут полностью справедливы уравнения и зависимости теории упругости, также базирующиеся на линейной зависимости между напряжениями и деформациями.

Распределение давлений от действия сосредоточенной силы. Согласно решению теории упругости при действии сосредоточенной силы в условиях пространственной задачи (проф. Ж. Буссинеск, 1885 г.) получена следующая формула для определения вертикального сжимающего напряжения σ_z на горизонтальной площадке на глубине z от поверхности грунта:

$$\sigma_z = (3P/2\pi)\,(z^3/R^5), \qquad (5.2)$$

где R — расстояние от точки приложения сосредоточенной силы до точки, где определяется давление $R = \sqrt{z^2 + r^2}$;

r — расстояние по горизонтали от оси z, проходящей через точку приложения сосредоточенной силы, до точки, в которой определяется давление.

После подстановки в формулу (5.2) выражения $R=\sqrt{z^2+r^2}$, получим

$$\sigma_z = k\,(P/z^2),$$

где k — безразмерный коэффициент;

$$k = \frac{3}{2\pi}\,\frac{1}{\left[1+\left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}}. \qquad (5.3)$$

Если на поверхности массива приложено несколько сосредоточенных сил P_1, P_2, P_3 ... (рис. 5.2), то сжимающее напряжение на горизонтальной площадке в любой точке массива найдется, как сумма давлений от действия каждой силы:

$$\sigma_z = k_1\frac{P_1}{z^2} + k_2\frac{P_2}{z^2} + k_3\frac{P_3}{z^2} + \ldots,$$

где коэффициенты k определяются в зависимости от соответствующих отношений r/z.

Пример 5.3. Определить вертикальное сжимающее напряжение σ_z в точке, расположенной на глубине $z = 2$ м от поверхности и на расстоянии $r = 1$ м в сторону от линии действия силы, если $P = 600$ кН (рис. 5.3); $r/z = 1/2 = 0{,}5$. Этому отношению соответствует $k = 0{,}2733$. По формуле (5.2) $\sigma_z = k\frac{P}{z^2} = 0{,}2733\ (600/2^2) = 41$ кПа.

На рис. 5.3, *а* по результатам ряда вычислений σ_z при других значениях r при $z=2$ м построена эпюра *1* сжимающих напряжений для сечения на 2-метровой глубине, объем которой равен P, а также эпюра *2* вертикальных напряжений на горизонтальных площадках

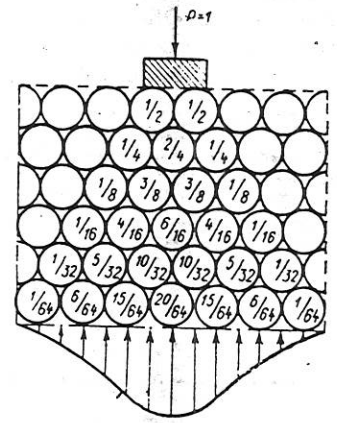


Рис. 5.1. Модель распределения давления в основании для условий плоской задачи:
1 — эпюра вертикального давления

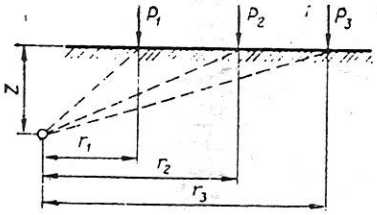


Рис. 5.2. Нахождение напряжения σ_z при действии нескольких сосредоточенных сил

по вертикальной оси z, проходящей через точку приложения силы (здесь z переменно, а $r=0$).

Заметим, что небольшую область, расположенную у точки приложения силы (на рис. 5.3, *а* она заштрихована), где напряжения очень велики, следует исключить из рассмотрения.

На рис. 5.3, *б* показаны линии, соединяющие точки с одинаковыми значениями σ_z, так называемые изобары (линии равных давлений), а весь этот рисунок иногда называют «луковицей» давлений.

Распределение давления от действия равномерно распределенной по площади прямоугольника нагрузки. Решение для этого случая получено путем двойного интегрирования выражения для сосредоточенной силы.

Вертикальное сжимающее напряжение, действующее в точке на глубине z по оси, проходящей через центр нагруженной давлением p_0, кПа, площади, можно определить так:

$$\sigma_{zp} = \alpha p_0, \qquad (5.4)$$

где α — коэффициент, учитывающий распределение давлений в грунте и определяемый в зависимости от отношений $\eta = l/b$ и $\zeta = 2z/b$ по табл. 5.4 (подробная таблица имеется в СНиП 2.02.01—83);

l — длина фундамента;

b — ширина или диаметр фундамента.

Таблица 5.4

ζ	Коэффициент α для фундаментов: круглых	прямоугольных с отношением сторон η: 1	1,4	2	4	5	ленточных при $\eta \geqslant 10$
0,1	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
2,0	0,285	0,336	0,414	0,481	0,540	0,545	0,550
4,0	0,087	0,108	0,145	0,189	0,270	0,285	0,306
6,0	0,040	0,051	0,070	0,095	0,155	0,173	0,208
10,0	0,015	0,019	0,026	0,037	0,067	0,079	0,126
12,0	0,010	0,013	0,018	0,028	0,051	0,058	0,106

Пример 5.4. Определить вертикальное напряжение в грунте на глубине $z = 2$ м под центром прямоугольного фундамента при $l = 2$ м; $b = 1$ м; $p_0 = 300$ кПа.

Для $l/b = 2/1 = 2$ и $2z/b = 2 \cdot 2/1 = 4$ из табл. 5.4 находим $\alpha = 0{,}189$. По формуле (5.4) $\sigma_{zp} = \alpha p_0 = 0{,}189 \cdot 300 = 56{,}7$ кПа.

Метод угловых точек. Вертикальное сжимающее напряжение $\sigma_{zp,c}$ на глубине z по вертикальной оси, проходящей через угол нагруженного прямоугольника,

$$\sigma_{zp,\,c} = \alpha\,(p_0/4), \qquad (5.5)$$

где α — коэффициент, определяемый из табл. 5.4 при $\zeta = z/b$ (по-прежнему $\eta = l/b$).

Это решение положено в основу метода угловых точек, с помощью которого на основании принципа независимости действия сил можно определить давление по вертикальной оси, проходящей через

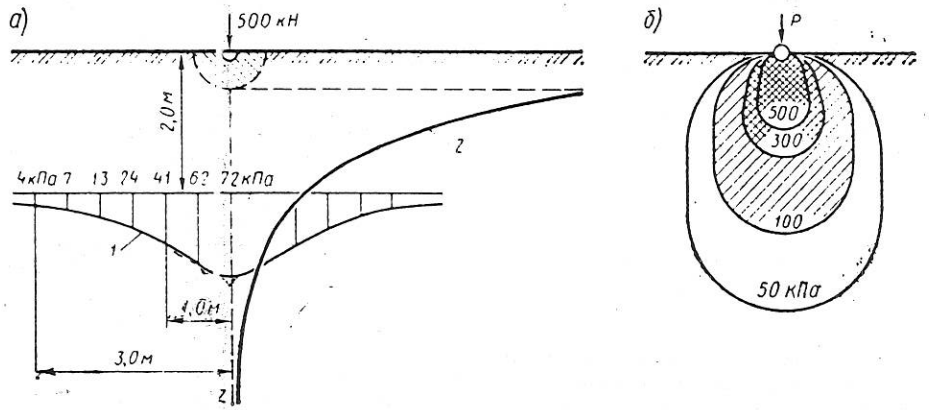


Рис. 5.3. Эпюры вертикальных сжимающих напряжений σ_z

любую точку поверхности основания, при условии, что рассматриваемую площадь можно разделить на ряд прямоугольников таким образом, чтобы их углы находились на упомянутой вертикальной оси. Тогда сжимающее вертикальное напряжение в этой точке будет равно алгебраической сумме напряжений от прямоугольных площадей загрузки, для которых эта точка является угловой.

Рассмотрим три основных случая:

1) точка M находится на глубине z внутри прямоугольника давлений (рис. 5.4, *а*). Здесь

$$\sigma_{zp,\,a} = p_0/4\,(\alpha_{BFME} + \alpha_{AHME} + \alpha_{CGMF} + \alpha_{DHMG}); \qquad (5.6)$$

2) точка M находится на контуре прямоугольника внешних давлений. Здесь частный случай формулы (5.6): площадь загрузки разбивается на два прямоугольника;

3) точка M вне прямоугольника давлений (рис. 5.4, *б*). В этом случае

$$\sigma_{zp,\,a} = p_0/4\,(\alpha_{FBEM} - \alpha_{FCHM} - \alpha_{GAEM} + \alpha_{GDHM}). \qquad (5.7)$$

Все коэффициенты α, используемые в формулах (5.6) и (5.7), определяются в соответствии с пояснениями, данными для формулы (5.5).

Метод угловых точек может быть использован также при действии нагрузки различной интенсивности (например в зданиях различной этажности), а также при учете влияния соседних фундаментов.

Способ элементарного суммирования. При переменной интенсивности давления p_0, а также для площадей загрузки сложной формы, которые нельзя разделить на прямоугольники (криволинейное очертание в плане, наличие треугольников и более сложных фигур), метод угловых точек неприменим. В этом случае используют способ элементарного суммирования: загруженную площадь разбивают на элементарные площадки, в пределах которой нагрузку считают равномерной и заменяют ее сосредоточенной силой, действующей в центре тяжести площадки.

Сжимающее вертикальное напряжение в любой заданной точке линейно деформируемого полупространства находится по формуле (5.2). Суммируя напряжения от элементарных сосредоточенных сил P_i, получим

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^{i=n} k_i \frac{P_i}{z^2}, \qquad (5.8)$$

где k_i — коэффициент, определяемый по формуле (5.3) в зависимости от отношения r_i/z (здесь r_i — проекция на горизонтальную плоскость расстояния от центра тяжести i-го элемента до рассматриваемой точки; z — глубина);

n — число элементов.

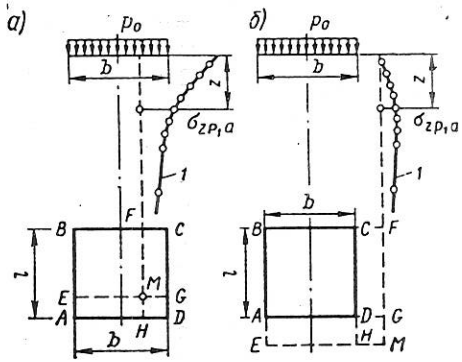


Рис. 5.4. Расчетная схема к методу угловых точек:

1 — эпюра вертикальных сжимающих напряжений по горизонтальным площадкам вдоль вертикальной оси, проходящей через точку M

§ 5.4. ПРЕДЕЛЬНОЕ РАВНОВЕСИЕ ОСНОВАНИЙ

Теория предельного напряженного состояния сыпучей среды или, как ее еще называют, теория предельного равновесия рассматривает три основные весьма важные для инженерной практики задачи: устойчивость основания сооружения (несущая способность основания), давление грунта на подпорные стенки и устойчивость склона или откоса. Эта теория была создана советскими учеными В. В. Соколовским и С. С. Голушкевичем. Выдающийся вклад в эту теорию внесли работы В. Ренкина, Л. Прандтля, Ф. Коттера, Г. Рейснера, В. И. Новоторцева и В. Г. Березанцева.

Если на всех элементарных площадках, проходящих через заданную точку грунтовой среды, выполняется условие $\tau < \sigma \operatorname{tg} \varphi + c$, то в окрестности этой точки грунт находится в допредельном состоянии. Считают, что в данной точке наступило состояние предельного равновесия, если через эту точку проходят две площадки, на которых выполняется равенство

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c.$$

Эти две площадки, составляющие одна с другой углы $90° \pm \varphi$ и расположенные симметрично по отношению направления действия главных напряжений, носят название *площадок скольжения*. С увеличением нагрузки совокупность отдельных площадок скольжения образует *поверхности скольжения*.

Грунт в рассматриваемой области находится в предельном напряженном состоянии, если в каждой точке этой области наступило состояние предельного равновесия. Таким образом, под фундаментами, за подпорными стенками, в толще откосов могут возникать целые области грунта, находящиеся в состоянии предельного равновесия, когда при незначительном увеличении нагрузки произойдет разрушение массива грунта в форме сдвига некоторой его части по отношению к остальной.

Поскольку сдвиг происходит по поверхностям скольжения, то первой задачей теории предельного равновесия является нахождение очертания областей, в пределах которых грунт будет находиться в предельном напряженном состоянии.

Вторая задача будет заключаться в определении предельной (критической) нагрузки, которая приводит к образованию этих областей и к разрушению грунта.

§ 5.5. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Краткие исторические сведения. В статике сыпучей среды вопросы устойчивости являются важнейшими. На протяжении многих столетий при возведении различных сооружений оценка несущей способности их оснований делалась на основе изучения опыта эксплуатации ранее построенных сооружений.

Однако уже в XIX в. в этой области разрабатываются достаточно интересные аналитические способы и приемы. К их числу относится способ, предложенный русским инженером Г. Е. Паукером (1889 г.), усовершенствованный впоследствии С. И. Белзецким (1910 г.). На протяжении многих десятилетий в практике проектирования различных гидротехнических сооружений широко применялся метод, предложенный в 1923 г. основателем советской школы механики грунтов Н. М. Герсевановым.

Особенно широкое применение получил способ круглоцилиндрических поверхностей скольжения, предложенный впервые в 1916 г. шведским инженером К. Петтерсоном и в дальнейшем развитый многими специалистами (В. Феллениус, К. Терцаги, Г. Крей, А. Бишоп, Д. Тейлор, М. Н. Гольдштейн, С. С. Голушкевич, М. И. Горбунов-Посадов, М. М. Гришин, И. В. Федоров, Р. Р. Чугаев и др.).

Заметим, что разбивку сползающего отвердевшего массива грунта на ряд вертикальных монолитных столбиков впервые предложил Свен Гультен (1919 г.). Первым рассмотрел сползающий массив как единое твердое (монолитное) тело А. И. Иванов (1936 г.).

В настоящее время наиболее совершенной теоретической базой для решения самых различных вопросов, относящихся к оценке несущей способности и устойчивости оснований и откосов, является теория предельного напряженного состояния В. В. Соколовского и С. С. Голушкевича. В этом направлении инженерные методы расчета были предложены В. И. Новоторцевым, В. Г. Березанцевым, П. Д. Евдокимовым, М. В. Малышевым, А. С. Строгановым, П. И. Яковлевым, Л. Р. Ставницером, Ю. И. Соловьевым, А. С. Снарским и др.

Дальнейшее уточнение методов расчета несущей способности оснований должно быть получено, в частности, на основе решения смешанной задачи теории упругости и пластичности грунтов.

Общая характеристика применяемых методов. Все основные методы оценки несущей способности оснований сооружений и устойчивости откосов можно подразделить на две большие группы.

А. Методы, основанные на введении произвольно задаваемых очертаний поверхности скольжения. Сюда относятся способы, в которых поверхность скольжения составлена из двух пересекающихся плоскостей (схемы Г. Е. Паукера, С. И. Белзецкого, Н. М. Герсеванова и др.). Осуществленная замена действительного очертания криволинейной поверхности скольжения двумя плоскостями является слишком грубым приближением к кинематической картине выпирания основания, существенно снижающим точность расчета. Поэтому в настоящее время упомянутые способы в инженерной практике не применяются.

К этой же группе относится и большое количество различных методов, основанных на применении круглоцилиндрической поверхности скольжения. Здесь без какого-либо теоретического обоснования принимается, что скольжение в массиве грунта происходит по дуге окружности. Имеются аналогичные предложения принять за поверхность скольжения логарифмическую спираль, дугу циклоиды, параболы или эллипса, плоскость, ломаную поверхность и т. д. Общим для всех этих методов является то, что в дальнейшем среди поверхностей произвольно принятого вида — круглоцилиндрической, в виде ломаной поверхности и т. д. находится наиболее «опасная» из них. Несмотря на кажущуюся простоту, эти методы достаточно трудоемки, так как требуют большого числа попыток для установления той поверхности, для которой коэффициент надежности минимален.

Б. Методы, основанные на теории предельного равновесия сыпучей среды или теории предельного напряженного состояния. Здесь вид поверхности скольжения заранее не задается. Она определяется из условия предельного равновесия, которое однозначно, без последовательных приближений обусловливает вполне определенное положение объемлющей поверхности скольжения, а также позволяет установить поле напряжений в основании, что совершенно недостижимо при применении методов с заданной поверхностью скольжения. В отличие от методов, использующих большое число различных допущений и перечисленных в группе А, эта теория в ее строгой постановке основана на единственной предпосылке — возникновении предельного напряженного состояния в каждой точке некоторой области грунта.

Следует отметить, что методы, рассматривающие сложные явления деформаций основания сооружения на основе модели отвердевших отсеков, противоречат опыту. В то же время, учитывая, что в момент разрушения, когда поле деформаций, как по размеру, так и по направлению смещения частиц будет весьма сложным, предположение о наличии относительных сдвигов частиц в значительных по размерам областях основания выглядит более правдоподобным и универсальным.

В связи с тем что точное решение задач этой теории достаточно громоздко, в последние 15—20 лет на основе технической теории предельного напряженного состояния грунтовой среды П. И. Яковлевым были разработаны инженерные методы, охватывающие в сущности все встречаемые на практике расчетные случаи.

Основные положения расчета основания по СНиП 2.02.02—85. Основания гидротехнических сооружений рассчитываются по двум группам предельных состояний.

Первая группа — непригодность сооружения к эксплуатации, под которой понимается полный или частичный выход сооружения из строя, исключающий возможность выполнения им заданных эксплуатационных функций. Целью расчета является недопущение, в частности, следующих предельных состояний: потери основанием несущей способности, а сооружением устойчивости, значительных неравномерных перемещений оснований, вызывающих разрушение или нарушение отдельных частей сооружений, недопустимых по условиям их дальнейшей эксплуатации (например чрезмерного раскрытия трещин бетонных сооружений). По этой группе выполня-

ются расчеты прочности и устойчивости отдельных элементов сооружений, а также расчеты перемещений статически неопределимых конструкций, от которых зависит прочность или устойчивость сооружения в целом или его основных элементов (например, анкерные опоры больверков).

Вторая группа — непригодность сооружения к нормальной эксплуатации, под которой понимаются нарушения в работе сооружений, допускающие возможность их эксплуатации с ограничениями. Целью расчета является недопущение, в частности, следующих предельных состояний, затрудняющих нормальную эксплуатацию: перемещения и наклона сооружения; потери устойчивости склонов и откосов (если при этом сооружение приходит в состояние, непригодное к эксплуатации, то расчеты устойчивости производятся по первой группе предельных состояний); других состояний, затрудняющих нормальную эксплуатацию и снижающих долговечность оснований вследствие проявлений ползучести, трещинообразования и т. п.

Оценка устойчивости сооружения, системы сооружение — основание, склона или грунтового массива производится методами, удовлетворяющими в предельном состоянии всем уравнениям равновесия (допускается применять и другие методы, в том числе упрощенные, проверенные опытом проектирования, строительства и эксплуатации) исходя из условия

$$\gamma_{lc} F \leqslant \frac{\gamma_c}{\gamma_n} R, \qquad (5.9)$$

где F и R — соответственно расчетные значения обобщенных сдвигающих сил и сил предельного сопротивления;

γ_{lc} и γ_n — соответственно коэффициенты сочетания нагрузок и надежности по степени ответственности (принимаются по СНиП 2.02.02—85 «Основания гидротехнических сооружений»);

γ_c — коэффициент условий работы (для портовых сооружений $\gamma_c = 1{,}15$; для естественных и искусственных откосов и склонов $\gamma_c = 1$).

В необходимых случаях при надлежащем обосновании принимаются дополнительные коэффициенты условий работы, учитывающие особенности конструкций и их оснований. При наличии нескольких факторов, действующих одновременно, в расчет вводится произведение соответствующих коэффициентов.

Условие (5.9) должно выполняться для всех возможных поверхностей сдвига. Если габаритные размеры сооружения определяются только требованиями его устойчивости, то превышение правой части неравенства над левой не должно превышать 3 %. При определении расчетных нагрузок коэффициенты надежности по нагрузкам принимаются одинаковыми (повышающими или понижающими) для всех проекций расчетной нагрузки в соответствии со СНиП 2.06.01—86 «Гидротехнические сооружения. Основные положения проектирования». Все воздействия от грунта (вертикальное и боковое давление и т. п.) определяются, как правило, по расчетным характеристикам грунта ($\varphi_{I,II}$, $c_{I,II}$, $\gamma_{I,II}$) при коэффициентах надежности по нагрузкам, равных единице.

В расчетах устойчивости для условий пространственной задачи учитываются силы трения и сцепления по боковым поверхностям сдвигаемого массива грунта и сооружения. Задача рассматривается как пространственная, если $\frac{L}{B} < 3$ (для больверков, если $\frac{L}{H} < 3$), или когда поперечное сечение сооружения, нагрузки, геологические условия меняются по длине $L < 3B$ ($L < 3H$), где L и B — соответственно длина и ширина сооружения; H — высота сооружения с учетом заглубления сооружения или шпунта в грунт основания.

В СНиП 2.02.02—85 выделены три вида деформации основания и соответствующие им три схемы сдвига сооружения.

Первый вид — деформация основания, соответствующая понятию плоского сдвига, когда сооружение сдвигается непосредственно по контакту подошвы с грунтом основания или каменной (щебеночной) постелью, а также по контакту постели с грунтом основания.

Второй вид — деформация основания, соответствующая понятию смешанного сдвига, при котором пластические деформации грунта основания (выпор грунта) возникают только под частью ширины подошвы фундамента. При проектировании причальных, оградительных и берегозащитных сооружений этот вид деформации обычно не рассматривают.

Третий вид — деформация основания, соответствующая понятию глубинного сдвига, при котором пластические деформации грунта основания (выпор) возникают под всей подошвой фундамента. Расчет по этой схеме выполняется для всех портовых сооружений.

При расчете устойчивости сооружений на основаниях, сложенных из глинистых грунтов со степенью влажности $S_r \geqslant 0{,}85$ и коэффициентом консолидации $c_r < 4$, следует учитывать степень их консолидации, принимая φ_I и c_I, соответствующие его нестабилизированному состоянию, или вводя в расчет поровое давление при характеристиках грунта, соответствующих его стабилизированному состоянию.

Понятие о коэффициенте запаса устойчивости. Он долгое время служил главным критерием для оценки несущей способности сооружения. Учитывая, что коэффициент запаса устойчивости определялся при проектировании сотен и тысяч построенных сооружений, он в настоящее время используется при апробации новых предложений по критериям устойчивости, а также может служить в качестве обобщающего показателя при выработке предварительного суждения о резервах несущей способности сооружения. Обобщая огромный имеющийся опыт, который по-прежнему интересен для инженерной практики, можно выделить три группы методов.

1. Определение коэффициента запаса как отношения разрушающей (предельной) нагрузки, которая находится расчетом устойчивости к так называемой расчетной нагрузке, которая устанавливается на основе подсчета реально действующих нагрузок.

В этой группе коэффициент запаса по разрушающим нагрузкам можно определить тремя способами:

по отношению горизонтальных нагрузок при заданном значении расчетной вертикальной нагрузки ($F_{вер} = \text{const}$) разрушение основания или сдвиг сооружения происходит под действием сил $F_{вер}$ и $R_{гор}$, т. е.

$$k_{гор} = R_{гор}/F_{гор};$$

по отношению вертикальных нагрузок при заданном значении расчетной горизонтальной нагрузки ($F_{гор} = \text{const}$) разрушение основания или сдвиг сооружения происходит под действием сил $R_{вер}$ и $F_{гор}$, т. е.

$$k_{вер} = R_{вер}/F_{вер};$$

по отношению полных нагрузок, здесь предполагается, что направления и линии действия равнодействующих сил F и R совпадают; в данном случае задается отношение горизонтальной и вертикальной нагрузки $F_{гор}/F_{вер} = R_{гор}/R_{вер} = \text{const}$, т. е.

$$k = R/F = R_{гор}/F_{гор} = R_{вер}/F_{вер}.$$

В этом случае разрушение основания или сдвиг сооружения происходит под действием сил $R_{вер}$ и $R_{гор}$ (R является их равнодействующей).

В общем случае для одного и того же сооружения значения коэффициентов $k_{гор}$, $k_{вер}$, k получаются различными и главным в расчете является определение $R_{гор}$, или $R_{вер}$, или R.

Следует заметить, что благодаря вычислению всех трех коэффициентов можно более полно судить о резервах устойчивости рассматриваемого конкретного сооружения или основания при различных условиях его работы.

2. Определение коэффициента запаса k как отношение сил, сопротивляющихся сдвигу к силам сдвигающим.

При расчетах на сдвиг сооружения по подошве или слабой прослойке

$$k = E_{сопр}/E_{сдв}; \qquad (5.10)$$

при расчете по методу круглоцилиндрических поверхностей

$$k = M_{удер}/M_{сдв}, \qquad (5.11)$$

где $M_{удер}$, $M_{сдв}$ — моменты удерживающих и сдвигающих сил.

Вместо этих выражений, определяющих k как отношение усилий, действующих в различных направлениях (в направлении возможного смещения и в об-

ратном направлении), можно использовать:

$$k = E_{\text{реакт}}/E_{\text{акт}}; \quad (5.12)$$

$$k = M_{\text{реакт}}/M_{\text{акт}}, \quad (5.13)$$

где $E_{\text{акт}}$ и $M_{\text{акт}}$ — сумма горизонтальных активных сил и сумма моментов активных сил;

$E_{\text{реакт}}$ и $M_{\text{реакт}}$ — сумма горизонтальных реактивных и сумма моментов реактивных (пассивных) сил.

Эта методика, где коэффициент запаса (точнее его обратное значение) характеризует степень использования реактивных сил, более логически обоснована и должна применяться шире, чем выражения (5.10) и (5.11).

Следует заметить, что при расчете по формулам (5.10) — (5.13) в общем случае получаются различные значения коэффициента, так как ряд усилий при этом учитывается различно. Например, при использовании формул (5.10), (5.11) давление воды может относиться к удерживающим и сдвигающим силам в зависимости от направления его действия. При применении формул (5.12), (5.13) давление воды всегда относится к активным воздействиям. Аналогичное положение и при учете активного и пассивного (реактивного) давления грунта.

Имеется много различных предложений по вычислению коэффициента запаса, особенно по методу круглоцилиндрических поверхностей. В. А. Флорин считает целесообразным, чтобы независимо от метода расчета устойчивости придерживаться единого подхода к установлению коэффициента запаса. Поэтому при расчетах по способу круглоцилиндрических поверхностей, а также при анализе возможности сдвига по подошве или по слабой прослойке В. А. Флорин предлагает постепенно перейти к определению коэффициента запаса по методам первой группы, т. е. рассматривать его как отношение разрушающей нагрузки к расчетной. Для этого методом последовательных приближений находится такая внешняя нагрузка, которая, будучи приложенной к сооружению ($R_{\text{гор}}$, $R_{\text{вер}}$ и R при заданном $F_{\text{гор}}/F_{\text{вер}} = R_{\text{гор}}/R_{\text{вер}} = \text{const}$), обеспечит коэффициент запаса, равный единице, подсчитываемый по формулам (5.12) и (5.13) при тех же методах расчета устойчивости основания. Тогда величины $R_{\text{гор}}$, $R_{\text{вер}}$, R можно рассматривать как разрушающие нагрузки и, зная действительные расчетные нагрузки $F_{\text{гор}}$, $F_{\text{вер}}$, F, можно по приведенным выражениям найти коэффициенты запаса $k_{\text{гор}}$, $k_{\text{вер}}$, k, соответствующие первой группе методов его определения.

В случаях если коэффициент запаса находят как отношение суммы горизонтальных удерживающих сил $P_{\text{удер}}$ к сумме горизонтальных сдвигающих сил $P_{\text{сдв}}$, т. е. $k = P_{\text{удер}}/P_{\text{сдв}}$, можно аналогично найти разрушающую нагрузку, определяя ее как внешнюю нагрузку, при которой этот коэффициент становится равным единице. Тогда, вычислив отношение разрушающей нагрузки к расчетной, можно и в этом случае найти коэффициент запаса, соответствующий первой группе. Таким образом, всегда можно от коэффициентов запаса второй группы перейти к коэффициентам запаса первой группы.

3. Определение коэффициента запаса k как отношение действительных фактически имеющихся характеристик сопротивления грунта сдвигу, определенных любым способом, например лабораторными исследованиями образцов грунта к предельным показателям сопротивления грунта сдвигу, при которых происходит разрушение основания или потеря устойчивости сооружения.

Выражения для коэффициентов запаса имеют вид

$$k = c_{\text{действ}}/c_{\text{пр}} = \operatorname{tg}\varphi_{\text{действ}}/\operatorname{tg}\varphi_{\text{пр}} \approx \varphi_{\text{действ}}/\varphi_{\text{пр}},$$

$$\text{или } k = \operatorname{tg}\psi_{\text{действ}}/\operatorname{tg}\psi_{\text{пр}},$$

где $\operatorname{tg}\psi = \tau/\sigma$ — известный из механики грунтов коэффициент сдвига (в грунтах, не обладающих связностью, $\operatorname{tg}\psi = \operatorname{tg}\varphi$).

Главным в этом способе является определение методом последовательных приближений значений $\varphi_{\text{пр}}$ и $c_{\text{пр}}$ или $\psi_{\text{пр}}$, для которых при заданных расчетных нагрузках, устанавливаемых на основе известных эксплуатационных нагрузок, коэффициенты запаса по первой или второй группе равны единице. Это можно представить как процесс одновременного и пропорционального изменения характеристик сопротивления грунта сдвигу $\operatorname{tg}\varphi$ и c до тех пор, пока при заданных внешних нагрузках не получим $k=1$. В случаях когда разрушающая нагрузка (по первой группе) или удерживающие и реактивные силы (по второй группе) пропорциональны значениям $\operatorname{tg}\varphi$ и c, то коэффициенты запаса по первой или второй группам совпадают с коэффициентами запаса по третьей группе. Достоинствами этого метода является возможность без всяких затруднений находить коэффициенты запаса при самых разнообразных способах расчета, т. е. большая общность, а также то, что коэффициент k определяется применительно к наиболее недостоверным параметрам, входящим в расчет (φ и c или ψ).

Коэффициенты третьей группы легко применить и к методам расчета устойчивости на основе теории предельного равновесия. В этом случае, зная требуемое значение коэффициента запаса k, определяют $\operatorname{tg}\varphi = \operatorname{tg}\varphi_{\text{действ}}/k$; $c = c_{\text{действ}}/k$ и затем, используя найденные значения φ и c, определяют расчетом соответствующие им предельные нагрузки основания, которые будут являться допустимыми с коэффициентом запаса, равным k. Как отмечал П. Л. Иванов (1985 г.), подразделять силы на удерживающие и сдвигающие не следует. Необходимо использовать только разделение всех сил на активные и реактивные, а последние, в свою очередь, на предельные и действующие.

§ 5.6. РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ ОСНОВАНИЙ И ОТКОСОВ. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ ГРУНТА ОСНОВАНИЯ

Метод СНиП II-16—76. В 1948 г. П. Д. Евдокимовым на основе предпосылок теории С. С. Голушкевича был разработан графический метод расчета сопротивляемости основания сдвигу (метод ВНИИГа). Впоследствии этот метод был включен в СНиП II-Б 3—62 «Основания гидротехнических сооружений. Нормы проектирования».

В 1965 г. на основе положений теории предельного напряженного состояния

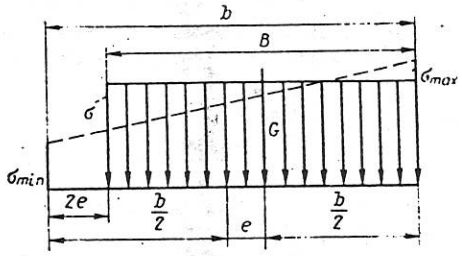


Рис. 5.5. Замена действительной трапецеидальной эпюры расчетной равномерной

грунтовой среды С. С. Голушкевича П. И. Яковлевым был разработан излагаемый далее аналитический метод расчета, вошедший позднее в СНиП II-16—76 и получивший название метода СНиП II-16—76. В дальнейшем этот метод, развитый П. И. Яковлевым на случай расчета слоистого основания, учета сейсмических и фильтрационных сил для сооружений с каменной постелью, а также для условий пространственной задачи помещен в пособие к СНиП II-16-76 (Проектирование оснований гидротехнических сооружений, ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, Ленинград, 1984 г., 402 с.), а при пересоставлении СНиП II-16—76 включен в СНиП 2.02.02—85.

Способ разработан для случая равномерной эпюры под подошвой сооружения. В большинстве случаев эпюра напряжений под подошвой шириной b имеет форму трапеции (рис. 5.5) с ординатами $\sigma_{\max}$, $\sigma_{\min}$, которую назовем действительной эпюрой. СНиП II-16—76 предлагает эту эпюру заменить расчетной равномерной эпюрой шириной B и интенсивностью σ. По рекомендации Н. М. Герсеванова такая замена осуществляется исходя из двух положений:

действительная и расчетная эпюры должны быть равновеликими;

центры тяжести обеих эпюр должны располагаться на одной вертикали.

Используя эти условия, получаем:

$$B = 2b\,(\sigma_{\max} + 2\sigma_{\min})/3\,(\sigma_{\max} + \sigma_{\min});$$

$$\sigma = b\,(\sigma_{\max} + \sigma_{\min})/2B.$$

При осуществлении такой замены значение и линия действия вертикальной составляющей $F_{\text{вер}}$ равнодействующей F всех сил на уровне подошвы остаются неизменными.

Считается, что в пределах расчетной ширины B касательные напряжения τ от горизонтальной составляющей $F_{гор}$ равнодействующей F передаются равномерно. Поэтому

$$\tau = F_г / B.$$

Тогда угол наклона δ' равнодействующей F к вертикали можно определить так:

$$\operatorname{tg}\delta' = F_{гор}/F_{вер} = \tau B/\sigma B = \tau/\sigma.$$

Обозначения F, $F_{в.р}$, $F_{гор}$, σ и τ относятся к силам и напряжениям, фактически передаваемым основанию сооружением. Они подсчитываются исходя из нагрузок, действующих на сооружение, и его веса.

Условимся через F, $R_{вер}$, $R_{гор}$, $\sigma_{пр.р}$ и $\tau_{пр.р}$ обозначать аналогичные силы и напряжения, соответствующие состоянию предельного равновесия (рис. 5.6, *а*). Они устанавливаются расчетом. При малейшем увеличении их произойдет разрушение (выпирание) основания.

Продолжая расчет, вначале найдем значение силы R, действующей под тем же углом δ', что и сила F.

Решение кинематической части задачи. Она ставит своей целью определение положения объемлющей поверхности скольжения $ABCD$ (рис. 5.6, *б*) и нахождение размеров зон *I*, *II* и *III*. Следующие формулы позволяют решить эту часть задачи:

$$\vartheta = \frac{1}{2}\left(\arccos\frac{\sin\delta'}{\sin\varphi} + \varphi - \delta'\right);$$

$$\theta = 45° - \frac{\varphi}{2} + \vartheta;$$

$$r_{нач} = \frac{B\sin\vartheta}{\cos\varphi}; \quad r_{кон} = r_{нач}\, e^{\theta \operatorname{tg}\varphi}.$$

В последнюю формулу значение угла θ следует подставлять в радианах.

Таким образом, положение поверхности скольжения $ABCD$ и размеры зон *I*, *II*, *III* полностью определяются углом ϑ, зависящим только от углов δ' и φ.

При $\delta'=0$ $\vartheta=45°+\varphi/2$; $\theta=90°$ и треугольник ABE становится равнобедренным ($\angle BAE = \angle BEA = 45° + \varphi/2$). При $\delta' = \varphi$ $\vartheta = 0$ угол θ стремится к величине $45°-\varphi/2$. В этом случае сдвиг происходит по подошве сооружения AE (плоский сдвиг).

Случай $\delta'=0$ соответствует наиболее глубокому расположению поверхности скольжения, когда вместе с сооружением в движение вовлекается большая масса

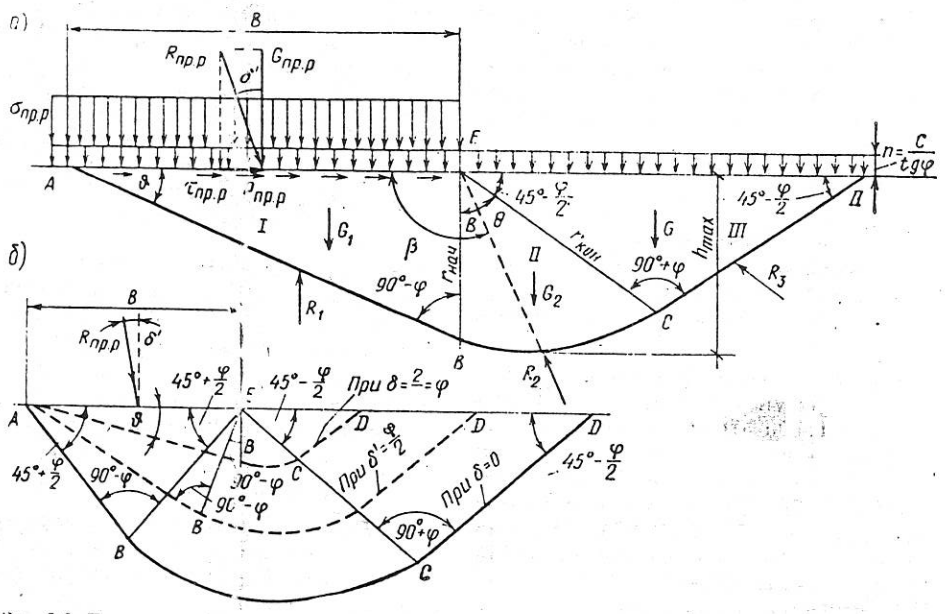


Рис. 5.6. Поверхности скольжения

грунта основания. Сила R в этом случае наибольшая. С увеличением угла δ' объемлющая линия скольжения проходит все ближе и ближе к поверхности грунта основания (см. рис. 5.6, *б*), а сила R уменьшается.

Решение статической части задачи. Целью ее является определение силы R.

Все данные для определения веса грунта G_1 и G_3 в объеме зон *I* и *III* известны. Вес грунта в объеме зоны *II*

$$G_2 = \gamma\,(r^2_{кон} - r^2_{нач})/4\operatorname{tg}\varphi.$$

Далее необходимо воспользоваться формулами:

$$\beta = \alpha - \varphi + \operatorname{arctg}\frac{e^{\theta\operatorname{tg}\varphi} - \cos\theta}{\sin\theta};$$

$$Q = -G_3/2\,[1 + \operatorname{tg}\beta\operatorname{tg}(45° + \varphi/2)];$$

$$\operatorname{tg}\rho = (Q + G_2 + G_3)/[-G_1\operatorname{tg}\beta - \operatorname{tg}\vartheta \times (Q + G_1 + G_2 + G_3)];$$

$$R = G_1\cos\vartheta\sin(\rho + \varphi - \vartheta)/\cos(\rho - \vartheta) \times \sin(\vartheta + \delta' - \varphi), \qquad (5.14)$$

где β — угол наклона к горизонтали равнодействующей реактивного давления R_2 по поверхности логарифмической спирали BC;

Q и ρ — вспомогательные параметры.

Приведенные формулы (П. И. Яковлев, 1965 г.) использованы в СНиП II-16—76 и СНиП 2.02.02—85.

Практически расчеты по построению графика несущей способности и нахождению $\tau_{пр.р}$ при известном σ ведут в следующей последовательности:

1) полученную при расчете сооружения трапецеидальную эпюру напряжений по подошве заменяют расчетной равномерной эпюрой и находят значения B, σ, τ, δ';

2) для найденного δ' находят ϑ, θ, $r_{нач}$, $r_{кон}$, G_1, G_2, G_3, β, Q, ρ, R, а также

$$\sigma_{пр.р} = \frac{R\cos\delta'}{B}; \quad \tau_{пр.р} = \frac{R\sin\delta'}{B}.$$

Отложив найденные значения $\sigma_{пр.р}$ и $\tau_{пр.р}$, получают одну из точек графика несущей способности основания (рис. 5.7);

3) для нахождения еще нескольких точек графика и построения кривой $\tau_{пр.р} = f(\sigma_{пр.р})$ расчеты по п. 2 повторяют еще для нескольких значений δ', которыми задаются в пределах между $\delta' = \varphi$ и $\delta' = 0$;

4) отложив на построенном графике найденное в п. 1 значение σ, отыскивают точку d и соответствующее этой точке значение $\tau_{пр.р}$. Таким образом, искомый $k_{гор} = \tau_{пр.р}/\tau = R_{гор}/F_{гор}$.

Точки с координатами σ и τ, лежащие за пределами кривой $\tau_{пр.р} = f(\sigma_{пр.р})$, соответствуют коэффициенту запаса менее единицы, а точки внутри кривой — более единицы. Точки с координатами σ и τ, попадающие на кривую, соответствуют состоянию предельного равновесия (коэффициент запаса равен единице).

Таким образом, при заданном значении σ коэффициент запаса будет зависеть от τ. Он может быть больше, меньше или равным единице. Соответственно при заданном значении τ коэффициент запаса будет изменяться с изменением σ. При этом горизонтальная линия дважды пересекает кривую, т. е. состоянию предельного равновесия будут соответствовать два различных значения σ. Точка *а* графика будет отображать случай, когда состояние предельного равновесия наступит при нулевом значении горизонтальной сдвигающей силы ($\delta'=0$). Точка *b* кривой будет соответствовать случаю, когда значение горизонтальной силы будет максимальным. Сказанное поясняет взаимосвязь критических значений горизонтальной и вертикальной нагрузок на сооружение.

Очевидно, что при конкретном расчете нет необходимости строить весь график, достаточно построить участок графика в окрестности точки *d*. При этом следует помнить, что значение σ известно в самом начале расчета, а при увеличении угла δ' точки кривой будут перемещаться в направлении начала координат.

Особенности расчета для связного грунта. Связность грунта можно учесть, приложив на поверхности засыпки фиктивную равномерно распределенную на-

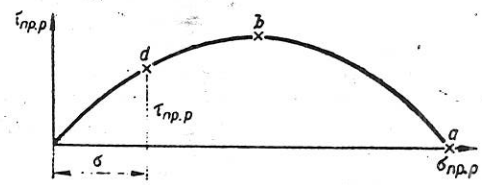


Рис. 5.7. График несущей способности основания

грузку интенсивностью $n=c/\operatorname{tg}\varphi$ (см. рис. 5.6, *а*). В этом случае при подсчете силы G_3 в нее, кроме веса грунта в объеме зоны ECD (G_3'), следует включить равнодействующую нагрузки интенсивностью n над зоной III ($n\,\overline{ED}$), т. е.

$$G_3=G_3'+n\overline{ED},$$

а давление $\sigma_{пр.р}$ найти по формуле

$$\sigma_{пр.р}=\frac{R\cos\delta'}{B}-n.$$

В рассматриваемом случае график несущей способности пересечет ось $\tau_{пр.р}$ на расстоянии c от начала координат. В остальном расчет проводится так же, как и в случае несвязных грунтов. Таким образом, учет связности по существу не увеличивает трудоемкость расчета.

Приведенное ранее решение для нахождения R по формуле (5.14) можно представить в форме:

$$R=\gamma B^2 N_\gamma+B_c N_c+BqN_q,$$

где

q — интенсивность равномерной нагрузки на участке призмы выпирания (например, в рассматриваемом далее случае заглубленной постели $q=\gamma' h_п$);

N_γ, N_c, N_q — безразмерные коэффициенты несущей способности, зависящие от углов φ и δ'; некоторые значения этих коэффициентов, вычисленные на ЭВМ, приведены в табл. 5.5.

В табл. 5.5 приведены также значения K и S — безразмерных коэффициентов, зависящих от углов φ и δ' и позволяющих при необходимости определить длину участка выпирания $\overline{ED}$ и максимальное заглубление поверхности скольжения в грунт h_{max}, т. е.

$$ED=BK;\quad h_{max}=BS.$$

Полученные П. И. Яковлевым выражения для вычисления коэффициентов N_γ, N_c, N_q, K и S приведены в пособии к СНиП II-16—76. В СНиП II-16—76 и 2.02.02—85 приведены таблицы для коэффициентов с интервалом по φ через 2°, а в пособии к СНиП II-16—76 еще более подробные таблицы с интервалом по φ через 1°.

При использовании таблиц коэффициентов N_γ, N_c, N_q, K и S можно существенно упростить и ускорить расчеты.

Влияние отдельных факторов на несущую способность основания. Из рис. 5.8

Таблица 5.5

φ	Коэффициенты	δ'					
		0	0,1φ	0,3φ	0,5φ	0,7φ	0,9φ
10°	N_γ	0,5968	0,5742	0,5070	0,4184	0,3145	0,1929
	N_c	14,016	13,715	13,052	12,288	11,374	10,133
	N_q	2,4714	2,4184	2,3014	2,1667	2,0056	1,7866
	K	1,5721	1,4760	1,2709	1,0428	0,7775	0,4238
	S	0,893	0,839	0,722	0,593	0,442	0,241
20°	N_γ	2,8368	2,5872	2,0465	1,4965	0,9740	0,4889
	N_c	17,583	16,697	14,870	12,959	10,915	8,5081
	N_q	6,3996	6,0772	5,4122	4,7169	3,9728	3,0967
	K	2,5297	2,3432	1,9566	1,5475	1,1019	5,5621
	S	1,162	1,076	0,898	0,711	0,506	0,258
30°	N_γ	12,394	10,608	7,3255	4,5958	2,4911	0,9719
	N_c	31,872	29,027	23,619	18,596	13,900	9,2321
	N_q	18,402	16,759	13,637	10,738	8,0253	5,3302
	K	4,2897	3,9008	3,1263	2,3575	1,5846	0,7469
	S	1,585	1,442	1,155	0,871	0,586	0,276
45°	N_γ	177,62	131,12	66,272	29,516	10,783	2,5025
	N_c	134,88	111,08	73,119	45,728	26,385	12,652
	N_q	134,88	111,08	73,119	45,729	26,385	12,653
	K	11,614	10,101	7,3504	4,9747	2,9512	1,1848
	S	3,001	2,610	1,898	1,285	0,763	0,306

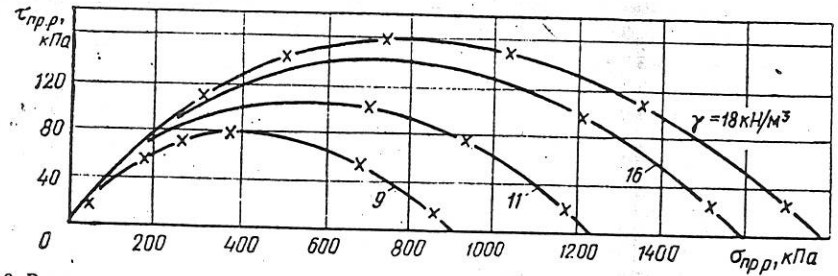


Рис. 5.8. Влияние удельного веса грунта на несущую способность основания

следует, что с изменением удельного веса грунта основания при постоянном значении остальных факторов ($\varphi=30°$, $B=9$ м, $q=0$, $c=0$) наибольшие значения $\sigma_{пр.р}$ (при $\delta'=0$) и $\tau_{пр.р}$, а также R возрастают прямо пропорционально увеличению γ.

На рис. 5.9. показано влияние сцепления c грунта при постоянном значении остальных факторов ($\varphi=15°$; $B=9$ м; $q=0$; $\gamma=11$ кН/м³). При увеличении c от 0 до 0,054 МПа наибольшие значения $\sigma_{пр.р}$ (при $\delta'=0$) и $\tau_{пр.р}$ возрастают соответственно в 7 и 10 раз.

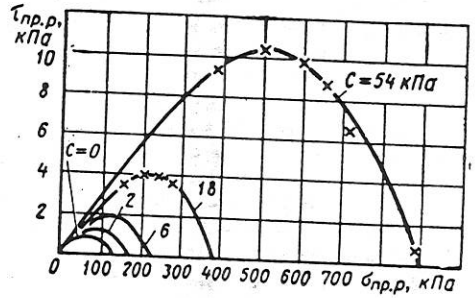


Рис. 5.9. Изменение несущей способности основания в зависимости от сцепления грунта

Из графиков, показанных на рис. 5.10, следует, что с изменением расчетной ширины эпюры B при постоянном значении остальных факторов ($\varphi=30°$; $\gamma=11$ кН/м³; $q=0$, $c=0$) наибольшие значения $\sigma_{пр.р}$ (при $\delta'=0$) и $\tau_{пр.р}$ возрастают прямо пропорционально увеличению B.

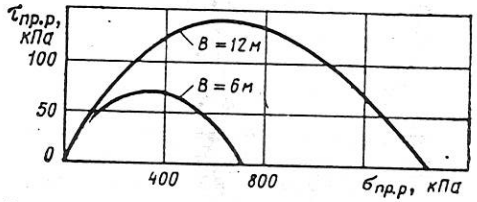


Рис. 5.10. Влияние ширины расчетной эпюры на несущую способность основания

По графикам, показанным на рис. 5.11, можно проследить влияние φ при постоянном значении других факторов ($B=9$ м; $\gamma=11$ кН/м³; $q=0$; $c=0$). При возрастании φ в 2 раза (с 15 до 30°) максимальные значения $\sigma_{пр.р}$ (при $\delta'=0$) и $\tau_{пр.р}$ увеличиваются соответственно в 10 и 12 раз. При дальнейшем увеличении φ в 1,5 раза (с 30 до 45°) эти значения возросли соответственно в 11 и 14 раз. Если же сравнить графики несущей способности для $\varphi=15°$ и $\varphi=45°$ (увеличение φ в три раза), то получим, что максимальное значение $\sigma_{пр.р}$ (при $\delta'=0$) возрастает с 0,13 до 14,2 МПа, т. е. в 110 раз, а наибольшее значение $\tau_{пр.р}$ увеличивается с 0,01 до 1,70 МПа, т. е. в 170 раз.

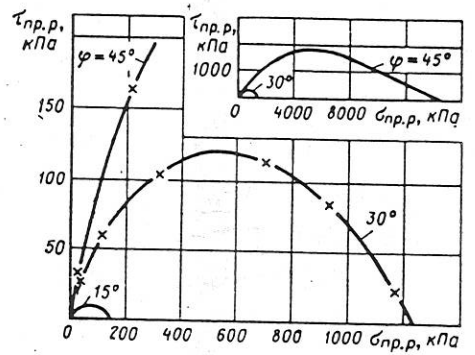


Рис. 5.11. Изменение несущей способности основания в зависимости от угла внутреннего трения грунта

Анализируя полученные результаты, заметим, что учет сцепления существен-

но увеличивает несущую способность основания, а поэтому вопрос о выборе расчетного значения удельной силы сцепления должен прорабатываться весьма тщательно. Однако после такой проработки пренебрегать удельной силой сцепления не следует.

Необходимо иметь в виду, что даже при небольшом увеличении угла φ происходит существенное возрастание несущей способности основания. Поскольку зависимости имеют резко выраженный нелинейный характер, не следует пользоваться методиками, содержащими какие-либо интерполяции по φ в случае разнослойных грунтов. При расчете следует тщательно учитывать факторы, связанные с изменением φ (наличие каменной постели, прослойки грунта с другими углами внутреннего трения и др.). В большинстве случаев мероприятия по увеличению φ (замена грунта, уплотнение грунта и т. д.), вероятно, окажутся экономически целесообразнее, нежели уширение подошвы сооружения.

Использование метода СНиП II-16—76 для расчета устойчивости сооружений на каменной постели. В этом случае на стадии предварительных расчетов можно применить методику расчета и все формулы, приведенные ранее. Следует иметь в виду лишь следующие особенности расчета.

Для случая возвышающейся постели при подсчете силы G_3 (см. рис. 5.6) в нее, кроме веса грунта в объеме зоны ECD (G_3') и равнодействующей нагрузки интенсивностью n над зоной *III* (при наличии в основании связного грунта), следует включить и вес пригрузки G_0 над зоной *III*, в которую входит вес каменной постели, откосных и бермен-

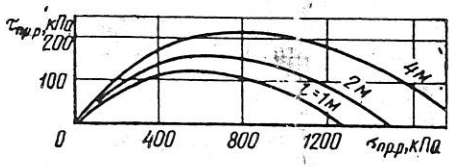


Рис. 5.12. Влияние заглубления подошвы сооружения на несущую способность основания

ных массивов, лежащих над призмой выпирания $\overline{ED}$, т. е.

$$G_3 = G_3' + n\overline{ED} + G_0.$$

Для частично заглубленной постели эта формула приобретает вид

$$G_3 = G_3' + n\overline{ED} + G_0 + \gamma t_п \overline{ED},$$

где $t_п$ — заглубление постели;
γ — удельный вес грунта (удельный вес каменной постели, попадающей в зону грунта толщиной $t_п$, можно принять равной удельному весу грунта).

В случае полностью заглубленной постели, когда $G_0=0$, эта формула приобретает вид:

$$G_3 = G_3' + n\overline{ED} + \gamma t_п \overline{ED}.$$

Точно такую же расчетную схему приходится рассматривать при расчете несущей способности основания сооружения, подошва которого действительно заглублена на расстояние t от поверхности грунта. Влияние заглубления t на несущую способность основания при постоянном значении других факторов ($\varphi=30°$; $B=9$ м; $\gamma=11$ кН/м³; $c=0$; $G_0=0$) показано на рис. 5.12.

Таким образом, при расчете устойчивости сооружений на каменной постели во всех случаях следует определять трапецеидальную эпюру напряжений на уровне подошвы каменной постели, которая заменяется равномерной эпюрой. Горизонтальная плоскость на уровне низа каменной постели принимается за поверхность грунта, а вес грунта, каменной постели, берменных массивов и т. д. над призмой выпирания $\overline{ED}$ (см. рис. 5.6) рассматривается как пригрузка. При этом:

$$R = \gamma B^2 N_\gamma + B_c N_c + B(q + q_0') N_q;$$

$$q_0' = G_0/\overline{ED}.$$

Расчет несущей способности связного откоса. В данном случае будем считать, что известны значение и направление равномерной нагрузки на участке l_1 (рис. 5.13) наклонной поверхности грунтового массива, а также направление нагрузки на второй грани связного откоса. В результате расчета должно быть определено значение нагрузки на этой грани, при ко-

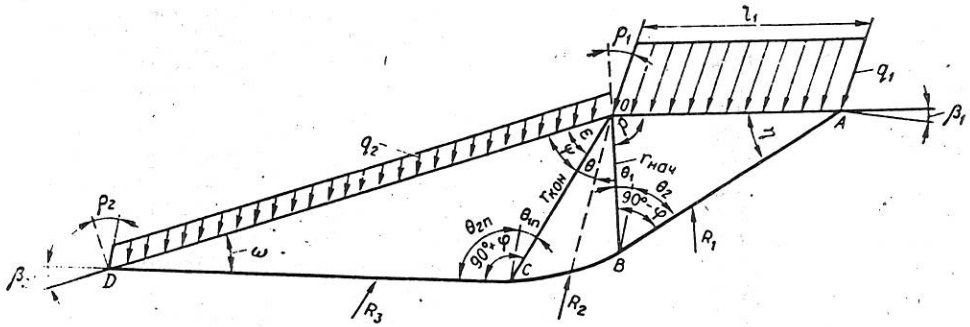


Рис. 5.13. Схема расчета несущей способности откоса

торой грунтовый массив будет находиться в состоянии предельного равновесия.

Значение приведенного давления q_1 на грань OA и угол отклонения ρ давления q_1 от нормали к грани OA можно найти из выражений:

$$q_1 = \sqrt{(q_1')^2 + c^2 \operatorname{ctg}^2\varphi + 2q_1' c \operatorname{ctg}\varphi \cos\rho_1'};$$

$$\operatorname{tg}\rho_1 = \frac{q_1' \sin\rho_1'}{q_1' \cos\rho_1' + c\operatorname{ctg}\varphi},$$

где q_1 — заданное действительное давление на грани OA, отклоняющееся от нормали к линии OA на угол ρ_1';
c — удельное сцепление.

Займемся нахождением q_2 при известном значении ρ_2.

В случае отклонения q_1 и q_2 по часовой стрелке от внешней нормали к соответствующей грани углы ρ_1 и ρ_2 считаются положительными, при отклонении против часовой стрелки — отрицательными.

Кинематическая часть задачи. Она сводится к построению поверхностей скольжения и решается при помощи следующих формул:

$$\Delta_1 = \arcsin\frac{\sin\rho_1}{\sin\varphi};\quad \theta_1 = \frac{1}{2}\left(\frac{\pi}{2} + 2\beta_1 - \varphi - \rho_1 - \Delta_1\right);$$

$$\theta_2 = 90° - \varphi - \theta_1;\quad \rho = 90° + \beta - \theta_1;$$

$$\eta = \theta - \beta_1 + \varphi_1;$$

$$\Delta_2 = \arcsin\frac{\sin\rho_2}{\sin\varphi};\quad \varepsilon = \frac{1}{2}\left(\frac{\pi}{2} - \varphi - \rho_2 + \Delta_2\right);$$

$$\omega = 90° - \varphi - \varepsilon;\quad \theta_{1п} = 90° + \beta_2 - \varepsilon;$$

$$\theta_{2п} = 180° + \beta_1 + \beta_2 - \rho - \varepsilon;\quad r_{кон} = r_{нач} e^{-\theta\operatorname{tg}\varphi}.$$

В приведенных и последующих формулах угол β_1 в случае поднимающегося откоса OA считается положительным, в случае падающего — отрицательным. Учитывая, что откос OD падающий, угол β_2 представляется со знаком «—».

Статическая часть задачи. Она сводится к определению значения q_2 и может быть решена путем использования следующих расчетных формул:

$$q_2 = q_{2\gamma} + q_{2q} = \gamma l_1 N_\gamma + q_1 N_q;$$

$$N_\gamma = -\frac{ai\cos(\beta_2 + \omega)\cos(\mu_\gamma + \varepsilon - \beta_2)}{\cos(\beta_2 - \mu_\gamma + \omega)};$$

$$N_q = \frac{af_q \cos(\theta_2 + \psi - \beta_2)\sin(\omega + \varepsilon)}{\sin(\psi + \omega)};$$

$$\psi = \varepsilon + \varphi + \operatorname{arctg}\frac{e^{-\theta\operatorname{tg}\varphi} - \cos\theta}{\sin\theta};$$

$$a = \frac{\sin\omega}{\sin\eta\cos(\rho_2 + \varepsilon)\, e^{\theta\operatorname{tg}\varphi}};$$

$$b = \frac{\sin\eta\sin\rho}{2\cos\varphi};$$

$$d = \frac{\sin^2\eta e^{2\theta\operatorname{tg}\varphi} - 1}{2\sin 2\varphi};$$

$$i = \frac{\sin^2\eta\sin\varepsilon e^{2\theta\operatorname{tg}\varphi}}{2\cos\varphi\sin\omega};$$

$$n = \frac{\sin(\theta_1 + \rho_1 - \beta_1)}{\sin\theta_1};$$

$$f_\gamma = \frac{(d+i)\sin\theta_2}{\sin(\theta_2 - \mu_{1\gamma})};$$

$$\mu_{1\gamma} = \operatorname{arctg} b/[b\operatorname{ctg}\theta_2 + (d+i)(\operatorname{ctg}\theta_1 + \operatorname{ctg}\theta_2)];$$

$$m_\gamma = \cos\mu_{1\gamma} - \operatorname{tg}(\psi-\beta_2)\sin\mu_{1\gamma};$$

$$\mu_\gamma = \operatorname{arctg}\frac{i\operatorname{tg}(\psi-\beta_2)+f_\gamma m_\gamma \operatorname{tg}(\beta_2+\omega)}{i-f_\gamma m_\gamma};$$

$$f_q = \frac{n\sin\theta_1}{\cos\varphi}.$$

Зная q_2, можно определить действительное давление q_2' на грани OD и угол ρ_2' отклонения этого давления от нормали к грани OD, т. е.

$$q_2' = \sqrt{q_2 + c^2\operatorname{ctg}^2\varphi - 2q_2 c\operatorname{ctg}\varphi\cos\rho_2};$$

$$\operatorname{tg}\rho_2' = \frac{q_2\sin\rho_2}{q_2\cos\rho_2 - c\operatorname{ctg}\varphi}.$$

Здесь рассмотрен общий случай, охватывающий все встречающиеся на практике расчетные схемы ($\beta_1=0$, или $\rho_1=\beta_1$, или $\rho_2=|\beta_2|$, или $\rho_1=\beta_1=0$ и т. д.).

При рассмотрении подобных частных случаев расчет, естественно, упрощается. Безразмерные коэффициенты N_γ и N_q являются функциями только углов φ, ρ_1, β_1, ρ_2, β_2.

Расчетное сопротивление грунта основания. При небольших нагрузках осадка фундамента происходит только вследствие уплотнения грунта, т. е. уменьшения объема пор, и со временем затухает.

С увеличением нагрузки у краев фундамента начинают образовываться области предельного равновесия, которые будут распространяться на все большую глубину под подошвой фундамента. В этих областях будут возникать сдвиги частиц одной относительно другой. При большом развитии областей предельного равновесия осадка будет нарастать без увеличения нагрузки и произойдут разрушение грунта и выпор его из-под фундамента.

Расчетным сопротивлением грунта основания R, кПа, называют давление, при котором наибольшая глубина распространения областей предельного равновесия достигает $^1/_4$ ширины подошвы фундамента. Это давление считается еще не опасным для основания. Оно будет вызывать только затухающие осадки, а зависимость между деформациями и напряжениями с достаточной для практических расчетов точностью может быть принята линейной. Благодаря этому можно рассматривать грунты как линейно деформируемые тела и использовать хорошо разработанные для таких тел методы расчета напряжений и деформаций.

Расчетное сопротивление R вычисляется по формуле, приведенной в СНиП 2.02.01—83, в зависимости от ширины и глубины заложения подошвы фундамента, осредненных значений удельного сцепления грунта, ряда коэффициентов и некоторых других параметров, значения которых приводятся в СНиПе.

Предварительные размеры фундаментов выбираются по конструктивным соображениям или исходя из приводимых в СНиПе табличных значений расчетного сопротивления грунтового основания R_0. Значениями R_0 пользуются также для окончательного выбора размеров фундаментов зданий и сооружений III класса, если основание сложено горизонтальными (уклон не более 0,1) слоями грунта, сжимаемость которых не увеличивается в пределах глубины, равной двойной ширине наибольшего фундамента, считая от его подошвы.

В таблицах СНиПа приводятся расчетные сопротивления для крупнообломочных ($R_0=350\div600$ кПа), песчаных ($R_0=100\div600$ кПа), пылевато-глинистых (непросадочных) ($R_0=100\div600$ кПа), просадочных ($R_0=150\div400$ кПа) и насыпных грунтов ($R_0=80\div350$ кПа).

При увеличении нагрузок на основания существующих сооружений (например, при реконструкции) R принимается в соответствии с данными об их физико-механических свойствах с учетом типа и состояния фундаментов и надфундаментных конструкций, продолжительности эксплуатации, ожидаемых дополнительных осадок при увеличении нагрузок на фундаменты и их влияния на примыкающие сооружения.

Вычисленное по формуле СНиПа значение R может быть повышено в 1,2 раза, если расчетные деформации основания (при давлении, равном R) не превосходят 40 % предельных значений. При этом повышенное давление не должно вызывать деформации основания свыше 50 % предельных и превышать значение давления из условия расчета основания по несущей способности.

Краевое давление у внецентренно нагруженного фундамента при действии изгибающего момента вдоль каждой оси фундамента не должно превышать 1,2 R и в угловой точке 1,5 R.

§ 5.7. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

Расчет оснований по деформациям производится исходя из условия

$$s \leqslant s_u,$$

где s — совместная деформация основания и сооружения;

s_u — предельное значение совместной деформации основания и сооружения, при которой гарантируется нормальная эксплуатация сооружения и не снижается его долговечность.

Деформации основания, имеющие решающее значение для прочности и долговечности сооружения, подразделяются на:

осадки — вертикальные перемещения в результате уплотнения грунта, несопровождающиеся коренным изменением его структуры;

просадки — деформации, происходящие в результате уплотнения и, как правило, коренного изменения структуры грунта (при замачивании просадочного грунта, при оттаивании ледовых прослоек в замерзшем грунте и т. п.);

подъемы и осадки — деформации, связанные с изменением объема грунтов (набухание и усадка, морозное пучение и оттаивание);

оседания — деформации земной поверхности, вызываемые разработкой полезных ископаемых, понижением уровня подземных вод и т. п.;

горизонтальные перемещения и деформации, связанные с действием горизонтальных нагрузок на основание. Расчет оснований по деформациям должен производиться из условия совместной работы сооружения и основания.

Совместная деформация может характеризоваться:

абсолютной осадкой основания s отдельного фундамента;

средней осадкой основания сооружения $\bar{s}$;

относительной неравномерностью осадок двух фундаментов $\Delta s/L$ (т. е. перекосом — разностью осадок двух соседних опор, отнесенной к расстоянию между ними. Если разность осадок отнесена к ширине или длине, или к диаметру сплошного фундамента, например жесткого сооружения, то деформацию называют креном i);

относительным прогибом или выгибом f/L (стрелка прогиба, отнесенная к длине изогнувшейся части здания или сооружения) и др.

Предельные значения ($s_{u,s}$ и $s_{u,f}$) совместной деформации основания и сооружения устанавливаются исходя из необходимости соблюдения:

технологических требований к деформациям (нормальная работа лифтов, кранового оборудования и т. п.) ($s\leqslant s_{u,s}$). Предельные значения $s_{u,s}$ устанавливаются нормами проектирования сооружений, правилами технической эксплуатации оборудования или заданием на проектирование;

требований к прочности, устойчивости и трещиностойкости конструкций, включая общую устойчивость сооружения ($s\leqslant s_{u,f}$). Предельные значения $s_{u,f}$ устанавливаются при проектировании на основе расчета взаимодействия сооружения с основанием. Значения $s_{u,f}$ не устанавливаются для сооружений значительной жесткости и прочности (например, зданий башенного типа, домен), а также для сооружений, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок основания (например, различного рода шарнирных систем).

Если конструкции сооружения не рассчитаны на усилия, возникающие в них при взаимодействии с основанием, и в задании на проектирование не установлены значения $s_{u,s}$, то предельные значения деформаций основания можно принимать по данным, приведенным в СНиП 2.02.01—83, в которых для различных сооружений: средняя осадка $s_u=10\div40$ см; крен $i=0{,}001\div0{,}005$; относительная разность осадок $(\Delta s/L)_u=0{,}001\div0{,}006$.

При выполнении некоторых условий, оговоренных СНиП 2.02.01—83, в случае если среднее давление под фундаментом не превышает расчетного сопротивления, расчет деформаций оснований допускается не выполнять.

Осадки основания, происходящие в процессе строительства (например, осадки от веса насыпей до устройства фундаментов, осадки до омоноличивания стыков строительных конструкций), допускается не учитывать, если они не влияют на эксплуатационную пригодность сооружения.

Рассмотрим последовательность вычисления полной (конечной) осадки фундамента по методу послойного суммирования с использованием схемы линейно деформируемого полупространства, рекомендуемого СНиП 2.02.01—83 в качестве основного.

1. *Построение эпюры от собственного веса грунта (эпюра естественного вертикального давления).* Эта эпюра бытового давления строится для оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента в пределах глубины, приблизительно равной (3—4) b, где b — ширина фундамента.

Бытовое давление σ_{zq} (рис. 5.14) вычисляется на границах пластов грунта с различными характеристиками, а также на границе уровня грунтовых вод как давление от собственного веса вышележащих пластов, считая от отметки природного рельефа (при залегании сверху слоя насыпного грунта собственный вес его во внимание не принимается). В пределах каждого пласта эпюра бытового давления изменяется по линейному закону. При этом для всех пластов, расположенных ниже уровня грунтовых вод, в расчет следует вводить удельный вес взвешенного в воде грунта. Если в основании залегает водоупорный пласт, например плотная глина, то давление на его кровлю увеличивается на значение гидростатического давления воды (скачок на эпюре равен этому значению).

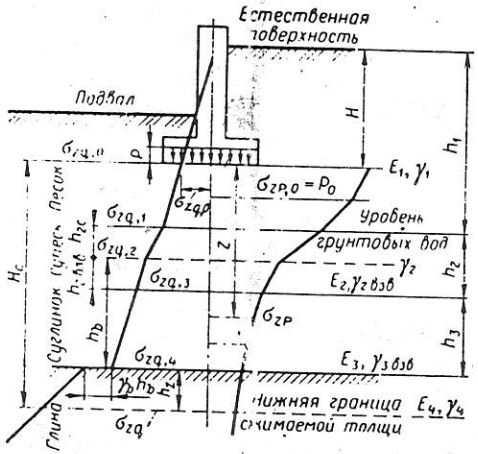


Рис. 5.14. Схема расчета осадки фундамента

Таким образом:

$$\sigma_{zq,1}=\gamma_1 h_1;\quad \sigma_{zq,2}=\sigma_{zq,1}+\gamma_2 h_{2c};$$

$$\sigma_{zq,3}=\sigma_{zq,2}+\gamma_{2взв}\, h_{2взв};$$

$$\sigma_{zq,4}=\sigma_{zq,3}+\gamma_{3взв} h_3;$$

$$\sigma_{zq}=\sigma_{zq,4}+\gamma_b h_b+\gamma_4 h_z,$$

где γ_b — удельный вес воды;
h_z — глубина залегания точки нижнего слоя грунта, для которой определяется бытовое давление, от ее кровли.

2. *Построение эпюры дополнительного давления в грунте от сооружения и определение нижней границы сжимаемой толщи.* В данном случае полагают, что осадка фундамента будет вызываться только дополнительным (уплотняющим) давлением от нагрузки сооружения сверхбытового давления. Считается, что осадка происходит благодаря сжатию грунта в условиях невозможности бокового расширения в пределах некоторой толщи ограниченной мощности, называемой сжимаемой толщей (активной зоной). Таким образом, сжимаемостью пластов, расположенных ниже сжимаемой толщи, пренебрегают, что не вносит больших погрешностей в расчет, так как под влиянием воздействия собственного веса грунта реальное основание с некоторой глубины под действием внешней нагрузки в большинстве случаев можно считать практически несжимающимся.

Эпюра дополнительного вертикального давления от сооружения строится для оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента. Учитывая, что эта эпюра имеет криволинейное очертание, для ее построения каждый пласт грунта при необходимости делится на несколько элементарных слоев с таким расчетом, чтобы толщина каждого слоя не превышала 0,4 b.

Эпюра вычисляется для точек, расположенных на границах элементарных слоев. Эта эпюра располагается вправо от осевой линии, имеет вид многоугольника и строится как для однородного основания.

Дополнительное давление $\sigma_{zp,0}$ на уровне подошвы фундамента представляет собой среднее давление p от сооружения на этом уровне (во всех случаях эпюра принимается равномерной) за вычетом бытового давления на уровне подошвы фундамента, равного $\sigma_{zq,0}=\gamma_1 H$ (при $b\geqslant 10$ м принимается $p_0=p$), т. е.

$$p_0=p-\sigma_{zq,0}.$$

Дополнительное давление в грунте на глубине z ниже подошвы фундамента (см. § 5.3)

$$\sigma_{zp}=\alpha p_0,$$

где α — коэффициент рассеивания напряжений, определяемый по табл. 5.4, в зависимости от отношений $\zeta=2z/b$; $\eta=l/b$;
l, b — соответственно больший и меньший размеры подошвы прямоугольного фундамента.

Строя постепенно эпюру для σ_{zp} в глубь основания, находят уровень, где дополнительное давление в грунте составляет 20 % бытового давления на той же глубине (с точностью до ± 5 кПа), т. е.

$$\sigma_{zp}=0{,}2\sigma_{zq}.$$

Найденную таким образом глубину принимают за нижнюю границу сжимаемой толщи. Эту глубину можно определить и графически, если для пласта, где предположительно находится эта граница, вправо от оси построить эпюру со значениями, равными 20 % от соответствующих бытовых давлений, и найти точку пересечения вычерченной эпюры с эпюрой σ_{zp}. Если нижняя граница сжимаемой толщи находится в слое грунта с модулем деформации $E<5$ МПа или такой слой залегает непосредственно ниже глубины $z=H_c$, нижняя граница сжимаемой толщи определяется исходя из условия $\sigma_{zp}=0{,}1\,\sigma_{zq}$.

Скальные грунты практически несжимаемы и служат естественной границей

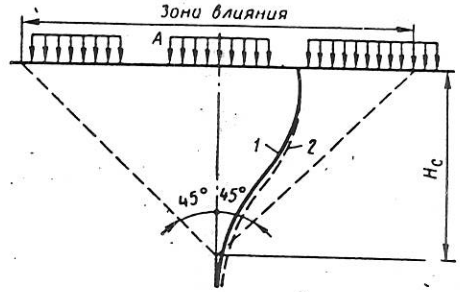


Рис. 5.15. Оценка влияния соседних фундаментов:
1 — эпюра σ_{zp} для рассчитываемого фундамента A; *2* — эпюра σ_{zp} с учетом нагрузки, попадающей в зону влияния

сжимаемой толщи. Если вблизи рассчитываемого фундамента располагаются соседние фундаменты или значительная полезная нагрузка (например на складах), то к эпюре σ_{zp} нужно добавить напряжения от соседних фундаментов или нагрузки, которые можно определить методом угловых точек (см. § 5.3). Зона влияния, в пределах которой должна учитываться эта нагрузка, показана на рис. 5.15.

Аналогично поступают и при определении осадок уже существующих фундаментов при загружении соседних площадей.

3. *Определение осадки фундамента.* Деформацию сжатия каждого элементарного слоя толщиной h_i можно определить по формуле:

$$s_i=0{,}8\frac{\sigma_{zp,i}\,h_i}{E_i},$$

где E_i — модуль деформации грунта в рассматриваемом элементарном слое;
$\sigma_{zp,i}=0{,}5\,(\sigma_{zpв}+\sigma_{zpн})$ — среднее давление в пределах слоя, равное полусумме дополнительных давлений, возникающих на верхней и нижней границах элементарного слоя;
0,8 — коэффициент, корректирующий упрощенную схему расчета.

Полная осадка фундамента s будет равна сумме осадок отдельных элементарных слоев, расположенных в пределах сжимаемой толщи H_c:

$$s=0{,}8\sum_{i=1}^{n}\frac{h_i}{E_i}\sigma_{zp,i},$$

где n — число слоев в пласте.

Если высота слоев $h_{сл}$ в пределах одного пласта с модулем деформации $E_{пл}$ одинакова, то осадка пласта:

$$s_{пл} = \frac{0{,}8h_{пл}}{E_{пл}} \sum_{i=1}^{m} \sigma_{zp,i},$$

где m — число слоев в пласте.

Полная осадка будет равна сумме осадок отдельных пластов в пределах сжимаемой толщи.

Кроме рассмотренной схемы линейно деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи H_c, СНиП 2.02.01—83 рекомендует применять также расчетную схему основания в виде линейно деформируемого слоя. Эта схема используется, если:

а) в пределах сжимаемой толщи H_c, определенной как для линейно деформируемого полупространства, залегает слой грунта с модулем деформации $E_1 \geqslant \geqslant 100$ МПа и толщиной h_1, удовлетворяющей условию,

$$h_1 \geqslant H_c \left(1 - \sqrt[3]{E_2/E_1}\right),$$

где E_2 — модуль деформации грунта, подстилающего слой грунта с модулем E_1.

В этом случае толщина линейно деформируемого слоя H принимается до кровли малосжимаемого грунта;

б) ширина (диаметр) фундамента $b \geqslant \geqslant 10$ м и среднее значение модуля деформации грунтов основания $E \geqslant 10$ МПа (при наличии в пределах сжимаемого слоя слоев грунта с модулем деформации $E < 10$ МПа их суммарная толщина не должна превышать 0,2 H).

В этом случае толщина линейно деформируемого слоя H определяется по рекомендациям СНиП 2.02.01—83.

Осадка с использованием схемы линейно деформируемого слоя определяется по формуле

$$s = \frac{pbk_c}{k_m} \sum_{i=1}^{n} \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i},$$

где p — среднее давление под подошвой;
b — ширина прямоугольного или диаметр круглого фундамента;
k_c; k_m; k_i; k_{i-1} — коэффициенты, определяемые по таблицам СНиПа;
n — число слоев, различающихся по сжимаемости в пределах расчетной толщины слоя H;
E_i — модуль деформации i-го слоя грунта.

При использовании обеих расчетных схем в случае наличия в пределах сжимаемой толщи на глубине z от подошвы слоя грунта меньшей прочности, чем прочность вышележащих слоев, необходимо обеспечить условие

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zq} \leqslant R_z,$$

где σ_{zp} и σ_{zq} — соответственно дополнительное от нагрузки и от собственного веса грунта напряжение на глубине z;
R_z — расчетное сопротивление грунта пониженной прочности на глубине z, определяемое для условного фундамента по рекомендациям СНиП 2.02.01—83.

В рассмотренных методах при определении осадки учитывались только вертикальные составляющие σ_{zp} напряжений в грунте.

Более строгий метод с учетом всех трех компонентов напряжений в грунте разработан К. Е. Егоровым.

Н. А. Цытовичем предложен метод эквивалентного слоя, под которым понимается такая толща грунта, которая при условии невозможности бокового расширения дает осадку, равную осадке рассчитываемого фундамента.

Заметим, что для относительно небольших сооружений (например зданий до 6 этажей) даже при грунтах средней сжимаемости размеры осадок и их неравномерности заведомо не превышают допустимых значений.

Теперь рассмотрим вопрос об *определении крена фундамента*. Вследствие внецентренной загрузки основания, несимметричного влияния соседних фундаментов и нагрузок, наличия в основании наклонных слоев грунта и зон с более высокой плотностью грунта в пределах части основания и других факторов возникает крен фундаментов.

Появление крена может усложнить эксплуатацию сооружения, а возникновение эксцентриситета при крене в отдельных случаях может привести к потере устойчивости сооружения. Крен вычисляется для отдельно стоящих фундаментов устоев мостов, дымовых труб, различных башен, морских гидротехнических сооружений и т. д. и является необходимым дополнением к расчету осадки фундаментов.

Крен фундамента i при действии внецентренной нагрузки:

$$i = \frac{1 - \nu^2}{Ek_m} k_e \frac{Ne}{(a/2)^3},$$

где E, ν — модуль деформации и коэффициент Пуассона грунта; в случае неоднородного основания E и ν принимаются средними в пределах сжимаемой толщи в соответствии с рекомендациями СНиП 2.02.01—83;
N — вертикальная составляющая равнодействующей на уровне подошвы;
e — эксцентриситет;
k_e, k_m — коэффициенты, принимаемые по таблицам СНиП 2.02.01—83;
a — диаметр круглого или сторона прямоугольного фундамента, в направлении которой действует момент; для фундамента с подошвой в форме правильного многоугольника площадью A принимается $a = 2\sqrt{A/\pi}$.

Из этого выражения можно также найти размеры подошвы фундамента, приняв предельно допустимый крен.

Крен с учетом влияния загружения соседних фундаментов и площадей, а также при наклонном напластовании грунтов можно найти, вычислив осадки двух точек, располагающихся под противоположными краями фундамента в середине сторон. В этом случае крен находят из выражения

$$i = \frac{s_1 - s_2}{L},$$

где s_1 и s_2 — осадки выбранных двух точек;
L — расстояние между этими точками.

В заключение заметим, что деформация основания представляет весьма сложное явление и расчеты деформаций не всегда могут обеспечить желаемую точность.

В глинистых грунтах, особенно в пластичных, полная осадка достигается через длительное (от нескольких лет до нескольких десятков и сотен лет) время, и иногда бывает важно установить изменение осадки во времени. В качестве такого случая можно представить неразрезную конструкцию (например, мост), две соседние опоры которой воспринимают одинаковые нагрузки, имеют одинаковые размеры и одно и то же значение модуля деформации грунта в основании. Если предположить при этих условиях, что под подошвой первого фундамента залегают песчаные грунты, а в основании второго — глинистые, то очевидно, что конечные осадки их будут одинаковы, разность конечных осадок будет равна нулю, но в то же время осадка опоры на глинистом грунте будет проходить медленнее и в какой-то момент разность осадок опор будет наибольшей. Неучет этого явления может привести к аварийным последствиям. Разными будут осадки во времени и в том случае, когда грунтовые условия и фундаменты хотя и одинаковы, но возводятся в разное время.

Для расчета осадок во времени можно использовать решения одномерной задачи уплотнения теории фильтрационной консолидации, предложенной К. Терцаги и развитой Н. М. Герсевановым, В. А. Флориным и др. В простейшем случае рассматриваются неуплотненные, полностью водонасыщенные (слабые) глинистые грунты, уплотняющая нагрузка на которые сразу после ее приложения распределяется между водой и скелетом грунта прямо пропорционально модулям упругости воды и скелета.

В связи с тем что вода несжимаема, а фильтрация ее затруднена, в первоначальный период вся внешняя нагрузка или преобладающая ее часть передается на фильтрующуюся через поры гидравлически непрерывную воду. Таким образом, в грунте возникает область с избыточным напором воды, вследствие чего она вытесняется в окружающее пространство. Следовательно, по мере вытеснения воды и уменьшения напора, воспринимаемая водой часть нагрузки уменьшается и соответственно увеличивается нагрузка на скелет грунта. Очевидно, что в любой момент времени и на любой глубине давление в поровой воде и давление в скелете равны внешнему давлению. Чем больше коэффициент фильтрации, тем быстрее происходят процессы удаления избыточной

воды и передачи нагрузки на скелет и тем быстрее уплотняется грунт.

Из изложенного ясно, что давление в воде непосредственного влияния на осадку грунта не оказывает, поэтому это давление иногда называют нейтральным. Давление, передающееся скелету грунта, вызывает перестройку его структуры, проникновение отдельных элементов в поры между соседними и т д., т. е. вызывает те процессы, которые собственно и представляют уплотнение грунта. Поэтому в отличие от нейтрального давление в скелете называют эффективным.

После прекращения движения воды (нейтральное давление равно нулю) вся внешняя нагрузка оказывается переданной на скелет грунта, и процесс фильтрационной консолидации заканчивается. Таким образом предполагается, что скорость нарастания осадки всецело определяется скоростью вытеснения воды из пор грунта.

Задаваясь различными значениями t и используя имеющиеся формулы, можно построить график изменения осадки во времени для случая прямоугольной эпюры уплотняющего давления по глубине сжимаемой толщи, а также при других очертаниях эпюр, учитывающих влияние собственного веса грунта и реальных нагрузок от фундаментов в условиях плоской (полосовая нагрузка) и пространственной задач, когда консолидация имеет двух- и трехмерный характер.

Следует отметить, что после окончания процесса фильтрационного уплотнения (первичная консолидация) осадка грунта продолжается из-за проявления деформации ползучести скелета грунта (минеральных частиц и прочно связанных с ними водно-коллоидных оболочек). Такая осадка называется еще вторичной (пластической) консолидацией. Этот процесс, не учитываемый теорией фильтрационной консолидации, изучается областью науки, рассматривающей протекание деформаций во времени под действием приложенных усилий и называемой реологией, закономерности которой применительно к грунтам изучены значительно слабее, чем процессы фильтрационной теории консолидации.

В целом можно отметить, что в мелких и пылеватых песках, супесях, пластичных суглинках, различного рода илах и других подобных сильно увлажненных грунтах, мало связывающих воду, наблюдаемые осадки близки к значениям, определяемым теорией фильтрационной консолидации. В неводонасыщенных грунтах, а также в плотных и тугопластичных суглинках и глинах может возникнуть необходимость учета ползучести скелета грунта.

Грубо можно считать, что за время строительства сооружения в песчаных грунтах, а также в глинистых твердой консистенции достигается полная осадка. При строительстве же в грунтах пластичной консистенции — только половина от стабилизированной осадки.

Явление деформации основания сооружения исключительно сложно. При воздействии на сооружение значительных горизонтальных нагрузок (подпорные стенки, набережные, плотины, здания ГЭС, устои мостов и др.) осадки сооружения будут сопровождаться горизонтальными смещениями и креном, методы вычисления которых разработаны значительно слабее, чем прогнозирование осадок, а всесторонняя постановка задачи о полной деформации основания сооружения вообще отсутствует.

Глава 6

ИСКУССТВЕННО УЛУЧШЕННЫЕ ОСНОВАНИЯ, СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ, ОПУСКНЫЕ КОЛОДЦЫ И КЕССОНЫ

§ 6.1. УПЛОТНЕНИЕ ГРУНТОВ. ЗАКРЕПЛЕНИЕ СЛАБЫХ ГРУНТОВ

Во многих случаях, когда прочность грунтов недостаточна, для возведения сооружения можно произвести искусственное упрочнение основания. Такие основания называют искусственными в отличие от ранее рассмотренных естественных, где с целью заглубления фундамента часто приходится удалять плохие грунты и заменять грунт материалом фундамента, что трудоемко и экономически неэффективно.

Способы искусственного укрепления грунтов иногда подразделяют на механические, физические и химические.

Механические методы улучшения основания. 1. Поверхностное уплотнение. Оно может производиться укаткой гладкими, кулачковыми и вибрационными катками, виброплитами, легкими и тяжелыми трамбовками.

Глубина уплотнения для ручных пневматических трамбовок составляет 10—20 см. Тяжелые катки, гладкие или кулачковые при одном проходе уплотняют грунт на глубину 15—20 см, а при многократном проходе до 60 см. Применение укатки целесообразно для уплотнения глинистых и очень влажных песчаных грунтов при большой площади уплотнения. В последние годы широко применяются виброкатки, с помощью которых можно получить глубину уплотнения 50—150 см. Производительность виброкатка составляет 2000—3000 м² за смену. С помощью *самоходной виброплиты* можно хорошо уплотнить песчаный или крупнооболочный грунт на глубину до 50—100 см за один проход установки. Применение вибрации для глинистых грунтов неэффективно.

В ряде случаев приходится возводить здания и сооружения на насыпных грунтах минерального происхождения, образовавшихся при засыпке старых прудов, оврагов и заболоченных территорий. Следует заметить, что насыпные толщи, возникшие на местах свалок мусора и бытовых отходов, богатых содержанием органических веществ, для использования в качестве оснований сооружений непригодны.

Эффективным способом для уплотнения насыпных грунтов и различных грунтовых подушек является применение *тяжелых трамбовок* (рис. 6.1), изготовленных из железобетона, стали или чугунного литья, имеющих форму усеченного конуса, благодаря чему обеспечивается низкое расположение центра тяжести, диаметр основания не менее 1 м и массу 2,0—7,0 т. При выборе размеров трамбовок необходимо, чтобы удельное статическое давление от ее веса составляло не менее 20 кПа.

Такая трамбовка периодически поднимается краном на высоту 4—8 м и сбрасывается на поверхность уплотняемого грунта. Работа ведется до тех пор, пока осадка при каждом падении трамбовки (отказ) не снизится до 1—2 см для глинистых грунтов и до 0,5—1 см для песчаных.

Для достижения такого результата необходимо от 5 до 12 (а иногда и более) ударов. Понижение трамбуемой поверхности обычно составляет 40—60 см. При этом верхний слой грунта толщиной до 15 см разрыхляется. Учитывая это, рытье котлована производят с недобором по глубине на 0,4—0,6 м.

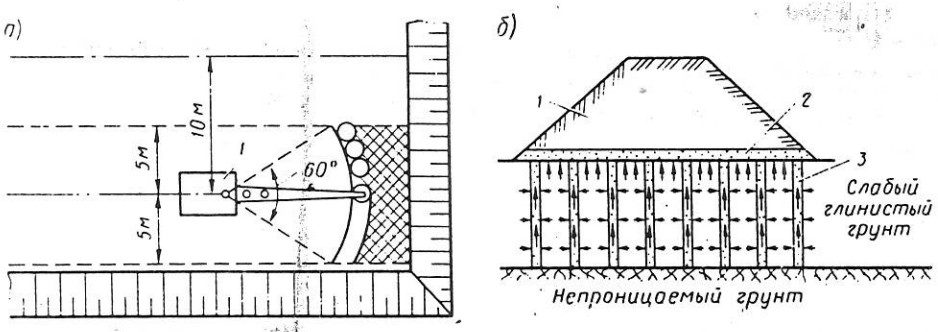


Рис. 6.1. Способы уплотнения грунта:
а — трамбованием; б — песчаными дренами; 1 — земляное сооружение; 2 — слой дренирующего материала; 3 — песчаные дрены

При применении трамбовок слой уплотненного грунта составляет 1,5—3,5 м, в пределах этого слоя эффект уплотнения с глубиной уменьшается. Несущая способность основания в целом увеличивается до 30 %. Одной трамбовкой в течение смены можно уплотнить 100—150 м² площади основания.

Уплотнение производится при оптимальной влажности грунта, которая для глинистых грунтов близка к влажности на границе раскатывания, а для песчаных она характеризуется заполнением пор водой примерно на 70 % их объема. Если влажность меньше оптимальной, производится искусственное доувлажнение грунта. Следует заметить, что полностью водонасыщенные грунты уплотнить укаткой и трамбованием не удается.

Тяжелые трамбовки применяются также для уплотнения поверхностных толщ лёссовых грунтов. При этом в пределах уплотненного слоя они становятся непросадочными.

2. Глубинное уплотнение грунтов. С помощью применяемых здесь способов можно произвести уплотнение грунта на глубину до 20 м.

Грунтовые сваи применяются для устранения просадочности макропористых грунтов. В грунт погружается инвентарная стальная свая диаметром, например, 273 мм, снабженная на конце башмаком диаметром 400 мм. В процессе ее погружения грунт раздвигается и уплотняется. После извлечения трубы с башмаком образовавшуюся скважину, сохраняющую вертикальные стенки без обсадных труб, заполняют местным глинистым грунтом, который послойно уплотняют трамбующим снарядом в форме параболоидного клина диаметром 28—32 см и массой 0,35—0,5 т, сбрасываемого с высоты 2,5—3 м. В лёссовых грунтах применять песок для заполнения скважин нельзя, так как это приведет к образованию системы вертикальных дрен, облегчающих проникновение воды на большую глубину, что вызовет усиление просадочных явлений.

Другой способ устройства грунтовых свай (взрывной) заключается в том, что на расчетную глубину с помощью молота или вибратора пробивается скважина — шпур диаметром 60—80 мм, куда опускается детонирующий шнур с привязанными к нему патронами, каждый из которых содержит 50 г взрывчатого вещества (на 1 м скважины обычно 5—10 патронов).

После взрыва образуется вертикальная скважина диаметром 36—60 см в зависимости от сжимаемости грунта, которая аналогично описанному заполняется местным грунтом. Грунтовые сваи размещаются в шахматном порядке по вершинам равносторонних треугольников. Расстояние между сваями в пределах 1,6—3,2 м устанавливается расчетом. Путем применения грунтовых свай можно повысить несущую способность основания до 40 %.

Песчаные сваи применяются для глубинного уплотнения слабых насыпных, рыхлых песчаных, илистых и сильно сжимаемых глинистых грунтов.

Для устройства сваи в грунт забивкой или вибрированием погружается стальная труба диаметром 325—500 мм, снабженная на конце инвентарным, самораскрывающимся при подъеме башмаком.

После погружения трубы с закрытым наконечником на проектную глубину в нее засыпается крупный или средней крупности песок или песчано-гравийная смесь, и труба при работающем вибраторе медленно поднимается; наконечник раскрывается, и песок под действием собственного веса и вибрации высыпается в образованную трубой скважину. Для лучшего высыпания песка его можно искусственно увлажнить, а в трубу подать сжатый воздух (для этого герметически закрывают верхний конец трубы).

Сваи в плане размещаются в шахматном порядке на равных расстояниях одна от другой. Проектирование заключается в определении этого расстояния, диаметра и глубины свай. Расчет осадок фундамента при песчаных или грунтовых сваях ведут обычными методами, разработанными для естественного основания при повышенном значении модуля деформации.

Песчаные сваи работают и как дрены, что способствует упрочнению даже слабых водонасыщенных глинистых грунтов. Благодаря применению песчаных свай можно повысить расчетное сопротивление грунта до 2—3 раз.

Гидровиброуплотнение применяется в случаях, когда необходимо произвести уплотнение песка на глубину более 1,5 м. Для этого применяются высокочастотные вибраторы или специально запроектированные или применяемые для виброуплотнения бетона. Уплотнение песка достигается в результате воздействия струи воды и вибрации.

Предварительно в грунт погружается игла в виде стальной трубки диаметром 19—25 мм с перфорированной нижней частью, в которую под давлением 0,4—0,5 МПа подается вода. После появления воды на поверхности грунта (полное водонасыщение) рядом с иглой на расстоянии 20—30 см устанавливается вибробулава и под действием вибрации погружается в грунт. После извлечения вибробулавы скважину засыпают песком, который снова вибрируют, и так несколько раз.

Имеются специальные гидровибраторы, в которых вода подается через сопла, входящие в конструкцию гидровибратора. Такая гидровибрационная установка состоит из подвешенного к крану мощного вибратора и насосной установки для подачи воды под давлением 0,6 МПа через шланги к соплам вибратора.

При подаче воды через нижние сопла вибратор под действием вибрации и собственного веса погружается в грунт на заданную глубину. Затем подача воды через нижние сопла прекращается, вода подается в грунт через верхние сопла, и вибратор поднимают с остановками через 30—40 см (при продолжающейся подаче воды) на 40—120 с в зависимости от времени, необходимого для уплотнения песка. При глубине уплотнения 3 м радиус уплотнения 5—6 м и производительность такой установки около 400 м³ уплотненного грунта в 1 ч. Благодаря уплотнению осадки фундамента уменьшаются в несколько раз (до 10 раз).

Заметим, что в мелкозернистых песках вибрационные методы не всегда эффективны, а методика уплотнения пылеватых песков разработана слабо.

Значительное влияние на эффект виброуплотнения оказывает влажность песка. При незначительной влажности (3—5 %) эффект вибрации оказывается минимальным, что объясняется возникновением сил сцепления между частицами, которые не могут быть преодолены возникающими колебаниями. При влажности 15—18 % эффект уплотнения максимален. Он практически такой же, как и для сухого песка, у которого силы сцепления равны нулю.

3. Песчаные подушки. Благодаря использованию песчаных подушек можно уменьшить глубину заложения фундаментов, снизить давление на сильно сжимаемый естественный грунт до приемлемого значения, уменьшить осадки фундаментов и увеличить их устойчивость. Толщина песчаных подушек, устраиваемых из крупного или среднезернистого песка, колеблется от 0,5 до

6,5 м. В процессе возведения подушек следует производить уплотнение песка до плотности 1,65—1,7 г/см³. Размеры песчаной подушки устанавливаются расчетом. Принимая распределение давлений в подушке под углом 45—60° к вертикали, добиваются, чтобы давление от фундамента и веса подушки, передаваемое на подстилающие грунты, не превышало расчетного сопротивления этих грунтов и чтобы была обеспечена устойчивость основания. Кроме того, зная модули общей деформации песка и слоев грунта и эпюру распределения вертикальных напряжений в основании, следует убедиться в том, что осадка фундамента не превышает допустимую для данного сооружения.

В портовых гидротехнических сооружениях широко применяются подушки из рваного камня (каменные постели), которые работают аналогично песчаным подушкам.

Физические методы улучшения оснований. Понижение уровня грунтовых вод. Уровень понижается путем откачки воды из колодцев или с помощью иглофильтровых установок. Этим методом можно обжать слои грунта, лежащие на глубине нескольких десятков метров, на площади в несколько квадратных километров, создав общую нагрузку предварительного обжатия грунтов, исчисляемую миллионами килоньютон.

Вертикальные дрены. В толще водонасыщенного глинистого грунта на расстоянии 2—5 м одна от другой на глубину до 20 м делаются скважины диаметром 420—600 мм, засыпаемые песком. Скважины проходятся с помощью копров, используемых для устройства набивных бетонных свай и оборудованных молотом для забивки и извлечения металлического сердечника с раскрывающимся наконечником (рис. 6.1, *б*).

Поскольку время уплотнения водонасыщенных грунтов прямо пропорционально квадрату расстояния до дренажной поверхности, то при использовании дрен уменьшаются пути фильтрации и резко сокращается время уплотнения. Над дренами устраивается песчаная подушка толщиной не менее 0,6—1 м, предназначенная для сбора воды из дрен и служащая для прилегающего грунта в качестве горизонтального дренажа. В отличие от песчаных свай при устройстве дрен стремятся не уплотнять окружающий грунт с тем, чтобы не ухудшать его водопроницаемость. Таким образом, дрены применяются для ускорения процесса уплотнения слабых глинистых грунтов под действием веса насыпей или нагрузок от сооружения. Они устраиваются при больших площадях загружения (земляные насыпи под железные и автомобильные дороги, территория под склады в морских портах, основания оградительных сооружений и т. д.).

Начиная с 1947 г. с целью уменьшения трудоемкости работ применяются картонные дрены поперечным сечением 3×100 мм, имеющие внутренние продольные каналы площадью до 3 мм².

Дрены выпускаются в виде намотанных на барабан лент длиной до 400 м, массой погонной длины 1 м около 0,2 кг и устанавливаются в грунт с помощью специальных высокопроизводительных машин (до 400 дрен на глубину до 6 м за смену).

Опыт применения показал, что три-четыре картонные дрены по эффективности эквивалентны одной песчаной диаметром 50 см. Такие дрены широко применялись в Японии при освоении участков, отвоеванных у моря (в Токийской бухте, в порту Кобе и др.).

Электроосмос. Ускорить процесс уплотнения (консолидации) водонасыщенных глинистых грунтов с коэффициентом фильтрации меньше 10^{-4} см/с можно путем повышения проницаемости грунтов, т. е. увеличения коэффициента фильтрации. Для этого через грунт при рабочем напряжении 30—60 В пропускают постоянный электрический ток. При этом часть имеющейся в грунте прочно связанной воды становится свободной, площадь пор увеличивается и коэффициент фильтрации возрастает в 10—100 (у илов) раз. Передвижение воды происходит от анода к катоду, в качестве которого обычно используются иглофильтры (стальные трубы диаметром 38 мм и длиной до 8,5 м), присоединенные к отсасывающему насосу.

Анодами служат такие же стальные трубы. Объем воды, поступающей к катоду, пропорционален количеству электричества (расход электроэнергии на осушение 1 м³ грунта составляет от 2 до 40 кВт·ч).

Методы закрепления слабых грунтов. Общим для этих методов является то, что повышение прочности и уменьшение сжимаемости происходит не путем разрушения структуры грунта и увеличения плотности, а благодаря повышению сцепления между частицами грунта.

Цементация грунта. Производится посредством нагнетания цементного раствора через погружаемые в грунт инъекторы — стальные трубы диаметром 19—38 мм, расстояние между которыми колеблется в пределах от 1 до 3 м. Впоследствии в пределах распространения раствора получают окаменевший грунт, прочность которого 1,00—3,50 МПа. Иногда при помощи цементации устраиваются отдельные фундаменты (в виде столбов) из закрепленного грунта.

Цементацию применяют для закрепления рыхлых средне- и крупнозернистых песков, песчано-гравийных, галечниковых и гравийных отложений. Особенно рациональна цементация в трещиноватых скальных породах с размером трещин не менее 0,2 мм. Радиус закрепления в зависимости от вида грунта колеблется от 0,3 до 1 м (по трещинам 1,5 м и больше). Требуемое давление на погонную длину 1 м погружения инъектора колеблется от 0,025 до 0,1 МПа. Количество цементного раствора составляет 20—40 % от объема закрепляемого грунта.

Битумизация грунтов. В основном применяется для обеспечения водонепроницаемости в тех случаях, когда вследствие высоких скоростей течения грунтовой воды (100 м/сут и более) или их агрессивности выполнить цементацию невозможно. Битумизация может производиться в крупнообломочных грунтах (щебень, галька), в трещиноватых скальных породах и чистых крупнозернистых песках. Различают два способа: горячую битумизацию и эмульсионный способ.

Первый способ пригоден только для трещиноватых скальных пород, выполняется с помощью инъекторов, располагающихся в пробуренных скважинах на расстоянии 0,75—2 м одна от другой и состоящих из двух труб: внешней диаметром 100 мм и внутренней — 50 мм. На отметке, выше которой не требуется битумизации, между трубами делается цементная пробка, ниже которой опускается только внутренняя трубка. Твердый (или твердопластичный) битум при разогревании до 200° обращается в подвижную жидкость и под давлением 2,5—3,5 МПа проникает по трещинам иногда на расстояние до 100 м от инъектора.

При эмульсионном способе, применимом также и в песчаных грунтах, через инъекторы нагнетается холодная битумная эмульсия, состоящая из битума (60—65 %), воды и небольшого количества эмульсатора, способствующего расщеплению битума в воде на мельчайшие взвешенные частицы.

Силикатизация грунтов. Через инъекторы, т. е. перфорированные стальные трубы с внутренним диаметром 19—38 мм, располагаемые на расстоянии 0,5—1,5 м одна от другой, с помощью насосов под давлением 0,5—1,5 МПа в грунт нагнетаются химические растворы (два или один), которые впоследствии отвердевают и закрепляют грунт.

В песчаные грунты нагнетаются два раствора: силикат натрия, т. е. жидкое стекло (45 %), и хлористый кальций (55 %). При общем расходе реагентов 200—250 л на 1 м³ закрепляемого грунта достигается предел прочности на сжатие для упрочненного грунта 1,5—3,5 МПа.

В плывуны нагнетают слабый раствор фосфорной кислоты с добавлением жидкого стекла (соотношение 3,5 : 1) и после закрепления получают грунт с пределом прочности 0,4—0,5 МПа.

В лёссовые грунты нагнетают раствор жидкого стекла, который, вступая в реакцию с содержащимися в этих грунтах солями кальция, обеспечивает закрепленному грунту предел прочности 0,6—0,8 МПа. Силикатизация успешно применялась на строительстве Московского метрополитена им. В. И. Ленина.

С помощью однорастворной силикатизации в 1954—1956 гг. удалось прекратить неравномерные осадки здания Одесского театра оперы и балета, продолжавшиеся до этого в течение 50 лет.

Термическое закрепление (обжиг) грунтов. Применяется для закрепления просадочных (лёссовых) грунтов и производится через пробуренные скважины диаметром 10—20 см, глубиной 6—15 м на расстоянии 2—3 м одна от другой. Скважины герметически закрываются затворами с камерами сгорания, куда подается воздух (10—40 м³/ч на погонную длину 1 м скважины) и соляровое масло (в среднем 100 кг на погонную длину 1 м скважины). Термическая обработка производится непрерывно в течение 5—10 сут. В результате образуется коническая свая из кирпичеподобного непросадочного материала прочностью около 10 МПа и диаметром наверху 1,5—2,5 м и внизу 0,5—1 м. Термическая обработка должна осуществляться до слоя непросадочного грунта.

§ 6.2. КОНСТРУКЦИИ СВАЙ И СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Виды свай и свайных фундаментов. Группа свай, объединенная в верхней части железобетонным, бетонным, металлическим или деревянным ростверком (надстройкой), представляет собой свайный фундамент.

Ростверк служит для сбора нагрузок от сооружения и распределения их между сваями, которые передают эти нагрузки на грунт. Ростверк обычно имеет вид плиты. Иногда, как, например, в устоях мостов, он не выделяется из объема опоры.

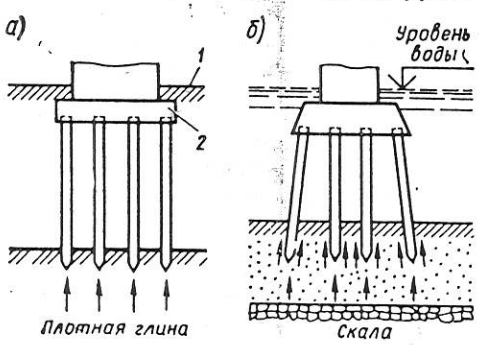


Рис. 6.2. Свайные фундаменты:

а — низкий ростверк на сваях-стойках; *б* — высокий ростверк на висячих сваях; *1* — поверхность грунта; *2* — ростверк

Различают низкий и высокий свайные ростверки. Подошва низкого ростверка (рис. 6.2, *а*) располагается ниже поверхности грунта, поэтому фактически при висячих сваях часть нагрузки такой ростверк передает непосредственно на грунт. Эти ростверки типичны для гражданских и промышленных сооружений.

У высокого свайного ростверка (рис. 6.2, *б*) подошва находится выше поверхности грунта. На местности, покрытой водой, такие ростверки возводятся обычно без перемычек, благодаря чему они с давних пор получили исключительно широкое применение в портовом гидротехническом строительстве и в мостостроении.

Свая представляет собой элемент в форме стержня, длина которого может достигать 50—60 м, поперечный размер не превышает 100—120 см, предназначенный для передачи нагрузки от сооружения на грунт основания и с этой целью погруженный в него.

По характеру работы и условию передачи нагрузки на грунт различают сваи-стойки (см. рис. 6.2, *а*) и висячие сваи (рис. 6.2, *б*). Первые нижними концами опираются на плотный, практически несжимаемый грунт, который через торцы воспринимает всю нагрузку от сваи. При этом боковая поверхность сваи в передаче нагрузки не участвует. Висячие сваи передают нагрузку на грунт боковыми поверхностями и торцами.

По характеру действующего усилия различают сваи, работающие на осевые усилия и воспринимающие поперечные и комбинированные силовые воздействия, т. е. подвергающиеся поперечному изгибу.

По направлению погружения различают сваи вертикальные и наклонные с наклоном от 20 : 1 до 1 : 1. Сваи, имеющие наклон в разные стороны и расположенные настолько близко, что их осевые линии пересекаются в пределах ростверка, называются козловыми. В аналогичном положении наклоненные сваи с вертикальными иногда называют полукозловыми.

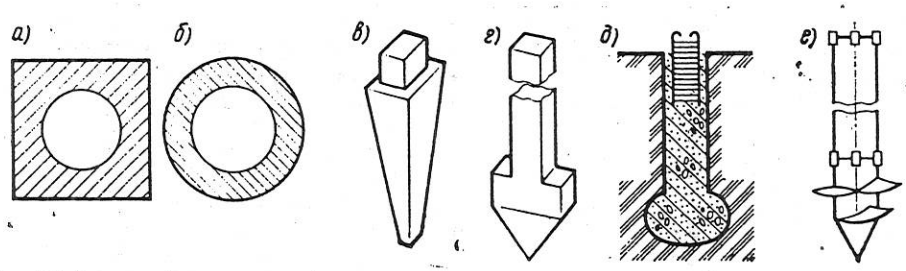


Рис. 6.3. Виды свай:

а — квадратная с круглой полостью; *б* — трубчатая; *в* — пирамидальная; *г* — железобетонная с уширением на конце; *д* — бетонная вибронабивная с уширенной пятой; *е* — винтовая

По материалу сваи могут быть железобетонными, металлическими, деревянными, бетонными и комбинированными (например, деревянная свая ниже уровня грунтовых вод и железобетонная или стальная трубчатая в верхней части и др.).

По форме поперечного сечения применяются сваи квадратные, круглые, прямоугольные, треугольные, многоугольные, пустотелые (рис. 6.3, *а*), трубчатые (рис. 6.3, *б*), двутавровые, крестообразные и др. Специальную группу составляют шпунтовые сваи.

В зависимости от продольного профиля они могут быть постоянного (цилиндрические призматические) и переменного сечения, пирамидальные (рис. 6.3,*в*), с местным уширением (рис. 6.3, *г*), с уширенной пятой (рис. 6.3, *д*), телескопические и др. Сваи могут готовиться заранее (призматические железобетонные) или бетонироваться непосредственно на месте путем заполнения бетоном скважин в грунте (набивные сваи) (см. рис. 6.3, *д*).

По способу погружения различают сваи забивные, которые погружаются забивкой молотами, подмывом водой, вибрированием, вдавливанием, вдавливанием в пробуренные лидерные скважины, вибровдавливанием, комбинированным способом; винтовые погружаются в грунт с помощью специальных установок (рис. 6.3, *е*) и набивные (см. рис. 6.3, *д*).

Область применения свай. *Железобетонные забивные сваи* являются наиболее распространенными и могут быть квадратного сечения — сплошные и с круглой полостью (см. рис. 6.3, *а*); круглого — полые с открытым и закрытым нижним концом (см. рис. 6.3, *б*); прямоугольного — сплошные; конические и пирамидальные. Они могут иметь форму трубы, собираться из отдельных звеньев и погружаться с открытым нижним концом, так называемые оболочки. Четкого определения терминов «полая открытая свая» и «оболочка» нет. Условно границей между ними можно считать диаметр 100—120 см. Широко применяемые в морском гидротехническом строительстве железобетонные элементы диаметром 160 см получили общепринятое наименование сваи-оболочки.

Наиболее распространенными являются сплошные призматические квадратные сваи, изготавливаемые из обычного или предварительно напряженного железобетона размером сечения от 20 × × 20 см до 50 × 50 см (с интервалом через 5 см) и длиной от 3 до 24 м и более с интервалом длины в 0,5 м для свай длиной до 6 м и с интервалом в 1 м для свай большей длины. Учитывая возникновение динамических усилий, головная часть сваи усиливается путем установки распределительных арматурных сеток и уменьшения шага хомутов. В сваях широко применяется предварительное напряжение арматуры, благодаря чему можно уменьшить расход стали и повысить трещиностойкость свай.

В слабых грунтах весьма эффективно применение свай с местными уширениями (см. рис. 6.3, *г*), которые размещаются по длине сваи в местах залегания плотных слоев грунта и увеличивают несущую способность до 1,5—2 раз.

Весьма эффективны в гражданском строительстве пирамидальные сваи дли-

ной 1—5 м с размером в подошве 5×5 или 10×10 см и с размерами в голове от 50×50 до 80×80 см (см. рис. 6.3, *в*). Можно полагать, что при использовании таких свай для подкрановых путей в портах в случае реконструкции удастся ликвидировать деформативность существующих конструкций путей и резко повысить их эксплуатационную надежность.

Размеры сечения прямоугольных свай могут быть, например, 20×40 и 25×50 см. Квадратные сваи с круглой полостью могут иметь размеры сечения 25×25 и 30×30 см (пустотность 16—22 %); сваи круглого сечения полые с открытым нижним концом могут, например, иметь наружный диаметр 38,50 и 65 см при толщине стенки 7 см. При использовании железобетонных свай в морских портах следует предусматривать меры по повышению их долговечности.

Деревянные сваи изготавливаются из бревен хвойных пород. Во избежание размочаливания головы сваи при ударах на нее надевают бугель (обруч из полосового железа). При забивке свай в плотные грунты и в грунты с включениями конец сваи защищают металлическим башмаком.

Сваи могут быть цельными — длиной 4,5—18 м, диаметром в верхнем отрубе 16—35 см; пакетными — из нескольких бревен по длине и по поперечному сечению, длиной до 25 м, диаметром до 60 см; сращенными — из двух или трех бревен по длине.

Для повышения несущей способности рекомендуется делать местные уширения из отрезков бревен, располагаемых вдоль и поперек сваи и прикрепляемых к ней болтами.

В зоне переменной влажности с целью увеличения срока службы свай головы свай следует размещать ниже границы гниения. В этом случае при отсутствии древоточцев долговечность свай вполне достаточна.

Металлические сваи хорошо работают на изгиб и на динамические нагрузки. Чаще всего применяются стальные трубы заводского изготовления диаметром до 100 см и более, а также швеллеры и широкополые двутавры с усилением дополнительными листами до коробчатого сечения. В практике портостроения в качестве таких свай довольно часто применяются бывшие в употреблении рельсы и некондиционные трубы.

Утвержденной номенклатуры для металлических свай (за исключением шпунтовых) нет. За рубежом стальные трубчатые сваи широко и успешно применяются при строительстве различных глубоководных сооружений, в том числе и причальных.

Винтовая свая (см. рис. 6.3, *е*) представляет собой стальной или железобетонный ствол, закрытый конусным наконечником или открытый снизу и снабженный на конце одним или несколькими витками стальных, чугунных или железобетонных винтовых лопастей. Шаг лопасти зависит от плотности грунта. С повышением плотности он увеличивается. Сваи могут погружаться вертикально и наклонно. Высокая несущая способность (при работе на сжимающие нагрузки до 10 000 кН и более), отсутствие сотрясений при погружении в грунт, наибольшее по сравнению с другими типами свай сопротивление выдергивающим усилиям — это положительные свойства винтовых свай.

В СССР для свай, закрытых снизу, применяются стальные оболочки диаметром от 275 мм (с лопастями диаметром до 1 м) до 1200 мм (с лопастями диаметром 2,5 м). Для завинчивания свай применяется машина МЗС-13 на базе автомобиля КрАЗ-214. Скорость завинчивания сваи составляет до 7,3 об/мин, угол наклона сваи до 45° и производительность до 8 свай в смену при длине свай 6 м и диаметре лопасти 0,8 м. Крупные сваи-оболочки погружаются при помощи специального электрокабестана, поддерживаемого над сваей краном.

Винтовые сваи применяются в портостроении (при мощной толще слабого грунта), при строительстве мостов, линий электропередач, в качестве анкерных опор при сооружении мачт и лесосплавных устройств и т. д.

Так, например, в Одессе был возведен пирс портового элеватора на 7 кустах (в кусте 6 опор) наклонных (наклон 5 : 1) винтовых металлических цилиндров длиной до 40 м с железобетонным заполнением, имевших наружный диаметр 1020 мм, диаметр лопасти 2,2 м, расчетную нагрузку на сваю 5000 кН.

§ 6.3. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА СВАЙ И СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Общие сведения. Различают несущую способность свай или сопротивление сваи по условию прочности ее материала, которая часто имеет решающее значение для свай-стоек, и по условию прочности удерживающего сваю грунта, являющуюся расчетной при проектировании висячих свай. По материалу свая рассчитывается на осевое усилие как центрально сжатый стержень. Кроме того, в ряде случаев приходится учитывать изгибающий момент и поперечную силу.

Забивные сваи следует рассчитывать на усилия, возникающие в них в процессе изготовления, складирования и транспортирования, при подъеме траверсой за две точки, удаленные от концов сваи на 0,21 ее длины, и при подъеме на копер за одну точку, удаленную от головы сваи на 0,3 ее длины.

Из двух значений несущей способности по материалу и по грунту за расчетное принимается меньшее значение. Исходя из экономических соображений следует стремиться к тому, чтобы оба значения сопротивления сваи были максимально близки.

Расчет свайных фундаментов и их оснований производят по предельным состояниям двух групп:

а) по первой группе — по прочности свай и свайных растверков; по несущей способности грунта основания свайных фундаментов и свай; по устойчивости оснований свайных фундаментов в целом при горизонтальных нагрузках, а также при основаниях, ограниченных нисходящими откосами;

б) по второй группе — по осадкам оснований свайных фундаментов от вертикальных нагрузок; по перемещениям свай от действия вертикальных, горизонтальных нагрузок и моментов; по образованию или раскрытию трещин в элементах железобетонных конструкций.

Особенно важны такие расчеты при значительной площади фундамента (элеваторы, склады и др.), когда мощность сжимаемой толщи велика и в пределах этой толщи могут оказаться сильно сжимаемые прослойки грунта.

Несущая способность свай-стоек. Несущая способность железобетонной призматической сплошной сваи $N_м$, кН, по условию прочности материала при рассмотрении сваи как центрально-сжатого стержня

$$N_м \leqslant \gamma_c \varphi (R_{пр} A + R_{а,с} A_а),$$

где γ_c = 0,9—1 — коэффициент условий работы;
φ — коэффициент, учитывающий особенности загружения, гибкость и др. (для свай, полностью находящихся в грунте, $\varphi = 1$);
$R_{пр}$ — расчетное сопротивление бетона при осевом сжатии, кПа;
A — площадь поперечного бетонного сечения, м²;
$R_{а,с}$ — расчетное сопротивление арматуры сжатию, кПа;
$A_а$ — площадь сечения арматуры, м².

Расчетное сопротивление P, кН, сваи-стойки вертикальной нагрузке по условию прочности грунта:

$$P = (\gamma_c \gamma_g) RA,$$

где $\gamma_c = 1$ — коэффициент условий работы;
$\gamma_g = 1{,}4$ — коэффициент надежности по грунту;
R — расчетное сопротивление грунта под концом сваи, кПа;
A — площадь опирания сваи на грунт, м².

Следует заметить, что в связи с уплотнением грунта при погружении свай и изменениями в условиях деформируемости основания значения R для свай значительно выше, чем для фундаментов на естественном основании.

В строительной практике наиболее распространенными являются три метода определения несущей способности одиночной висячей сваи по грунту, которые обычно называют так: статический, динамический и пробных нагрузок.

Статический метод определения несущей способности висячей сваи по грунту. Этот метод можно назвать расчетом сваи по характеристикам грунта основания.

Расчетное сопротивление сваи на вертикальную сжимающую нагрузку P, кН, определяется как сумма сопротивлений

грунта основания под торцом сваи (произведение площади поперечного сечения на расчетное сопротивление грунта у острия сваи) и по ее боковой поверхности (суммарная сила трения равна площади боковой поверхности на удельную силу трения между сваей и грунтом).

Таким образом, для условий разнослойного грунта

$$P = (\gamma_c/\gamma_g)\,(\gamma_{cR}\,RA + u\Sigma\gamma_{cf} f_i\,l_i),$$

где $\gamma_c = 1$ — коэффициент условий работы сваи;

γ_g — коэффициент надежности по грунту;

γ_{cR}, γ_{cf} — коэффициенты условий работы грунта под нижним концом и по боковой поверхности сваи, учитывающие влияние способа погружения свай на значение f и R (для свай, погружаемых забивкой $\gamma_{cR} = \gamma_{cf} = 1$);

R — расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа;

A — площадь поперечного сечения сваи, м²;

u — наружный периметр поперечного сечения сваи, м;

f_i — расчетное сопротивление i-го слоя грунта толщиной l_i по боковой поверхности сваи, кПа.

При известном значении P глубину забивки сваи можно определить подбором из приведенного уравнения. При однородном грунте

$$l = \frac{P - (\gamma_c/\gamma_g)\,\gamma_{cR}\,RA}{(\gamma_c/\gamma_g)\,u\,\gamma_{cf} f_i}.$$

В том случае, если известен слой грунта i, в котором должна находиться концевая часть сваи, то полная глубина забивки сваи

$$l = \sum_1^{i-1} l_1 + \frac{P - (\gamma_c/\gamma_g)\left(\gamma_{cR}\,RA + u\sum_1^{i-1}\gamma_{cf} f_i^{\text{н}} f_i\,l_i\right)}{(\gamma_c/\gamma_g)\,u\,\gamma_{cf} f_i},$$

где $\sum_1^{i-1} l_i$ — суммарная высота слоев грунта, расположенных над кровлей слоя i.

Несущая способность по грунту забивной сваи и сваи-оболочки, работающих на выдергивание,

$$F_{du} = \gamma_c\,u\Sigma\gamma_{cf} f_i\,l_i,$$

где γ_c — 0,6—0,8 — коэффициент условий работы.

Изложенный метод исходит из весьма грубых представлений о работе сваи в грунте. В действительности определить, какая часть нагрузки передается через торец сваи, а какая через боковую поверхность, исключительно трудно. Это соотношение будет зависеть не только от глубины забивки и свойств окружающего грунта, но оно будет изменяться и в процессе нагружения сваи по мере увеличения ее осадки.

Для решения этой сложной задачи, в частности, необходимо знать значение и направление смещения частичек грунта относительно сваи в различных точках ее длины. В ряде случаев силы трения могут иметь обратное направление. Возникает так называемое отрицательное трение.

Это может проявляться, например, в случае, когда острием свая опирается на прочный слой грунта, а осадка вышележащих слоев будет значительной (больше, чем осадка сваи). При этих условиях не только не будет передаваться часть внешней нагрузки через боковую поверхность сваи, но, наоборот, оседающие массы грунта передадут свае дополнительную нагрузку и будут ухудшать ее работу.

Поскольку надежных методов теоретического решения всех этих исключительно сложных вопросов нет, необходимо пользоваться приведенным способом только для предварительного определения несущей способности сваи с условием, что она будет в дальнейшем уточнена в процессе забивки на основе динамического метода расчета свай.

Динамический метод определения несущей способности свай. Основан на связи, существующей между энергией удара молота и значением погружения сваи в грунт от одного удара, называемой отказом. Чем меньше отказ, т. е. чем меньше погружается свая от удара молота, тем лучше она удерживается грунтом.

Предложено более 80 различных формул, выражающих эту связь. Рассмотрим формулу Н. М. Герсеванова, предложенную в 1916 г. и рекомендованную СНиП 2.02.03—85.

Н. М. Герсеванов исходил из следующего уравнения работ

$$GH = F'S_a + Gh + \alpha GH,$$

где GH — работа падающей ударной части молота (G — вес падающей части, кН; H — расчетная высота падения, м), кДж;

$F'S_a$ — работа затрачиваемая на преодоление сопротивления грунта погружению сваи (F' — предельное сопротивление сваи вертикальной нагрузке, кН; s_a — отказ, м), кДж;

Gh — работа, расходуемая на упругие деформации (h — высота подскока молота после одного удара, м), кДж;

αGH — работа, израсходованная на неупругие деформации (смятие головы сваи и подбабка), на нагревание и прочие потери, оцениваемая коэффициентом α в долях от работы молота, кДж.

Выполнив ряд преобразований, из этого уравнения можно определить предельное сопротивление сваи F' при испытании ее динамической нагрузкой:

$$F' = \frac{\eta AM}{2} \times \left[\sqrt{1 + \frac{4E_d}{\eta AS_a}\,\frac{m_1 + \varepsilon^2(m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}} - 1\right],$$

где η = 800—1500 кПа — коэффициент;

A — площадь поперечного сечения сваи, ограниченная наружным контуром, м²;

M — коэффициент (при забивке свай молотами ударного действия $M = 1$);

E_d = (0,4—1,0) GH — расчетная энергия удара молота, кДж;

m_1 — полный вес молота, кН;

ε — коэффициент восстановления удара (при молотах ударного действия $\varepsilon^2 = 0{,}2$);

m_2 — вес сваи и наголовника, кН;

m_3 — вес подбабка, кН;

S_a — фактический отказ, м.

Соотношение между весом сваи и весом молота колеблется в пределах $G/m_2 = 0{,}7 \div 1{,}5$.

Несущая способность сваи

$$F_d = \gamma_c F'/\gamma_{g1},$$

где $\gamma_c = 1$ — коэффициент условий работы;

$\gamma_{g1} = 1$ — коэффициент надежности по грунту.

Расчетное сопротивление сваи по грунту

$$P = F_d/\gamma_g,$$

где $\gamma_g = 1{,}4$ — коэффициент надежности по грунту.

Динамический метод используется для контроля достаточности глубины забивки свай в процессе возведения сооружения. Зная параметры сваебойного оборудования, можно определить проектный (требуемый) отказ сваи

$$S_p = \frac{\eta AE_d}{(\gamma_g P/M)\,(\gamma_g P/M + \eta A)} \times \frac{m_1 + \varepsilon^2(m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}.$$

Найденное по этой формуле для заданной нагрузки на сваю значение расчетного отказа указывается в проекте и является контрольным. Для того чтобы забитые сваи имели несущую способность не ниже проектной, необходимо, чтобы измеренные истинные отказы (т. е. отказы после отдыха сваи в отличие от отказов до отдыха сваи, называемые ложными) были не более расчетного.

При забивке свай с наклоном (до 3 : 1) высоту падения молота H уменьшают на 20 %, благодаря чему учитывается дополнительная потеря части энергии на трение движущихся частей молота. Указанные формулы выведены для молотов одиночного действия (паровых, воздушных, подвесных). В дизель-молотах энергия удара затрачивается еще на сжатие воздуха в камере воспламенения горючего, поэтому вместо GH ставится численное значение энергии одного удара, расходуемое на погружение сваи, приведенное в паспорте дизель-молота.

При использовании молотов двойного действия в приведенную методику необходимо внести поправки или произвести добивку сваи молотом одиночного действия. При использовании вибропогружения следует воспользоваться указаниями СНиП 2.02.03—85.

При работе по рассмотренной методике необходимо делать перерывы в бойке сваи (так называемый «отдых» сваи). В маловлажных чистых песчаных и гравелистых грунтах плотных и средней плотности по мере погружения отказ часто достигает нулевого значения (даль-

нейшая забивка невозможна), что объясняется образованием местного грушевидного уплотнения под концом сваи. Однако после отдыха здесь наступает разуплотнение, и сваю можно вновь погружать путем ее добивки, причем отказ возрастает.

В глинистых и плывунных пылеватых грунтах возникает противоположное явление: динамическое воздействие вызывает разжижение окружающего грунта и с увеличением глубины забивки отказ почти не уменьшается, а может и увеличиться. В процессе отдыха грунт восстанавливает структуру (сваю «засасывает»), и отказы уменьшаются. В хорошо фильтрующих водонасыщенных чистых песчаных и гравелистых грунтах отдых практически не влияет на размер отказа.

Добивка сваи после отдыха должна производиться редкими ударами (5—10 ударов с интервалами 2—5 мин). Длительность отдыха свай должна составлять не менее 6 сут для глинистых и не менее 3 сут для песчаных грунтов.

Определение несущей способности свай по грунту способом статических пробных нагрузок. Динамический метод далеко не всегда правильно характеризует действительную несущую способность сваи. Относительно лучшие результаты получаются при достижении нижними концами свай песчаных грунтов. Результаты, получаемые в глинистых грунтах, следует рассматривать как весьма условные.

Метод статических пробных нагрузок хотя и является дорогим и трудоемким, но дает наиболее надежные и достоверные результаты. Его рекомендуется использовать при сложных геологических условиях, возведении ответственных сооружений, большом количестве свай, забиваемых в сходных геологических условиях.

Испытания состоят в измерениях перемещений свай под действием статической нагрузки, осуществляемой после погружения и отдыха сваи путем загружения платформы, устроенной на голове сваи, или с помощью гидравлических домкратов. Домкраты размещают между головой сваи и упорными балками, удерживаемыми группой бункерных свай (4÷6 свай), которые специально для этой цели забивают вокруг испытуемой сваи (для этого целесообразно использовать соседние сваи возводимого свайного фундамента). Свая погружается ступенями. Значение ступеней нагрузки выбирается $^1/_{10}$÷$^1/_{15}$ от ожидаемой предельной нагрузки, которая предварительно подсчитывается теоретически. В процессе нагружения с точностью 0,01 мм измеряются перемещения сваи. Для этого используются прогибомеры системы Максимова и Аистова, индикаторы часового типа, штангенглубиномеры, нивелиры и другие приборы. Следующую степень нагрузки начинают осуществлять только после наступления условной стабилизации осадки от предыдущей ступени. Считают, что стабилизация наступила, если осадка увеличивается менее чем на 0,01 мм за последние 2 ч для глинистых грунтов и 1 ч для песчаных.

По полученным опытным данным строится график осадки сваи от нагрузки (рис. 6.4, *а*). За предельное нормативное сопротивление $F_{\text{п}}$ сваи принимают такую нагрузку, при увеличении которой резко возрастают осадки при малом изменении нагрузки.

Для мостов значение $F_{\text{п}}$ рекомендуется принимать таким, при котором следующая ступень нагрузки (критическая нагрузка) увеличит осадки более чем в 5 раз по сравнению с предыдущей ступенью или вызовет длительную (более суток) незатухающую осадку.

Для других сооружений это значение может соответствовать нагрузке, при которой осадка сваи равна 0,1 $S_{\text{пр}}$ (рис. 6.4, *б*), где $S_{\text{пр}}$ — предельно допустимая средняя осадка фундамента. Испытания производятся в соответствии с ГОСТ 5686—78 «Сваи пробные. Методы испытаний». Заметим, что на основании проведенных испытаний часто строится также график нарастания осадок сваи во времени.

По аналогии с динамическим методом несущая способность сваи F_d и расчетное сопротивление сваи P определяются так:

$$F_d = \gamma_c F_{\text{п}} / \gamma_{g1}; \quad P = F_d / \gamma_g,$$

где $F_{\text{п}}$ — нормативное значение предельного сопротивления сваи, определяемое по результатам испытания.

Рекомендации по проектированию свайных фундаментов. Группу свай при малом расстоянии между ними обычно именуют кустом. Испытания кустов свай пробной нагрузкой показали, что несущая способность сваи в кусте будет меньше, чем одиночной сваи.

При одинаковых нагрузках на сваю осадка группы свай всегда больше осадки одиночной сваи. При расстоянии между осями свай, равном или более $6d$ (d — диаметр или сторона сечения сваи), упомянутое взаимное влияние свай можно практически не учитывать и сваи рассматривать как одиночные. Во всех случаях рекомендуется принимать расстояние между осями вертикальных или наклонных свай в плоскости их нижних концов не менее $3d$. Расстояние в свету между сваями-оболочками должно быть не менее 1 м. Осадки свайных фундаментов происходят в основном из-за деформации грунтов, залегающих ниже острия сваи. Следует стремиться к тому, чтобы пройти сваями толщу слабых грунтов (насыпные грунты, торфы, глинистые грунты в текучем состоянии, рыхлые пески) и завести нижние концы свай в слой прочного грунта. При этом не следует устанавливать глубину забивки свай в твердые глины более 0,8 м, в крупнообломочные — более 1 м и в плотные гравелистые пески — более 1,5--2 м. По другим данным заглубление должно быть: в глинистые грунты с консистенцией $J_L \leqslant 0{,}1$, в крупнообломочные грунты, гравелистые грунты крупные и средней крупности, песчаные грунты — не менее 0,5 м; в прочие виды нескальных грунтов — не менее 1,0 м.

При проектировании иногда экономически выгодно принять фундамент с меньшим числом более длинных свай, чем с большим числом коротких. В низких ростверках длина сваи от отметки подошвы ростверка до нижнего конца называется расчетной длиной $l_{\text{р}}$ или глубиной погружения сваи. С учетом заделки сваи в ростверк заготовительная длина будет равна $l_{\text{р}}+d$. Окончательную длину сваи следует подобрать по нормалям на сваи.

При проектировании необходимо определить количество свай в фундаменте, которое для вертикальной центральной нагрузки будет

$$n_{\text{с}} = N/P,$$

где N — расчетная суммарная нагрузка на сваи на уровне подошвы ростверка от сооружения, веса ростверка, веса грунта над ростверком и др., кН;
P — расчетное сопротивление сваи по материалу или грунту, кН.

При проектировании свайных фундаментов иногда считают, что вся нагрузка

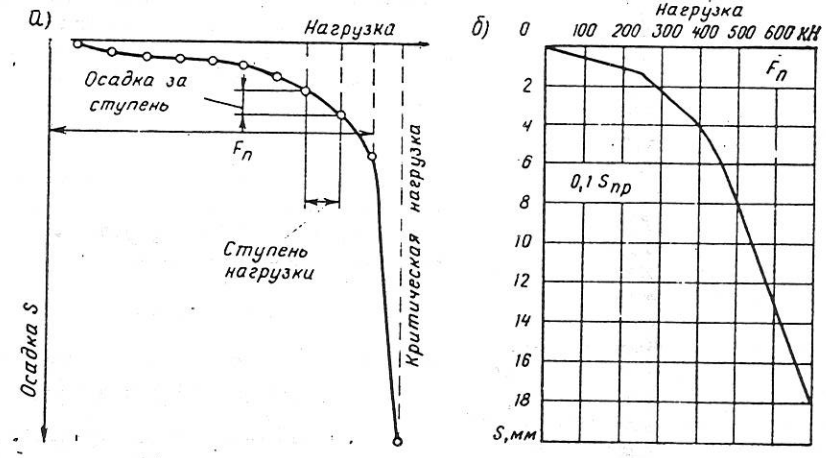


Рис. 6.4. Зависимость осадки сваи от нагрузки

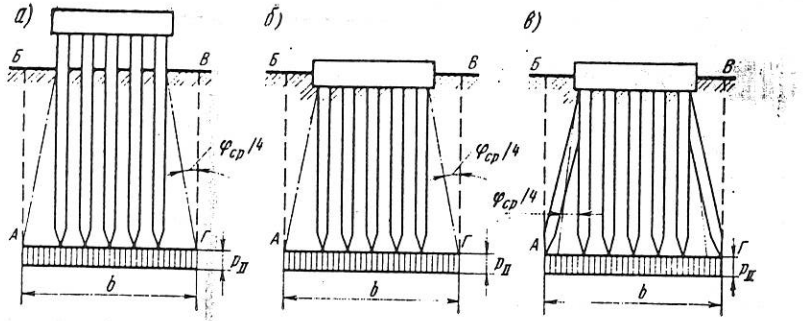


Рис. 6.5. Схемы определения границ условного фундамента:
а — высокий свайный ростверк; *б* — низкий ростверк на вертикальных сваях; *в* — случай ростверка с наклонными сваями

от сооружения передается сваям. Участие подошвы ростверка в передаче давлений непосредственно на грунт не учитывают. Из-за этого создаются излишние запасы, что приводит к неэкономному проектированию фундаментов.

В плане сваи располагаются рядами или в шахматном порядке, т. е. по квадратной или треугольной сетке. При второй схеме расположения свай в вершинах равносторонних треугольников обеспечивается наиболее равномерное уплотнение грунта между сваями. В жилых зданиях допускается располагать сваи под стенами в один ряд.

При наличии эксцентриситета определенное по приведенной формуле количество свай умножается на коэффициент 1,1—1,3 (чем больше эксцентриситет, тем больше коэффициент), а сваи размещаются с постепенным уменьшением расстояний к наиболее нагруженному ребру так, чтобы центр тяжести сечений свай в плоскости их нижних концов был бы близок или совпадал с точкой приложения равнодействующей нагрузки N. В этом случае, построив по обычной формуле внецентреннего сжатия эпюру фиктивных напряжений по подошве ростверка, объем которой равен N, делят ее на полоски и добиваются, чтобы объемы эпюры, приходящиеся на одну сваю, были бы одинаковы. В том случае, если фиктивные краевые напряжения P_{max} и P_{min} отличаются не более чем на 30—40 %, можно оставить равномерное распределение свай по площади основания.

Горизонтальную нагрузку можно распределить равномерно между всеми сваями фундамента, соблюдая условие

$$N_г^н \leqslant P_г^н,$$

где $N_г^н$ — нормативная горизонтальная нагрузка на сваю на уровне подошвы ростверка, кН;
$P_г^н$ — нормативное сопротивление сваи горизонтальной нагрузке, кН, соответствующее заданному в проекте горизонтальному перемещению головы сваи.

Если к фундаменту приложена горизонтальная нагрузка, не превышающая 0,1 от вертикальной, можно обойтись без наклонных свай.

При выполнении этих расчетов оперируют с условным фундаментом $АБВГ$ (рис. 6.5), ширина которого b принимается с учетом вовлечения в работу грунта, примыкающего к наружному контуру свайного куста (см. линии, наклоненные к вертикали под углом $\varphi_{ср}/4$). Размер условного фундамента в направлении, перпендикулярном чертежу, определяется аналогично. Проверка прочности основания при расчете по первой группе предельных состояний заключается в выполнении условия

$$P_{II} = \frac{N_{II}}{A_м} \leqslant R,$$

где P_{II} — среднее давление на грунт в плоскости нижних концов свай, кПа;
N_{II} — расчетная вертикальная центральная нагрузка, кН (внешняя нагрузка и вес свай, ростверка и грунта в объеме условного фундамента);
R — расчетное сопротивление на уровне концов сваи, кПа;
$A_м$ — площадь подошвы условного массива, м².

Средневзвешенное значение угла внутреннего трения грунта $\varphi_{ср}$ рекомендуется находить по формуле:

$$\varphi_{ср} = \frac{\varphi_1 l_1 + \varphi_2 l_2 + \ldots + \varphi_n l_n}{l_1 + l_2 + \ldots + l_n},$$

где φ_1, φ_2, ..., φ_n — расчетные значения углов внутреннего трения для отдельных пройденных сваями слоев грунта толщиной соответственно l_1, l_2, ..., l_n (при расчете по второй группе предельных состояний).

Расчет по устойчивости (например, по методу круглоцилиндрических поверхностей) требуется производить только в том случае, если на свайные фундаменты передаются горизонтальные нагрузки в основном сочетании (подпорные стенки и др.) или основания ограничены откосами.

Расчет по второму предельному состоянию заключается в сравнении расчетной осадки с предельной для данного сооружения. Общая осадка свайного фундамента складывается из деформации сжатия материала сваи (из-за малого значения ею пренебрегают) и перемещения острия свай, равного осадке нижележащих слоев грунта под воздействием уплотняющего давления. Эта осадка определяется в той же последовательности и по той же методике, как для любого фундамента на естественном основании (см. гл. 5). Осадка ростверков на сваях-стойках ввиду ее малого размера не определяется.

Большие осадки Исаакиевского собора в Ленинграде, наблюдавшиеся в течение более 100 лет, объясняются значительной деформативностью слабой ленточной глины, носившей ползучий характер. Слой этого грунта толщиной 6—8 м при строительстве остался не пройденным сваями, и подстилающие его плотные моренные суглинки не были достигнуты.

§ 6.4. ОПУСКНЫЕ КОЛОДЦЫ И КЕССОНЫ

О п у с к н о й к о л о д е ц (рис. 6.6, *а*). Представляет собой толстостенную железобетонную или бетонную обо-

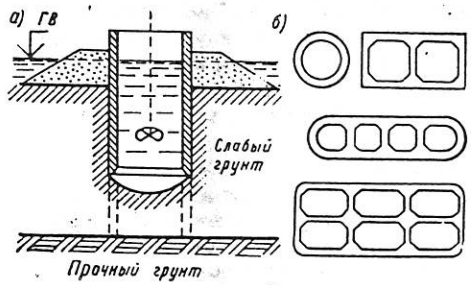


Рис. 6.6. Опускные колодцы:
а — погружение опускного колодца с искусственного островка; *б* — формы опускных колодцев в плане

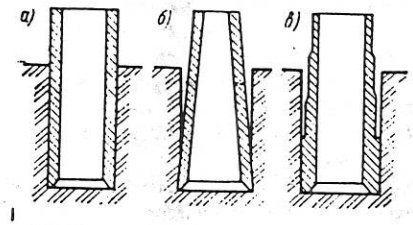


Рис. 6.7. Форма колодцев:
а — цилиндрическая; *б* — коническая; *в* — ступенчатая

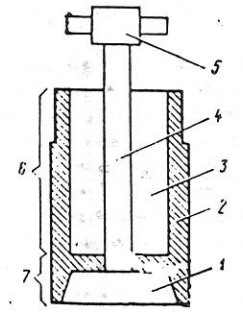


Рис. 6.8. Схематический разрез кессона:
1 — рабочая камера; *2* — потолок рабочей камеры; *3* — заглубленное помещение; *4* — шахтная труба; *5* — шлюзовой аппарат; *6* — надкессонное строение; *7* — кессон

лочку (толщина стен от 0,2 до 2 м) со скошенным нижним концом, погружаемую в основание под действием собственного веса путем разработки грунта у ножевой части оболочки. Колодцы больших размеров для увеличения жесткости делают многоячейковыми (рис. 6.6, *б*), причем для облегчения погруже-

ния внутренние стены не доводят до низа ножа на 0,5 м. Колодец бетонируют сразу на всю высоту или постепенно наращивают по мере опускания. Для уменьшения сил трения грунта по боковой с поверхности в процессе опускания колодца наружным стенкам иногда придают наклон или делают их ступенчатой формы (рис. 6.7). После погружения колодец может быть заполнен бетоном или оставаться без заполнения.

Опускание колодца производят с водоотливом или без него, удаляя грунт с помощью грейфера или гидроэлеватора. Бетонное или железобетонное днище колодца устраивают методом подводного бетонирования, последующие работы выполняют насухо после откачки воды. На местности, покрытой водой, колодцы опускаются с искусственно отсыпанных островков (см. рис. 6.6., *а*) или на тяжах со стационарных или плавучих подмостей.

Опускные колодцы применяются в сложных гидрогеологических условиях и, в частности, в случаях, когда грунты с хорошей несущей способностью залегают достаточно глубоко. В практике имелись случаи применения колодцев с глубиной погружения 70 м ниже уровня воды.

Рассматриваемые конструкции используются не только как глубокие фундаменты при больших нагрузках и ограниченных размерах сооружения в плане, но и в промышленном строительстве в качестве заглубленных помещений — водозаборные сооружения, насосные станции, подземные гаражи и резервуары и др. В этом случае диаметр их достигает 60 м и более. В отечественной практике известен случай сооружения опускного колодца размером в плане 78,6×28,6 м.

Кессоны (рис. 6.8). В рабочую камеру кессона подается сжатый воздух, под давлением которого вытесняется вода из камеры. Рабочие ведут разработку грунта насухо, что позволяет погружать кессоны в самых сложных гидрогеологических условиях при наличии в грунтах любых препятствий, когда применение опускных колодцев невозможно. При использовании кессонов создаются хорошие условия для освидетельствования, испытания и закрепления грунтов основания.

Подъем и спуск рабочих в камеру кессона, а также вертикальная транспортировка материалов и грунта производятся по собираемым из металлических звеньев шахтным трубам. В процессе опускания кессона звенья могут наращиваться. Сверху на шахтные трубы устанавливается металлический шлюзовой аппарат, состоящий из центральной шлюзовой камеры и прикамерков пассажирского и материального. Шлюзовой аппарат служит для постепенного изменения давления воздуха в процессе шлюзования и вышлюзовывания с тем, чтобы не вызвать опасных изменений в организме человека.

Кессон опускается под действием собственного веса и веса вышележащей части сооружения. После достижения проектной отметки рабочую камеру заполняют бетоном, шлюз удаляют и заканчивают возведение вышележащего сооружения. Как и опускные колодцы, кессоны могут погружаться с поверхности грунта или искусственного островка, на плаву и с подмостей стационарных и плавучих.

Работы по устройству кессонов дороги, сложны и трудоемки. Пребывание людей в кессоне при давлении выше 0,39 МПа не допускается. Отсюда предельная глубина опускания кессона ниже уровня воды составляет порядка 35 м. Используя принцип телеуправления, в СССР осуществлен автоматический (без людей в рабочей камере) метод погружения кессонов с разработкой грунта способом гидромеханизации («слепой» кессон). В этом случае ограничения глубины погружения кессона отпадают, однако удаление препятствий из-под кессона становится невозможным.

Кессоны применяются при строительстве тоннелей метро, автодорожных подводных тоннелей, водозаборов, насосных станций и т. д., т. е. при возведении подземных помещений различного назначения. В качестве глубоких фундаментов, в частности в мостостроении, они в настоящее время в СССР почти не применяются. Здесь они вытеснены более прогрессивными конструкциями фундаментов.

Глава 7

ПРИЧАЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ ГРАВИТАЦИОННОГО ТИПА

§ 7.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Комплекс сооружений, оборудований и устройств, технологически связанный между собой и обеспечивающий обработку одного судна, называют причалом.

Причальными называются гидротехнические сооружения, являющиеся основным элементом причала и предназначенные для швартовки и стоянки судов при производстве перегрузочных работ, посадки, высадки пассажиров, снабжения судна всем необходимым во время отстоя, в процессе достройки и ремонта судна и др.

Обделка берега может быть выполнена по одной из пяти форм (рис. 7.1). Выбор профиля должен осуществляться на основе использования широко применяемого припципа, по которому выполняются сравнительные технико-экономические расчеты с учетом стоимости перегрузочного оборудования и эксплуатационных расходов.

В морских портах в подавляющем большинстве случаев применяется вертикальная форма обделки берега. Она самая удобная, хотя и наиболее дорогостоящая.

Причалы откосного типа наиболее просты: в сущности это укрепленные откосы. Наиболее часто они применяются на реках при значительных колебаниях уровня воды. Стоимость сооружения здесь минимальна, причалы этого типа могут применяться, в частности, в сочетании с плавучими причалами и сооружениями в виде отдельных опор (пал, бычков). Полуоткосная форма профиля причала применяется преимущественно на реках в случаях, когда эксплуатация сооружения происходит главным образом при низких горизонтах воды.

Полувертикальная форма используется редко, например, на водохранилищах при резких понижениях уровня воды.

При очень больших амплитудах сезонных колебаний уровня (на нижнем участке Енисея она достигает 19—20 м) для пассажирских и грузовых причалов с небольшим грузооборотом иногда применяется двухъярусная форма (рис. 7.1, *д*).

Иногда устраиваются отдельно причалы высокой воды и меженные причалы, затапливаемые весной. Так, в Дудинке, крупнейшем северном порте страны, имеются причалы высокой воды с отметкой кордона 14 и 20 м и меженные причалы с отметкой 8 м.

Причальные сооружения можно классифицировать по назначению, по условиям сопряжения с портовой территорией, по условиям обеспечения устойчивости, по планируемому сроку эксплуатации (постоянные, временные), по возможности изменения местоположения (стационарные, передвижные), по расположению в плане, типу конструкции, капитальности, материалу, способу и продолжительности (быстровозводимые) строительства, по типу одиночных опор и способам их погружения, по расчетной схеме, значению для порта и многим другим признакам.

В конструктивном отношении основными группами причальных сооружений являются: гравитационные сооружения, сооружения в виде тонких стенок (их часто называют шпунтовыми стенками, или больверками) и сооружения свайной конструкции (с высоким свайным ростверком). Причалы двух последних типов иногда объединяют в

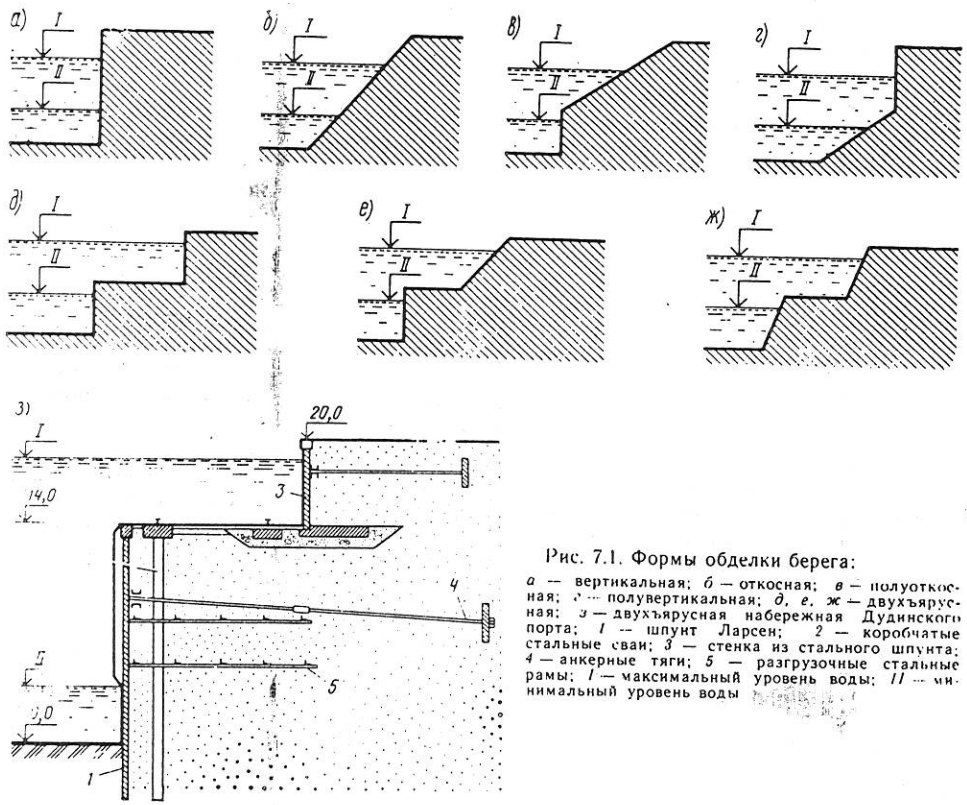


Рис. 7.1. Формы обделки берега:
а — вертикальная; *б* — откосная; *в* — полуоткосная; *г* — полувертикальная; *д, е, ж* — двухъярусная; *з* — двухъярусная набережная Дудинского порта; *1* — шпунт Ларсен; *2* — коробчатые стальные сваи; *3* — стенка из стального шпунта; *4* — анкерные тяги; *5* — разгрузочные стальные рамы; *I* — максимальный уровень воды; *II* — минимальный уровень воды

одну общую группу свайных сооружений.

Конструкции причальных сооружений настолько сложны и разнообразны, что в настоящее время не существует их строгой общепринятой классификации. В одном и том же сооружении часто применяются конструктивные элементы различных типов, и все сооружение относят к тому или иному виду по основному несущему элементу или присваивают наименование сооружению по сложившейся традиции, например, высокий свайный ростверк с передним шпунтом. Количество таких типов сооружений огромно, и их иногда называют комбинированными. В них могут применяться в самом разнообразном сочетании элементы и признаки гравитационных, свайных и тонких стенок, и классифицировать их можно по большому количеству признаков. Разумеется, как это будет видно из дальнейшего, здесь сложилась более или менее общепринятая терминология, причем терминами классификации по конструкции пользуются чаще всего.

В отличие от выступающих в море пирсов (широких или узких) набережными называют сооружения, окаймляющие береговую линию, в том числе и причалы, расположенные по периметру вырытых в береговой целине бассейнов. Если при этом сооружения воспринимают значительный распор грунта (тонкие стенки, гравитационные или свайные в виде конструкций с передним или задним шпунтом), то их часто называют набережными-стенками. Это сооружения распорного типа. Они имеют в своем составе сплошную стенку. В отличие от них свайные конструкции, перекрывающие береговой откос и не воспринимающие давление грунта или при незначительной ее величине, называют набережными-

эстакадами или свайными эстакадами. Это сооружения безраспорного типа.

Иногда при реконструкции с целью увеличения глубины у причала, восприятия возросших нагрузок перед существующей набережной возводят какое-либо сооружение, например свайную эстакаду, которую в этом случае называют оторочкой. Различные безраспорные сооружения на отдельных опорах (ими могут быть и узкие пирсы), в том числе и на сваях (свайные эстакады и оторочки), часто называют еще и сквозными сооружениями.

Достроечные и судоремонтные причальные сооружения могут быть выполнены различных типов и конструкций, но их характерной особенностью является наличие в верхнем строении развитой системы потерн для инженерных коммуникаций.

Под рейдовым причалом (плавучим или стационарным) понимают сооружения или устройства, с помощью которого можно закрепить судно на расстоянии от берега без связи с ним, в том числе на внутреннем или внешнем рейде.

В настоящее время во многих странах на искусственных островах построено большое количество крупных портовых комплексов — островных портов.

Плавучие заякоренные причалы (плавучие пирсы и набережные, плавучие рейдовые многоточечные и одноточечные причалы и др.) расположены на понтонах и составляют особую группу сооружений. Они широко применяются на реках при больших колебаниях уровня воды в комбинации с откосными причалами, в морских условиях при значительных глубинах, а также, как причалы для пассажирских катеров, в том числе за пределами защищенной акватории порта. В речных условиях иногда используют железобетонные суда с надстройками — дебаркадеры, в которых размещаются помещения для пассажиров, кассы и др. В целом в СССР плавучие причалы чаще всего применяются для обслуживания пассажирских судов. Однако плавучие причалы дороги и неудобны в эксплуатации, поэтому в настоящее время новые причалы в крупных портах строятся без использования дебаркадеров. Плавучие причалы относятся к области судостроения, не являясь по существу гидротехническими сооружениями.

Палами называют сооружения в виде отдельно стоящих стационарных опор (гравитационных, свайных и др.), предназначенных для фиксации судна при стоянке. В частности, палами оборудуют грузовые причалы на реках при откосной форме обделки берега.

Морские и речные откосные причалы иногда оборудуются причальными бычками — отдельными сооружениями небольшой длины. Обычно на причале установлены два бычка, перекрывающие откос и обеспечивающие связь судна с берегом.

На выбор причального сооружения большое влияние оказывают геологические и ледовые условия, амплитуда колебаний уровня воды, волновой режим, сроки и условия строительства, наличие и вид местных строительных материалов и др. Окончательный выбор типа конструкции осуществляется только на основе технико-экономического анализа различных вариантов сооружения.

Проектирование причальных сооружений имеет ряд особенностей, которые зависят от специфических условий их возведения и эксплуатации: от расположения под водой основной несущей конструкции, воздействия значительных эксплуатационных нагрузок, наличия во многих случаях слабых грунтов основания, от агрессивного воздействия на материал конструкции природных факторов и др.

К основным типам гравитационных причальных сооружений, устойчивость которых обеспечивается их собственным весом, относят: набережные из ряжей (деревянных или железобетонных), из массивовой кладки (прямоугольных или фасонных), из массивов-гигантов, уголкового профиля и из оболочек большого диаметра. Обычно сооружения этого типа строятся сборными. За рубежом построено много сооружений монолитных, когда бетонирование осуществлялось на месте. Например, в 1966 г. в порту Гент (Бельгия) построена уголковая контрфорсная набережная высотой 19,5 м. В СССР монолитные сооружения возводились в тех случаях, когда строительство можно осу-

ществить насухо, например, на водохранилищах до их заполнения, и благодаря этому снижалась стоимость сооружений. Одна из таких набережных уголкового типа (без контрфорсов и без анкеровки) свободной высотой 6,5 м была построена в 1940 г. в порту Углич.

В прошлом столетии и в начале XX в. набережные этого типа преобладали во всех портах. Однако за последние 50—60 лет гравитационные сооружения все более и более вытесняются свайными, которые часто оказываются экономичнее.

Гравитационные сооружения и сейчас применяются там, где невозможно или затруднительно погружение опор (скальные грунты, наличие валунов и прочее), в условиях значительных ледовых воздействий, где сквозные сооружения применять в большинстве случаев нельзя, а гравитационные, особенно из массивовой кладки, обладают достаточной долговечностью. В ряде случаев гравитационные сооружения оказываются экономичнее свайных на мягких плотных грунтах.

Сооружения этого типа обычно состоят из трех основных частей: искусственного основания (каменной постели), подводной и надводной части (надстройки).

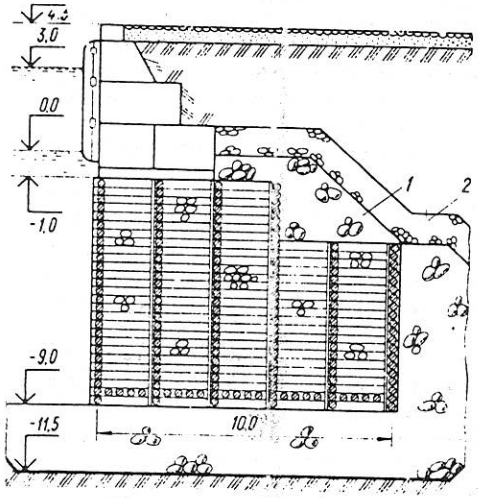


Рис. 7.2. Ряжевая набережная сплошной рубки:
1 — камень; *2* — контрфильтр

Набережные гравитационного типа разделяются по длине на секции сквозными вертикальными температурно-осадочными швами. Такие швы устраиваются также в местах возможной резкой разницы в осадках — в случаях изменения грунтовых условий, примыкания нового сооружения к старому, изменения высоты стенки.

За гравитационными стенками часто устраиваются каменные разгрузочные призмы из камня массой 15—100 кг, служащие для уменьшения активного давления и предотвращения вымывания грунтовой засыпки через швы сооружения. Каменная отсыпь прикрывается слоем обратного фильтра.

Сооружения из массивовой кладки строятся на скальных или плотных малосжимаемых грунтах. Все остальные сооружения могут возводиться и на основаниях средней плотности.

§ 7.2. РЯЖЕВЫЕ НАБЕРЕЖНЫЕ

Из всех видов гравитационных набережных ряжевые конструкции (рис. 7.2) являются самыми старыми.

По сравнению с другими типами гравитационных сооружений ряжи наименее чувствительны к неравномерным осадкам, благодаря чему их можно устанавливать прямо на грунт без каменной постели и делать ряжи длиной до 60 м и более. Они широко применялись в нашей стране (Север, Балтика) и за рубежом (Швеция, Норвегия, Канада, США). В современных условиях эта конструкция считается трудоемкой, дорогой и наименее индустриальной и может применяться в редких случаях (дешевый лес и камень, отсутствие древоточцев, холодный климат, отсутствие индустриальной строительной базы).

В благоприятных условиях под водой долговечность ряжей практически не ограничена. При разборке в годы первой мировой войны ряжевых сооружений Таллиннского порта, построенных еще при Петре I, было установлено, что дерево за два века нахождения под водой нисколько не пострадало.

Как и в оградительных сооружениях, постоянные набережные в нашей стране строились в большинстве случаев из ряжей сплошной рубки русского типа, в то время как за рубежом часто применялись ряжи сквозной рубки американского типа, у которых лицевая стенка обшивалась вторым слоем брусьев. Ряжи сквозной рубки обладают меньшей прочностью и долговечностью, но проще в изготовлении и экономичнее, так как расход леса на 30—35 % меньше. Иногда применяли ряжи смешанной конструкции: фасадная часть ряжа рубилась сплошной, а задняя — с зазорами между венцами.

В строительной практике применялись ряжевые набережные, собранные из отдельных железобетонных элементов. Гипроречтрансом был разработан типовой проект такой набережной, предназначенной для строительства «насухо». Для морских условий подобные конструкции из-за большого количества устанавливаемых под воду элементов являются неперспективными.

§ 7.3. НАБЕРЕЖНЫЕ ИЗ МАССИВОВОЙ КЛАДКИ

В практике мирового портостроения применялись набережные стенки следующих основных типов: трапецеидального профиля, «на стуле», системы Равье, «опрокинутого» профиля, из пустотелых массивов.

Набережные стенки трапецеидального профиля (рис. 7.3, *а*). Исторически массивовые стенки этого типа появились первыми. Начиная с 60-х годов прошлого века, когда появились плавучие краны сравнительно большой грузоподъемности, в наших морских портах на всех бассейнах было построено много сооружений этого типа. В частности, подобные сооружения имелись почти в каждом из черноморских портов.

В первоначальный период постель отсыпалась поверх дна гавани. В последующем для повышения устойчивости основания, а также для полного исполь-

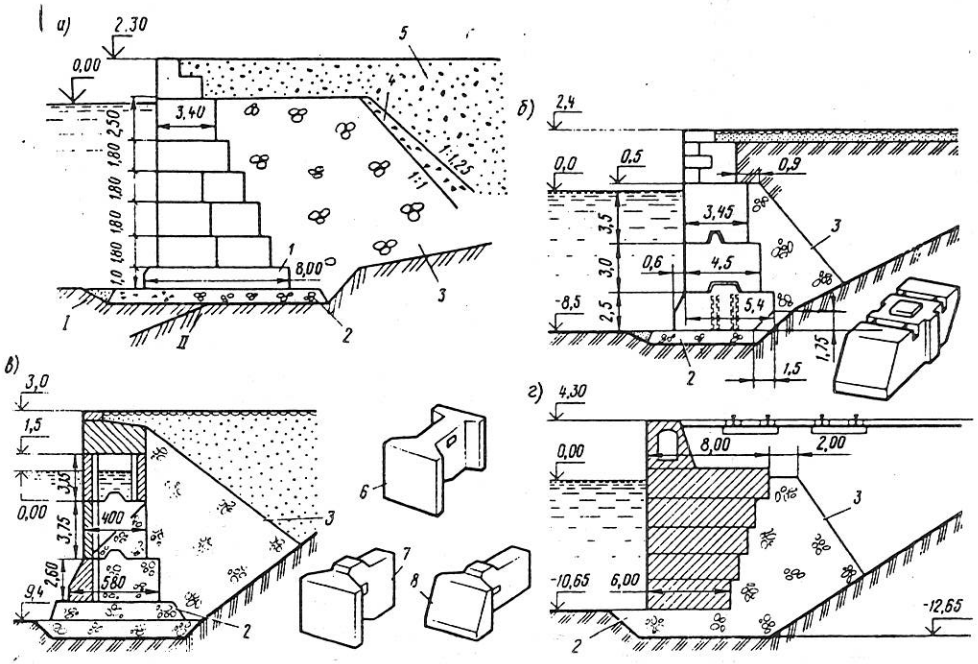


Рис. 7.3. Причальные сооружения из бетонных массивов:
а — трапецеидального профиля; *б* — набережная типа «на стуле»; *в* — набережная из фасонных массивов типа Равье; *г* — набережная стенка «опрокинутого» профиля; *1* — железобетонная плита; *2* — каменная постель; *3* — каменная призма; *4* — контрфильтр; *5* — скальный грунт; *6, 7, 8* — верхний, средний и нижний массивы стенки типа Равье; *I* — суглинок; *II* — скала

зования глубины начали применять заглубленные постели.

В течение многих десятилетий подобные стенки строились с перевязкой всех швов из массивов массой 20—40 т, что вызывало необходимость укладки в нижних курсах по ширине сооружения двух и даже трех массивов. Это приводило к неопределенному и неравномерному распределению напряжений под подошвой и к расстройству кладки, состоящей из многих, не связанных один с другим элементов.

Для предотвращения вымывания грунта через швы кладки каменная разгружающая призма должна быть обязательно прикрыта контрфильтром толщиной не менее 0,4—0,5 м. В массивовых набережных 10—11-го причалов Одесского порта, построенных незадолго перед Великой Отечественной войной, отсутствие контрфильтра на каменной отсыпи привело к аварийным просадкам территории и образованию воронок. Для исправления этого дефекта потребовалось привлечение дополнительных средств.

Основными недостатками стенок трапецеидального профиля являются большой расход бетона (ширина стенки по низу 0,7—0,8 высоты) и неравномерные осадки (расчетная эпюра под подошвой стенки имеет трапецеидальное и даже треугольное очертание). В связи с этим с начала 50-х годов нашего столетия стенки рассматриваемого профиля строить перестали. На рис. 7.3, *а* показана одна из последних набережных этого типа, построенная в Находке в 1950 г. В отличие от своих предшественников здесь предусмотрено устройство нижнего курса массивов в виде сплошной в поперечном сечении железобетонной плиты. Благодаря этому решению, которое было вызвано еще и из-за резкой неоднородности грунтов в поперечном сечении котлована, удалось предотвратить расстройство массивовой кладки и вести форсированную укладку массивов. При толщине постели 2,5 м набережная была построена за 5 мес.

Набережные-стенки «на стуле». В 1926 г. на XIV Международном судоходном конгрессе в Каире анализировался опыт строительства набережной из массивов массой 400 т, построенной в 1921 г. в Алжирском порту. По очертанию массивов нижнего курса сооружение получило название стенка «на стуле».

Впоследствии за рубежом было построено много сооружений подобного профиля: одна из конструкций, осуществленная в 1929 г. в Марселе из массивов массой 80 т, показана на рис. 7.3, *б*. В этой стенке нижний ряд массивов выдвинут вперед: при таком очертании центр тяжести сооружения перемещается в сторону задней грани, благодаря чему осуществляется выравнивание напряжений по подошве. Задняя часть нижнего массива срезана под углом, из-за чего уменьшается боковое давление грунта и, главное, перемещается осевая линия подошвы в сторону передней грани, приближая ее к равнодействующей и уменьшая эксцентриситет. Благодаря этому можно обеспечить практически полную равномерность распределения давления по подошве (в рассматриваемой конструкции у передней грани 0,269 МПа, у задней 0,261 МПа). Среднее же значение напряжений из-за уменьшения ширины подошвы здесь несколько возрастает. Подобное возрастание напряжений следует считать приемлемым, ибо наиболее опасными являются неравномерные осадки. Массивы уложены с перевязкой швов, которая равна половине ширины массива.

Особенностью конструкции является то, что массивы нижних двух курсов имеют зуб в горизонтальных плоскостях, а массивы нижнего курса — еще и гребень в боковой вертикальной грани, благодаря чему в целом повышаются устойчивость и надежность стенки. Стенки подобного профиля строились и в СССР, в частности в Клайпеде.

Стенки рассматриваемого типа экспериментально не изучались. Возможно, что скашивание задней грани нижнего массива не очень существенно повлияет на изменение напряженного и деформированного состояния основания, т. е. не исключено, что деформации сооружения со срезом или без среза задней грани будут мало отличаться.

Набережные-стенки системы французского инженера Луи Равье. На рис. 7.3, *в* показана набережная, построенная в порту Джибутти. Массивы верхнего курса — двутавровой формы, массивы двух нижних курсов — тавровой. Ширина полок всех массивов одинакова и равна 2,95 м, т. е. равна тройной ширине ребер (1 м). Масса каждого из массивов не превышает 45 т. Они снабжены гребнями и пазами, увеличивающими устойчивость на сдвиг по швам кладки между курсами.

В этой стенке массивы укладываются без перевязки швов вертикальными столбами (ширина швов между столбами 5 см). Это может вызвать неравномерную осадку и следует считать недостатком конструкции.

Передняя грань стенки Равье является сплошной. Задняя же грань сплошная лишь в пределах верхнего курса массивов. Таким образом, давление засыпки на полки среднего массива на участке между ребрами тавра исключается, благодаря этому можно облегчить конструкцию стенки, при которой достигается экономия бетона до 50 %.

Модель стенки типа «Равье» изучалась экспериментально в лабораторных условиях. Профиль стенки рационален. Значительное количество подобных набережных построено в западноевропейских и особенно африканских портах. В СССР они не строились, но проектные разработки имелись.

Условия взаимодействия такой стенки с засыпкой достаточно сложны, особенно учитывая наличие замкнутых пространств, образованных полками и ребрами тавров и очертанием каменной отсыпки в этих отсеках в форме откоса. Расчет конструкции следует производить не на погонную длину 1 м, как обычно, а на всю ширину столба. Методика инженерного расчета детально изложена в учебном пособии [1].

Набережные-стенки «опрокинутого» профиля (рис. 7.3, *г*). Идея стенки принадлежит проф. М. Н. Герсеванову. Детальный проект такой набережной был разработан для Туапсинского порта и впослед-

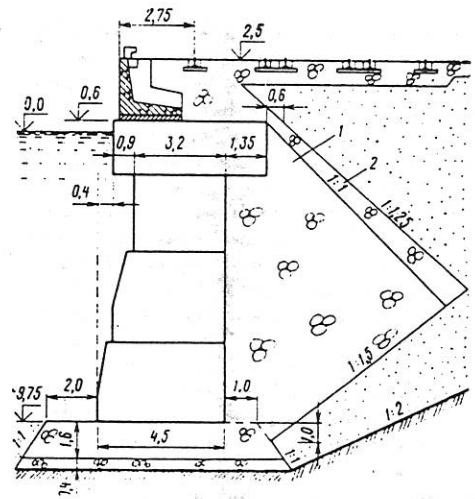


Рис. 7.4. Причальное сооружение из бетонных массивов типа Союзморниипроекта:
1 — камень массой 15—100 кг; *2* — контрфильтр

ствии был доложен на XIV Международном судоходном конгрессе в Каире. Целью проекта этой набережной являлось выравнивание напряжений под подошвой стенки и одновременно уменьшение распора благодаря наклону задней грани стенки в сторону засыпки. Проект набережной не был осуществлен из опасения, что стенка может получить недопустимые деформации в сторону берега до производства засыпки.

Однако та же идея выравнивания напряжений и уменьшения распора засыпки нашла воплощение в массивовой стенке облегченного профиля с разгружающей консолью (рис. 7.4), предложенной в начале 50-х годов и часто называемой стенкой типа Союзморниипроекта. Очертание нижних трех курсов массивов, наличие тылового свеса верхнего курса массивов (и грунта над свесом) имеют целью переместить центр тяжести стенки в сторону территории, а разгружающая консоль уменьшает также и боковое давление засыпки. Масса массивов в стенке достигает 100 т. В продольном разрезе кладка выполнена с перевязкой швов.

По сравнению с набережными трапецеидального типа расход бетона здесь сокращается на 20—25 %. Эти стенки пришли на смену трапецеидальным, и

[1] Лубенов Р. В., Яковлев П. И. Морские причальные сооружения гравитационного типа. Одесса, ОИИМФ, 1968. 198 с.

последние 30 лет набережные из массивов в СССР строились преимущественно этого типа (в частности, они построены в Находке, Новороссийске, Николаеве). Этому способствовал разработанный типовой проект для глубин у причала 11,5; 9,75; 8,25; 7,25; 6,5 и 4,5 м.

Рекомендации по конструированию: отношение наибольшего размера массива в плане к его высоте не более 3 для глубин у причала до 11,5 м и не более 2,5 для глубин 13,0 м и более; отношение наименьшего размера массива в плане к его высоте не менее 1, а для массивов, замыкающих курсы, не менее 0,75; перекрытие швов не менее 0,7 м (допускается уменьшать до 0,5 м, но количество таких перекрытий в продольном разрезе секции не должно превышать 10 % из общего числа); в проектной разделке кладки ширина вертикальных швов должна приниматься между массивами 2 см, для осадочных швов между секциями 5 см.

Набережные из пустотелых массивов (рис. 7.5). Подобные сооружения начали строить в нашей стране с начала 60-х годов (в частности они возводились в Клайпеде и Туапсе). Применялись массивы в форме бездонных коробов и коробов с днищем. В последнем случае густоты заполнялись песком, а для предотвращения его вымыва через горизонтальные швы кладки песок прикрывался слоем гравия толщиной 25 см.

В последние годы Черноморниипроектом были проведены теоретические и крупномасштабные полунатурные исследования, являющиеся для массивовых стенок крупнейшими в мире, и разработано руководство по проектированию [1], где даны методы расчета стенки и приведен численный пример расчета. Для стенок из пустотелых массивов разработан типовой проект. Они успешно конкурируют с набережными типа Союзморниипроекта.

Разработанная Черноморниипроектом конструкция показана на рис. 7.5. Здесь всего два типа массивов; кладка ведется столбами без перевязки швов. Уголковая надстройка выполняется в пределах секции из монолитного железобетона и конструируется с учетом технологических требований и условий прокладки инженерных коммуникаций. Массивы изготавливаются из высокомарочного бетона марки не ниже 250. Допускается их конструктивное армирование.

Рекомендуется применять массивы массой до 100 т, поднимаемых с помощью подъемных рымов, которых должно быть

[1] Руководство по проектированию причальных сооружений из пустотелых массивов. РД 31.31.28—81. М.: В/О «Мортехинформреклама», 1983. 34 с.

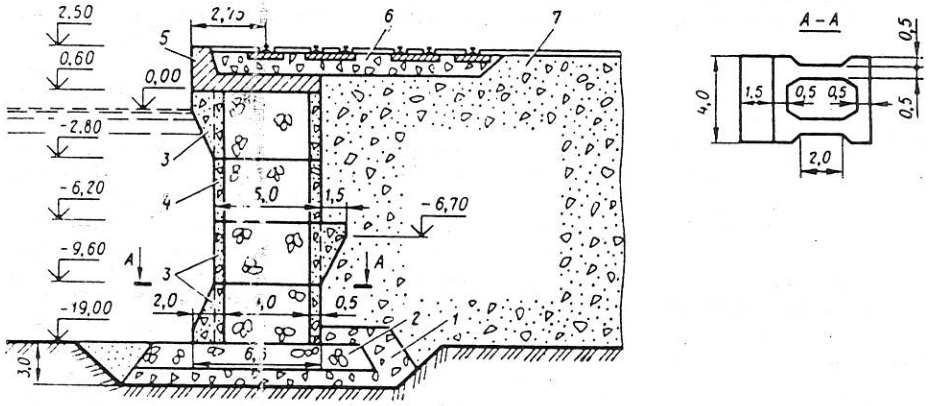


Рис. 7.5. Набережные из пустотелых массивов:
1 — обратный фильтр; *2* — каменная постель; *3, 4* — пустотелые бетонные массивы; *5* — монолитная железобетонная надстройка; *6* — балластный слой; *7* — засыпка

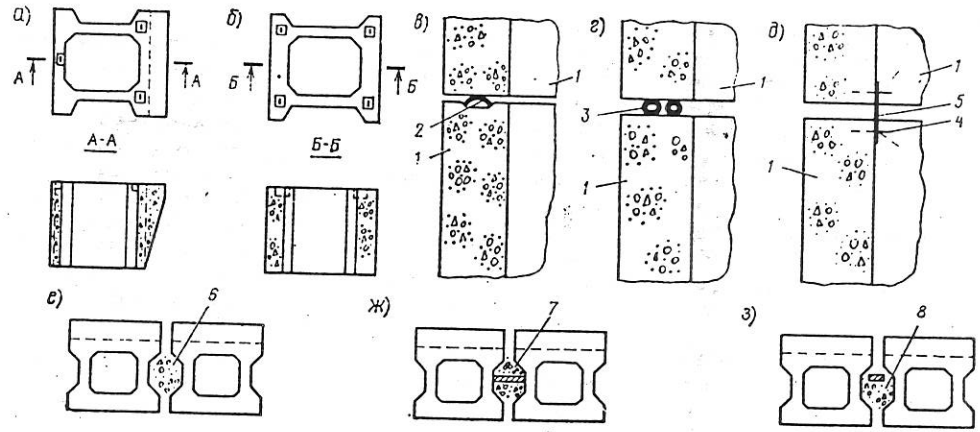


Рис. 7.6. Типы пустотелых бетонных массивов *(а, б)*; варианты уплотнения горизонтальных швов между массивами *(в, г, д)* и вертикальных швов между столбами *(е, ж, з)*
1 — пустотелый массив; *2* — отрезок трубы; *3* — труба резиновая; *4* — штырь; *5* — полимерный материал; *6* — щебеночный фильтр; *7* — двухслойный фильтр из камня и щебня; *8* — железобетонный нащельник и щебеночный фильтр

не менее трех (рис. 7.6, *а*). Внутреннее пространство массивов заполняется щебнем или камнем массой 15—20 кг. Допускается применение песчаного грунта при условии обеспечения грунтонепроницаемости горизонтальных швов и устройства над каменной постелью контрфильтра из щебня.

Грунтонепроницаемость стенки между столбами обеспечивается шпонками, заполняемыми щебнем или камнем массой 15—20 кг и щебнем (рис. 7.6, *е, ж, з*). Для уплотнения горизонтальных (и вертикальных) швов допускается применение полимерных материалов (рис. 7.6, *д*). Засыпку за стенкой рекомендуется осуществлять из местного скального грунта. Возможно применение песчаного грунта при условии обеспечения грунтонепроницаемости горизонтальных и вертикальных швов.

Длина секций принимается 30—35 м для скальных и 20—25 м для нескальных оснований. Ширина вертикальных швов между столбами не должна превышать 4 см, ширина осадочных швов между секциями — не свыше 5 см. Предварительно ширину стенки в основании можно принимать равной половине глубины у причала, высоту массива в 1,5—2 раза меньше его ширины в основании.

Можно предполагать, что в недалеком будущем массивы в глубоководных набережных подобного типа достигнут массы 200—250 т.

На рис. 7.7—7.9 показаны схемы стенок из типового проекта Черноморниипроекта, рассчитанных на нагрузки 0 и I категории в предположении засыпки за стенку скального грунта ($\varphi=36°$; $\gamma=18{,}5$ кН/м³ над водой и $\gamma=10$ кН/м³ под водой) для оснований, сложенных связными ($\varphi=25°$; $C=0{,}015$ МПа) или несвязными ($\varphi=28°$) грунтами. Значения давлений на постель и грунт приведены в табл. 7.1.

Массивы, уложенные наклонными рядами. В частности, такая набережная общей высотой 16,45 м построена в 1931 г. в китайском порту Хулутао. Подобные конструкции, усложняющие производство работ, в СССР не применялись, и перспективы для широкого распространения не имеют.

В целом сооружения из массивовой кладки просты и долговечны, хорошо сопротивляются воздействию льда. Возведение их не требует сложного оборудования. Общая высота сооружений достигает 20 м и более. Однако они материалоемки, трудоемки (большой объем водолазных работ) и дорогостоящи, чувствительны к неравномерным осадкам,

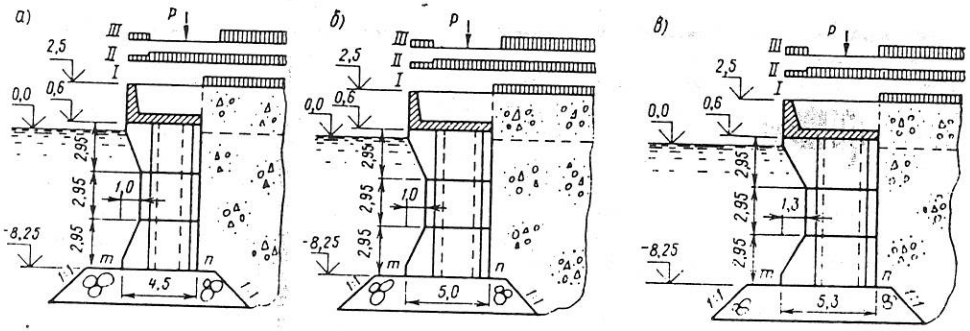


Рис. 7.7. Стенка из пустотелых массивов для глубины 8,25 м:
а, б, в — конструкции с шириной подошвы 4,5; 5,0 и 5,3 м

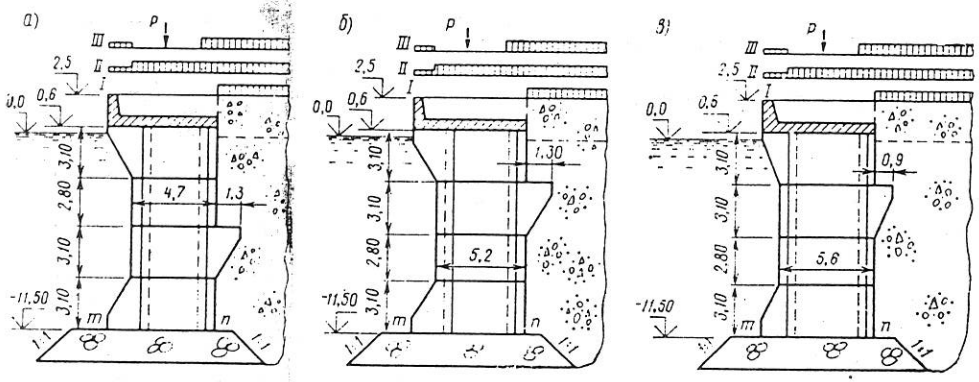


Рис. 7.8. Стенка из пустотелых массивов для глубины 11,5 м:
а, б, в — конструкции с различным расположением массивов

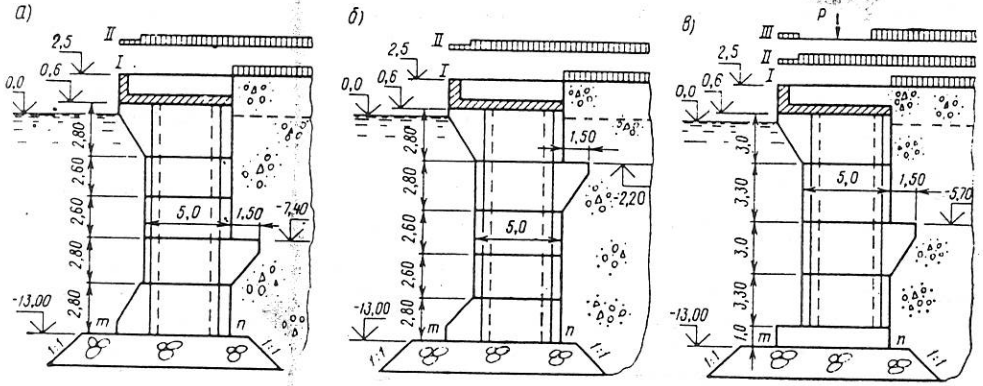


Рис. 7.9. Стенка из пустотелых массивов для глубины 13,0 м;
а, б, в — конструкции с различным расположением массивов

Таблица 7.1

Схема стенки по номеру рисунка	Схема нагрузки	Давление на постель, МПа		Давление на грунт, МПа	
		σ_m	σ_n	σ_m	σ_n
7.7, *а*	I	0,327	0,136	0,222	0,121
	II	0,374	0,206	0,247	0,158
	III	0,43	0,35	0,28	0,234
7.7, *б*	I	0,32	0,16	0,23	0,141
	II	0,37	0,24	0,25	0,19
	III	0,43	0,37	0,29	0,27
7.7, *в*	I	0,28	0,17	0,22	0,15
	II	0,33	0,25	0,24	0,19
	III	0,38	0,36	0,27	0,26
7.8, *а*	I	0,339	0,315	0,265	0,251
	II	0,323	0,403	0,255	0,304
	III	0,348	0,468	0,271	0,343
7.8, *б*	I	0,293	0,336	0,246	0,273
	II	0,398	0,377	0,311	0,299
	III	0,396	0,599	0,311	0,436
7.8, *в*	I	0,394	0,259	0,311	0,229
	II	0,427	0,393	0,332	0,311
	III	0,513	0,518	0,386	0,389
7.9, *а*	I	0,32	0,43	—	—
	II	0,73	0,58	0,27	0,43
7.9, *б*	I	0,33	0,35	—	—
	II	0,35	0,51	0,28	0,38
7.9, *в*	I	0,31	0,19	—	—
	II	0,32	0,27	0,22	0,19
	III	0,37	0,33	0,25	0,23

часто требуют огрузки и, следовательно, длительных сроков строительства. Эти сооружения могут возводиться только на плотных грунтах в основании и при волнении моря не свыше двух баллов.

§ 7.4. НАБЕРЕЖНЫЕ ИЗ МАССИВОВ-ГИГАНТОВ

В причальных сооружениях массивы-гиганты стали применять в начале XX в. При строительстве набережных в нашей стране они впервые были применены в 1915 г. Передний отсек этих массивов-гигантов, установленных на каменную постель и имевших трапецеидальный профиль, заполнялся бетоном, остальные отсеки песком. В это же время понтоны трапецеидального профиля длиной 49 м в большом количестве применялись в Роттердамском порту. Здесь применялось песчаное заполнение всех отсеков, массивы-гиганты устанавливались непосредственно на песчаное основание. Согласно эпюре гидростатического давления толщина наружных стен была переменной: 15 см вверху и 35 см внизу. В инженерной практике применялось также заполнение массивов-гигантов камнем, гравием и песчано-гравийной смесью.

В последующем в Роттердамском порту с целью использования подвижной опалубки стали применять более совершенные массивы-гиганты прямоугольной формы с одинаковой толщиной стенок по всей высоте (рис. 7.10, *а*).

В этой конструкции с помощью землечерпания верхний слой илистого грунта был удален до подстилающего плотного песчаного грунта, и в котлован была отсыпана песчаная постель шириной до 40 и толщиной до 6 м. Подошвы понтонов во избежание размыва песка под ними были заглублены на 1 м относительно дна.

В Гдыне в 1927 г. при строительстве набережной глубиной 10 м применялись симметричные понтоны, имеющие толщину стенки в передней части 35 см и в задней части 20 см и вертикальные стенки без внутренних продольных перегородок. Плита днища толщиной 30 см и шириной 8,2 м имела с морской и тыловой стороны консоли вылетом 1 м. В верхней части внутренние поперечные перегородки имели обширные проемы, благодаря чему уменьшался объем бетона и повышалась остойчивость понтона на плаву. Массивы-гиганты длиной 18,15 м устанавливались на каменную постель и заполнялись песком. Засыпка за стенку также осуществлялась из песчаного грунта.

Хотя симметричные понтоны удобны для буксировки и установки на постель, однако в строительной практике наиболее широкое применение получили массивы-гиганты несимметричного про-

филя, преследующие основную цель — придать сооружению наибольшую устойчивость при относительно наименьшем расходе железобетона. На рис. 7.10, *б* показана конструкция набережной, построенной в 1932 г. в Клайпедском порту. Фундаментная плита массива-гиганта имеет уширение с внутренней стороны с вылетом 2,6 м, снабженное контрфорсом. Принятый профиль является эффективным. Он обеспечивает уменьшение напряжений на грунт и повышение устойчивости сооружения благодаря пригрузки консольной части днища грунтом. Таким образом, положительный эффект здесь обеспечивается вследствие уширения подошвы без существенного увеличения объема железобетона в сооружении. Толщина внутренних перегородок и расположенных в одной плоскости с ними контрфорсов 20 см, расстояние между перегородками в свету 1,75 м. Размеры отдельных элементов понтона длиной 21,75 м подобраны так, чтобы при буксировке и установке на постель он оставался в вертикальном положении.

При строительстве причальной набережной в Перми в 1963 г. применялись массивы-гиганты длиной 17,3 м (рис. 7.10, *в*), собираемые из 60 плоских тонкостенных плит 17 типоразмеров. Лицевая плита понтона выполнена из предварительно напряженного, остальные плиты из обычного железобетона. Плиты соединялись с помощью закладных деталей (1632 шт. на один понтон) по линиям стыкования. Стыки омоноличивались торкрет-бетоном и бетонной смесью на быстротвердеющем цементе. Масса понтона 250 т, осадка на плаву 2,2, м.

Надстройка состоит из предварительно напряженных плит шириной 3,15 м с двумя вертикальными ребрами. Каждая плита надстройки анкеруется за поперечные диафрагмы понтона двумя плоскими тягами сечением 20×150 мм. Плиты нижним концом опираются на расположенные через 1,54 м поперечные диафрагмы понтона и прикрепляются к ним с помощью сварки закладных частей. Грунтонепроницаемость швов между плитами надстройки достигается с помощью металлических пластинок, привариваемых к обрамляющим уголкам железобетонных плит надстройки.

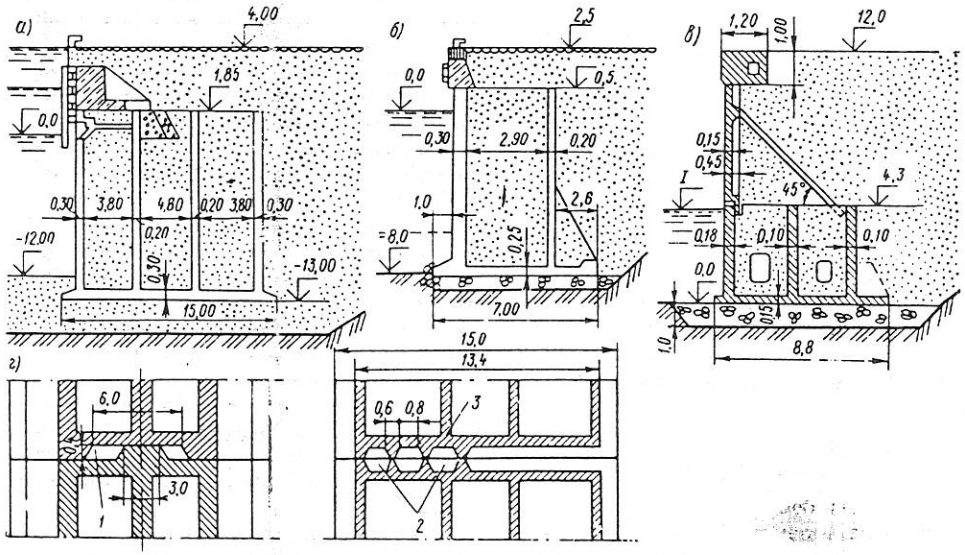


Рис. 7.10. Набережные из массивов-гигантов:

а — симметричного профиля без каменной постели; *б* — несимметричного профиля; *в* — с надстройкой из заанкерованных сборных элементов; *г* — варианты уплотнения швов между массивами-гигантами; *1* — заполнение бетоном в мешках или по методу вертикально перемещающейся трубы после осадки; *2* — заполнение гравием; *3* — верхний массив-гигант; *I* — строительный уровень

Понтоны устанавливались на постель таким образом, чтобы зазор в свету между плитами продольных стенок и днища двух соседних понтонов составлял 5 см. Этот зазор между лицевыми плитами перекрывался железобетонными нащельниками, оклеенными битумными матами. Пространство между торцовыми стенками соседних понтонов шириной 30 см, имеющее вид замкнутой коробки, заполняется трехслойным обратным фильтром. Массивы-гиганты и пазухи за набережной заполнялись песчано-гравийной смесью. Возведение подобных конструкций возможно при низких строительных уровнях воды.

Как видно из изложенного, конструктивные типы набережных из массивов-гигантов претерпели значительные изменения. Имеются большие возможности их дальнейшего совершенствования и, в частности, в форме сборных массивов-гигантов. Однако применение их в морских условиях возможно лишь при условии обеспечения надежной защиты стыков от агрессивного воздействия среды.

В рассматриваемых набережных между массивами-гигантами стыков сравнительно мало, поэтому имеется возможность тщательного выполнения работ по уплотнению швов и, следовательно, обойтись без каменной призмы, которая может быть отсыпана с целью уменьшения давления грунта, если это оправдывается экономически. Конструкция стыка должна обеспечить грунтонепроницаемость, возможность независимой осадки массивов-гигантов и прочность примыкающих к стыку конструктивных элементов понтона при неравномерных осадках. В строительной практике применялось много различных конструкций стыков. Две из них показаны на рис. 7.10, *г*. Первый стык рекомендуется применять при плотных грунтах основания, второй — при более слабых грунтах.

Длина применявшихся в морских условиях массивов-гигантов в зависимости от несущей способности грунта основания и условий спуска колебалась от 10 до 50 м, толщина наружных стенок от 15 до 60 см, днища от 25 до 50 см. В предварительном порядке для средних условий можно принимать: длину массивов-гигантов 15—25 м, толщину днища до 30—40 см, наружных стенок до 30 см, внутренних 15—20 см, размер отсеков в плане вдоль массива 2—3,5 м, поперек 3—4 м и более, вылет консолей плиты днища до 1 м (при большем вылете консоли необходимо укрепить контрфорсами).

В мировом портостроении и в настоящее время массивы-гиганты продолжают оставаться одной из самых распространенных конструкций. Благодаря их использованию сокращаются сроки строительства по сравнению с массивовой кладкой, уменьшается длительность морских работ, возникает возможность возводить причалы практически любой глубины (до 25 м и более), уменьшается расход бетона и не требуется применения плавучих кранов.

Однако массивы-гиганты являются достаточно дорогостоящими конструкциями, особенно учитывая высокую стоимость спусковых устройств. Поэтому применение массивов-гигантов оправдано лишь при большом объеме работ и при наличии перспективы дальнейшего их применения в данном районе. Для установки массивов-гигантов необходимо тщательное ровнение постели. В тяжелых ледовых условиях должны приниматься специальные меры для защиты стенок массива-гиганта в зоне переменного уровня. В морских условиях при строительстве набережных и оградительных сооружений с начала 40-х годов массивы-гиганты в СССР не применялись.

§ 7.5. НАБЕРЕЖНЫЕ УГОЛКОВОГО ТИПА

В течение многих десятилетий в гражданском и промышленном строительстве применяются подпорные стенки уголкового профиля: контрфорсные, у которых контрфорсы связывают лицевую плиту с фундаментной, и консольные, когда лицевая ограждающая плита консольно закреплена в фундаментной. В последние 30 лет стенки этого типа стали широко применяться для возведения набережных (рис. 7.11).

Для строительства «насухо» Гипроречтрансом в 1954—1958 гг. были разработаны типовые проекты двух типов сборных железобетонных уголковых набережных высотой до 9 м: тип I с внутренней анкеровкой и тип II с внешней анкеровкой.

Характерной особенностью уголковых стенок с внутренней анкеровкой является то, что они создают значительное неравномерное давление на грунт. Анкер «приподнимает» тыловую часть фундаментной плиты, и контактное давление здесь уменьшается, а под передней частью увеличивается.

В набережной же типа II (с внешней анкеровкой) обеспечивается почти равномерное распределение давления на основание, поэтому при прочих равных условиях ширина фундаментной плиты может быть на 25—30 % меньше, чем в набережной с внутренней анкеровкой. В остальном конструкция стенки типа II отличается главным образом только близким к горизонтальному расположением анкера и наличием анкерной опоры.

В морских условиях уголковая набережная из сборных железобетонных элементов с внешней анкеровкой была впервые построена в 1962 г. в порту Ильичевск.

Для морских набережных глубиной 9,75 м были выполнены детальные проектные проработки уголковой стенки с внутренней анкеровкой с предварительно напряженной лицевой плитой толщиной 40 см. Особенностью стенки является конструкция фундаментной безреберной плиты толщиной 60 см из напряженного железобетона: на ширине 8 м эта плита опирается на каменную постель; хвостовая часть плиты шириной 2 м, за которую крепится анкер, приподнята над постелью и не опирается на основание. Эта часть плиты, воспринимая давление от засыпки сверху, способствует выравниванию эпюры напряжений в основании.

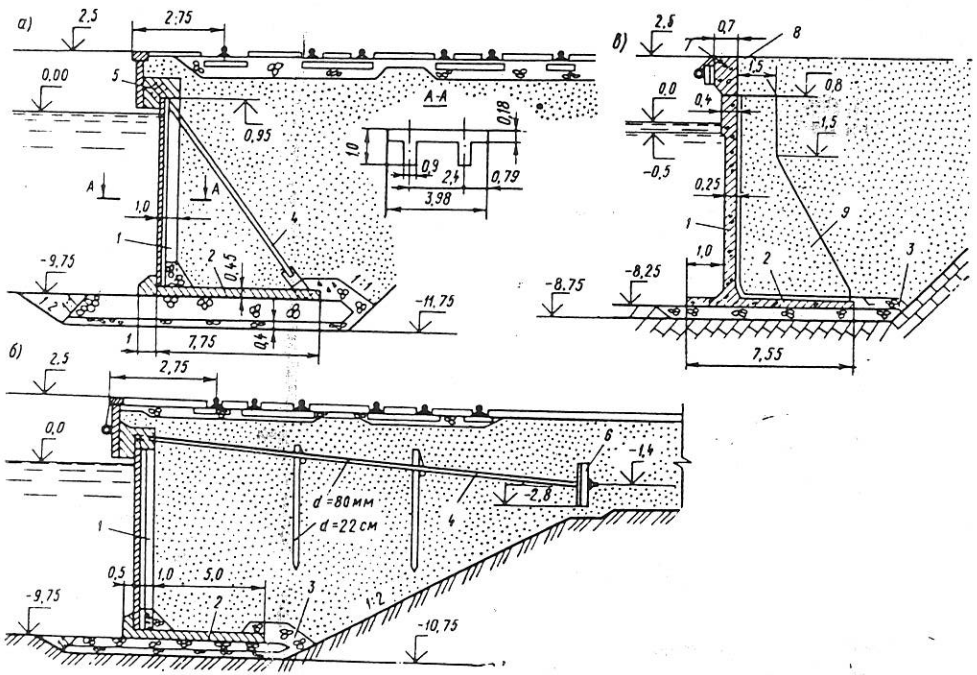


Рис. 7.11. Причальные сооружения уголкового типа:

а — с внутренней анкеровкой; *б* — с внешней анкеровкой; *в* — контрфорсная; *1* — лицевая плита; *2* — фундаментная плита; *3* — обратный фильтр; *4* — анкерная тяга; *5* — шапочный брус; *6* — анкерная плита; *7* — монолитный оголовок; *8* — монолитная часть контрфорса; *9* — контрфорс

В 1962 г. Союзморниипроектом была начата большая работа по унификации элементов морских гидротехнических сооружений. Из гравитационных причальных сооружений детальной разработке подверглись только три варианта стенок для глубин 11,5; 9,75 и 8,25 м: уголковая стенка с внешней анкеровкой (вариант Г-1) и два типа уголковых контрфорсных стенок (варианты Г-2 и Г-3).

Выше были кратко рассмотрены тенденции развития уголковых набережных. Без всестороннего изучения предшествующего опыта проектирования и строительства сооружений какого-либо типа нельзя эффективно вести работу по дальнейшему совершенствованию конструкции.

В настоящее время имеются разработанные Черноморниипроектом достаточно совершенные проекты уголковых набережных. На рис. 7.11, *а* показана набережная с внутренней анкеровкой для глубин 6,5; 8,25; 9,75 и 11,5 м. Ширина элементов вдоль кордона для всех глубин 398 см. Лицевые плиты выполняют из предварительно напряженного железобетона для глубин 9,75 и 11,5 м или из предварительно напряженного и ненапряженного железобетона для глубин 6,5 и 8,25 м. Фундаментную плиту прямоугольного сечения изготовляют из напряженного железобетона. Каждый анкер, покрываемый противокоррозийной битумной изоляцией, состоит из двух стальных полос, сечение которых определяется расчетом. Блоки набережной, т. е. лицевые и фундаментные плиты, связанные анкерными тягами, собираются на берегу и с помощью плавучего крана устанавливаются «в воду» на подготовленную постель. Учитывая жесткие требования к ровнению, под уголковые стенки допускается устройство гравийных постелей, но при условии применения защитных мероприятий против подмыва стенки. Набережная такой конструкции построена на широком пирсе Новороссийского порта. В целом монтаж ее проще, чем стенки с внешней анкеровкой: сокращается объем подводных работ, уменьшается время работы плавучих кранов и в целом снижается стоимость строительства причала.

Основным отличием уголковой набережной с внешней анкеровкой (рис. 7.11, *б*) является то, что их лицевые плиты соединяются при помощи анкеров со специальными анкерными плитами. Эти сооружения не являются гравитационными, так как их устойчивость обеспечивается не только благодаря собственному весу конструкции и весу грунта, но и благодаря наличию анкера. Эти сооружения можно отнести к сооружениям смешанной конструкции в отличие от уголковых стенок с внутренней анкеровкой и контрфорсных, которые являются гравитационными сооружениями. Набережные с внешней анкеровкой имеют близкое к равномерному распределение напряжений в основании, поэтому могут быть возведены на менее прочных грунтах, чем стенки с внутренней анкеровкой и контрфорсные.

Достаточно совершенная конструкция уголковой контрфорсной набережной, построенной в 1967 г. на широком пирсе № 2 Новороссийского порта, показана на рис. 7.11, *в*. Блок шириной вдоль кордона 4 м, массой 74 т состоит из трех омоноличенных с помощью козлового крана грузоподъемностью 125 т ненапряженных элементов: лицевой и фундаментной плит и контрфорса. Толщина контрфорса 20 см, толщина фундаментной плиты 20 см у швов между плитами и 50 см под контрфорсами и под лицевой плитой. Секции, состоящие из 6 блоков, разделены температурно-осадочными швами шириной 5 см. Тумбовый массив образуется уширением оголовка до 1,4 м.

Толщина постели, образованной в скальном грунте, была переменная от 0,5 до 2,5 м. После разрыхления шпуровыми зарядами грунт разрабатывался многочерпаковыми снарядами.

Зазоры между лицевыми плитами перекрывали завесами из двух слоев гидрорерина толщиной по 4 мм, шириной 80 см (рис. 7.12). Верхние края полотнищ гидрорерина заделываются в бетон надстройки. Швы между фундаментными плитами перекрываются двумя слоями полос из гидрорерина. Уплотнение швов лентами из гидрорерина индустриально и экономично и может применяться для

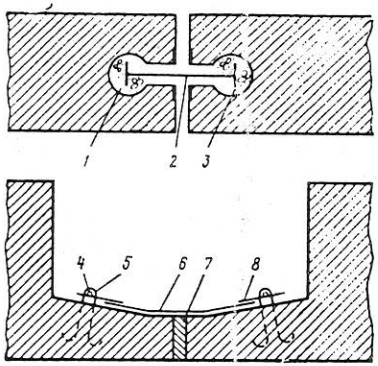


Рис. 7.12. Типы перекрытия швов между лицевыми плитами уголковых набережных:

1 — трубы с прорезью; *2* — двутавр; *3* — щебень; *4* — металлические клинья $d=30$ мм *5* — заделанные в бетон скобы; *6* — два слоя гидроэрина; *7* — доска в зоне переменного уровня; *8* — металлические прижимные планки 400×10 мм

всех набережных при условии, что за ними нет гидростатического давления воды. При возникновении гидростатического давления с внутренней стороны швы можно уплотнить двухслойным щебеночным обратным фильтром.

Черноморниипроектом разработана конструкция глубоководной уголковой набережной для глубин до 18—20 м, состоящая из фундаментного блока (фундаментная плита с двумя контрфорсами) и железобетонной лицевой стенки, в верхней части соединенной двумя анкерами с анкерной плитой. Лицевая стенка может быть выполнена также в виде панели из металлического шпунта. Особенностью конструкции является то, что лицевая стенка опирается на верхнюю часть контрфорса и анкеруется за контрфорс на этом уровне. Часть лицевой стенки в пределах высоты контрфорса «работает» как консоль. При принятой схеме анкеровки уменьшаются пролет лицевой стенки и изгибающий момент в ней. Для предварительных расчетов такой стенки рекомендуется принимать: ширину фундаментной плиты (перпендикулярно кордону) $0{,}5\,H$ (H — глубина причала); высоту контрфорса $0{,}3\,H$; толщину лицевой плиты 0,20 м; толщину фундаментной плиты 0,5 м; толщину контрфорса 0,3 м.

Детальные указания по конструированию и расчету конструкции имеются в Руководстве по проектированию [1].

В целом к достоинствам уголковых набережных относятся индустриализация и простота изготовления элементов, малая материалоемкость (по сравнению с сооружениями из массивовой кладки расход бетона примерно в 3 раза меньше), экономичность (полное использование прочности элементов и обеспечение устойчивости стенки благодаря пригрузки грунтом фундаментной плиты), максимальная сборность, малая трудоемкость и высокие темпы строительства. К недостаткам следует отнести высокую чувствительность к неравномерным осадкам, необходимость в ряде случаев в дополнительных мерах защиты тонкостенных элементов, например, при ледовых воздействиях и значительное количество зазоров в вертикальной стенке, из-за чего требуется особо тщательное выполнение работ по обеспечению грунтонепроникаемости швов.

§ 7.6. НАБЕРЕЖНЫЕ ИЗ ОБОЛОЧЕК БОЛЬШОГО ДИАМЕТРА

Оболочки (цилиндрические, полигональные, овальные, эллиптические) — тонкостенные пространственные системы, представляющие собой исключительно прочную конструктивную форму, начали применяться в морской гидротехнике недавно, с начала 50-х годов. Рассматриваемые сооружения состоят из двух основных элементов: оболочки и надстройки. Полигональные проектируются обычно в форме многоугольника, вписанного в круг.

В СССР впервые оболочки были применены в Риге (проект Гипроречтранса) в 1963—1965 гг. при строительстве набережной глубиной 5 м. Оболочки диаметром 5,5 м с толщиной стенок 12 см (в верхней части 25 см) изготавливали на берегу способом пневмобетона. Швы между оболочками перекрывались достаточно надежно путем бетонирования методом вертикально перемещающейся трубы пространства между двумя щитами, соединенными тяжами.

В 1965 г. по проекту Гипрорыбпрома в Клайпеде построена набережная с разгружающей плитой (рис. 7.13), оболочки для которой массой 83,6 т готовились методом пневмобетона и устанавливались в прорезь дна, вырытую многочерпаковым снарядом. После установки оболочка огружалась двумя массивами массой по 50 т до полного затухания осадок, которое, как правило, заканчивалось в течение не более 3 сут. Оболочки устанавливались с разрывом 0,3 м. Уплотнение стыков между оболочками было осуществлено так же, как и в набережной в Риге: расстояние между щитами опалубки перпендикулярно кордону было 2,5 м, края щитов оббивали брезентовыми подушками, заполненными паклей.

На оболочках бетонировали монолитные опорные кольца *1*, устанавливали уголковую надстройку *2*, консольные балки *3*, имевшие шаг 3,35 м. На выступающие полки консольных балок устанавливали разгружающие плиты *4*. В тыловой части консольные балки имели тавровое сечение. В местах установки швартовных тумб устраивались монолитные тумбовые массивы. Построенная набережная оказалась на 20—25 % экономичнее запроектированных для тех же условий конструкций из пустотелых массивов и массивов-гигантов.

Следует заметить, что в дальнейшем в СССР метод пневмобетонирования из-за его трудоемкости, нестабильной плотности бетона и повышенного расхода раствора вследствие отскока при набрызге перестали применять. Однако можно полагать, что для изготовления небольшого количества оболочек этот метод является вполне целесообразным.

Впервые в СССР разработанные ВНИИГСом сборные оболочки диаметром 3 м, толщиной 12 см были применены в 1962 г. при сооружении опор поперечного слипа базы вторчермета в Ленинграде. Оболочка состояла из четырех скорлуп, омоноличиваемых на берегу в кондукторе с помощью петлевых стыков.

В 1969 г. в Астрахани был построен причал со свободной высотой 7 м из полигональных оболочек с диаметром описанного круга 7,5 м, заглубленных в грунт на 1,5 м. Оболочка собиралась из 12 железобетонных плоских плит шириной 2 м и толщиной 20 см с металлическими замками из угловой стали на концах.

Подобные конструкции из собираемых на месте полигональных оболочек могут возводиться с зазором между оболочками или с общей плитой для обеих соседних оболочек. Возводить такие конструкции целесообразно в речных условиях при отсутствии плавучих кранов большой грузоподъемности.

Наряду с членением по вертикали, когда сборка оболочек выполняется из отдельных скорлуп или плоских плит, высота которых равна высоте оболочки, применяется также разрезка оболочек

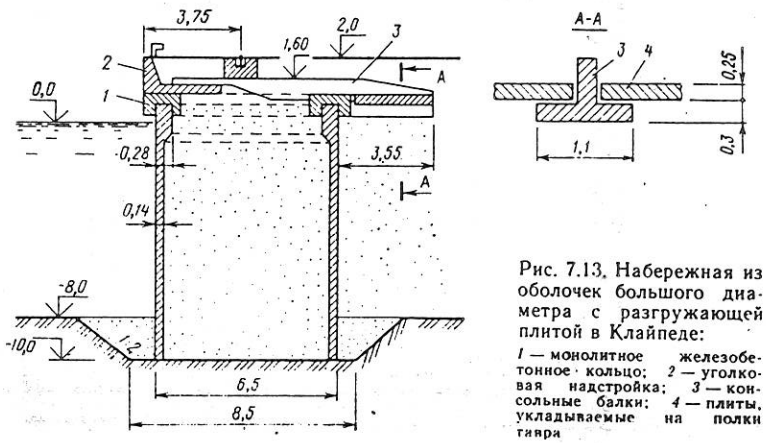


Рис. 7.13. Набережная из оболочек большого диаметра с разгружающей плитой в Клайпеде:

1 — монолитное железобетонное кольцо; *2* — уголковая надстройка; *3* — консольные балки; *4* — плиты, укладываемые на полки ригеля

[1] Руководство по проектированию глубоководных причальных сооружений уголкового типа, РД 31.31.04—79. М.: ЦРИА «Морфлот», 1981. 43 с.

по высоте горизонтальными швами, благодаря чему уменьшается вес монтажных элементов и можно использовать краны меньшей грузоподъемности.

В 1970 г. в Баку построена набережная высотой 7,8 м из оболочек диаметром 7 м с толщиной стенок 14 см, устанавливаемых в заранее разработанную траншею глубиной 1,3 м.

В 1969 г. по проекту Гипрорыбпрома в Севастополе построен причал на оболочках диаметром 10,5 м, состоящий из десяти плоских железобетонных плит 6,7×3,27×0,2 м (рис. 7.14), к торцам которых для предотвращения скалывания бетона от возможных концентраций напряжений при опирании оболочки на камень постели приваривали стальные листы толщиной 10 мм.

Плиты армировали двумя сетками. По длинным сторонам каждой плиты к стержням приваривали стальные полосы 670×8×0,8 см. Оболочки собирали на полигоне в кондукторе, представляющем собой десятигранную пространственную ферму, имеющую нижние и верхние винтовые упоры, с помощью которых обеспечивается проектное положение плит. После монтажной электросварки кондуктор с помощью крана извлекали из собранной оболочки. Стыки плит бетоном не смоноличивали. Их сваривали с внутренней стороны оболочки стальными накладками длиной 170 мм, с шагом 400 мм по высоте, а с наружной — стальную полосу приваривали на всю высоту, после чего стыки изолировали эпоксидной мастикой двумя слоями толщиной 1—2 мм.

Оболочки массой 112 т устанавливали на постель, выровненную с точностью ±3 см с уклоном 0,01 в тыловую сторону.

Конструкция грунтонепроницаемого стыка между оболочками показана на рис. 7.14, *в*. Блок из двух железобетонных плит собирают на берегу и с помощью плавучего крана устанавливают в стык между оболочками.

Трестом «Крымморгидрострой» за 1969—1977 гг. в Севастополе введено в эксплуатацию свыше 700 м причальных сооружений из сборных оболочек большого диаметра. На рис. 7.15, *а* показана конструкция оболочки, собираемой из десяти криволинейных плит шириной 2,96 м.

Каждая из скорлуп бетонируется в горизонтальном положении выпуклостью вниз. Для подъема плит и перевода в вертикальное положение был сконструирован кантователь.

Оболочку собирали из скорлуп на береговой монтажной площадке с помощью сконструированного жесткого металлического цилиндрического кондуктора массой 24 т. К концам поперечных стержней скорлуп были заранее приварены ме-

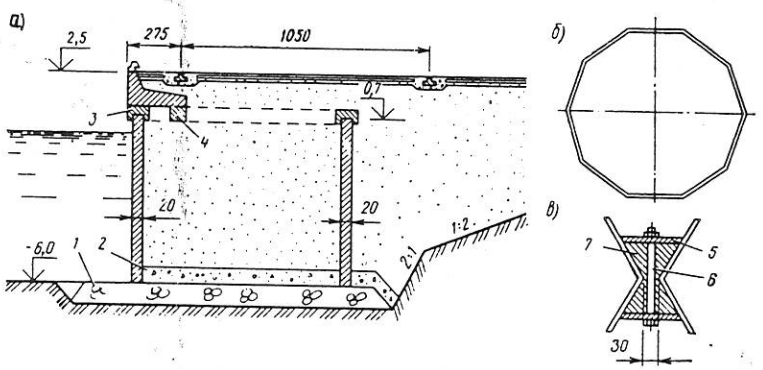


Рис. 7.14. Набережная в Севастополе из оболочек большого диаметра, собранных из плоских плит:

а — поперечный разрез; *б* — оболочка в плане; *в* — стык между оболочками; *1* — постель из камня массой 15—100 кг в котловане, образованном взрывным способом в скальном грунте; *2* — двухслойный щебеночный контрфильтр толщиной 60 см; *3* — монолитное железобетонное кольцо шириной 80 и высотой 50 см; *4* — продольная балка; *5* — сборные железобетонные плиты 6,7×3,27×0,2 м; *6* — болты диаметром 24 мм, длиной 3 м в количестве 6 шт.; *7* — подводный бетон, укладываемый методом ВПТ (между секциями в температурно-осадочных швах расположен щебень)

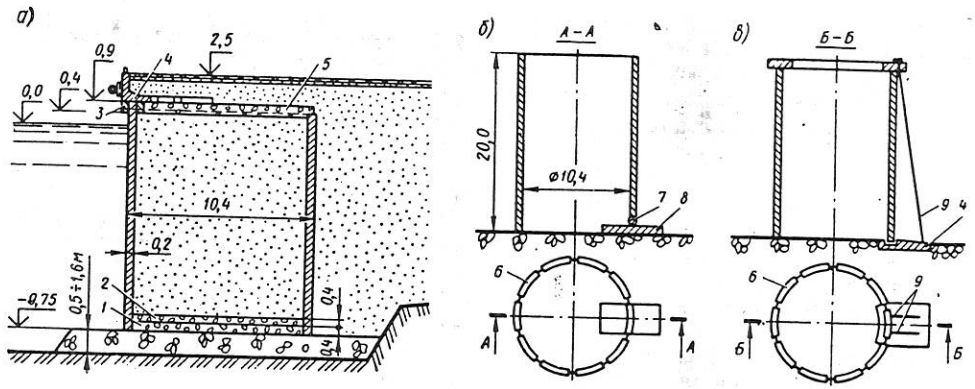


Рис. 7.15. Сооружения из оболочек большого диаметра:

а — набережная, построенная в Севастополе из скорлуп длиной на всю высоту оболочки; *б, в* — оболочки с горизонтальным анкером — двух- и одноконсольным; *1* — нижний слой обратного фильтра из щебня 40—70 мм; *2* — верхний слой из щебня 5—20 мм; *3* — опорное монолитное полуплиты оболочки; *7* — шарнир; *8* — анкерная плита; *9* — тяги, закрепленные за опорное кольцо в анкерную плиту

таллические пластины 235×100×10 мм. При сборке оболочки на шести стыках, обращенных в сторону моря, к этим пластинам по всей высоте оболочки приваривали сплошную стальную полосу шириной 220 мм, толщиной 10 мм, благодаря чему обеспечивалась грунтонепроницаемость стыков между скорлупами. На четырех стыках, обращенных в сторону берега, приваривали к пластинам накладки 120×120×10 мм. Стыки между скорлупами, обращенные в сторону моря, изолировали двумя слоями эпоксидной мастики. Стыки, обращенные в сторону берега, покрывали кузбасслаком.

К месту строительства оболочку доставляли на понтоне грузоподъемностью 800 т, устанавливали на тщательно выровненную каменную постель с помощью двух плавучих кранов грузоподъемностью по 100 т. При этом использовали сконструированную кольцевую траверсу с 20 подвесками (в каждой скорлупе два подъемных рыма). Длина и натяжение подвесок регулируются с помощью штурвалов винтовых устройств траверс.

Сборное верхнее строение имеет распластанную в плане конструкцию в соответствии с очертанием пространства между оболочками в плане. Благодаря разрезке элементов верхнего строения по длине была обеспечена независимость осадки отдельных оболочек. В необходимых случаях с целью уменьшения концентрации волнового воздействия предусматривается установка в стыках между оболочками сборного блока с наклонной морской гранью. С увеличением глубины эта грань приближается к продольной оси оболочек.

В этой конструкции на установку оболочек на 100 м причала требуется только 18 циклов работы плавучего крана, в то время как при сооружении набережной из бетонных массивов необходимо 278 циклов. Стоимость 1 м причала из оболочек оказалась на 15—20 % меньше стоимости 1 м причала уголковой конструкции.

К недостаткам этой конструкции относятся недостаточная монтажная жесткость оболочек, собираемых из скорлуп, и большое число стыков.

Устойчивость оболочек на сдвиг обычно обеспечивается с большим запасом. С возрастанием глубины воды диаметр оболочки из условия обеспечения ее устойчивости на опрокидывание быстро возрастает. Увеличить устойчивость на опрокидывание можно по схеме рис. 7.15, *б*. При этом технология изготовления и монтажа остается неизменной. Недостатком является наличие растягивающих напряжений в части оболочки, примыкающей к шарниру. В другом вариан-

те (рис. 7.15, *в*) оболочка в своей тыловой части свободно опирается на анкерную плиту. В этой конструкции оболочка может быть как с вертикальным членением, так и с горизонтальной разрезкой.

Причал достаточно совершенной конструкции из оболочек большого диаметра с горизонтальным членением сооружен по проекту Черноморниипроекта при реконструкции Восточного пирса Новороссийского порта в 1975 г. (рис. 7.16).

Причал возведен на коренных породах — тугопластичных суглинках при толщине постели 2—4 м с учетом воздействия волн (h=1,2 м, L=80 м), с заполнением внутренней полости оболочек и тыловой засыпки за оболочками из местного камня массой около 15—100 кг. Крупность верхнего слоя щебеночного контрфильтра в районе надстройки 5—40 мм, нижнего 50—150 мм. Вертикальные швы между оболочками имеют зазор до 40 см и перекрываются сборными железобетонными нащельниками (рис. 7.16, *б*), благодаря чему устраняется необходимость в трудоемких работах по подводному бетонированию стыка.

Два звена оболочки имеют одинаковые размеры (толщина 20 см и высота 6 м) и отличаются один от другого армированием и маркой бетона. Диаметр кольцевой рабочей двухрядной арматуры нижнего звена 18 мм, шаг 15 см, распределительной двухрядной вертикальной 10 мм и 20 см, расход стали на звено 9377 кг, на верхнее звено 5837 кг, общая масса звена 99,8 т. На верхний торец нижнего звена наклеивали полосу транспортерной ленты шириной 20 см, благодаря чему обеспечивалось уплотнение горизонтального шва между звеньями.

Стоимость строительства 1 м причала составила 8,3 тыс. р., что на 19 % меньше стоимости аналогичного причала из массивовой кладки. Изготовление оболочек и их монтаж выполнялись по достаточно совершенной технологии.

Оболочки большого диаметра впервые были применены в порту Гавр в 1947—1949 гг. Набережная свободной высотой 14,8 м возводилась из оболочек диаметром 9 м, заглубленных в грунт на 6—10 м. В стенах оболочки толщиной 0,82 м имелось 36 отверстий диаметром 0,6 м, через которые производились разработка и выемка грунта с помощью грейферов. Оболочка погружалась под действием собственного веса и пригрузки рельсовыми пакетами массой 400 т. При необходимости пригрузки можно было увеличить до 800 т. Вверху оболочки объединялись монолитной надстройкой с разгрузочной плитой.

Аналогичный метод погружения в грунт на 4—5 м оболочек с отверстиями в стенках путем рыхления и выемки грунта с помощью многочелюстных грейферов и эрлифтов, не нарушавших плотность

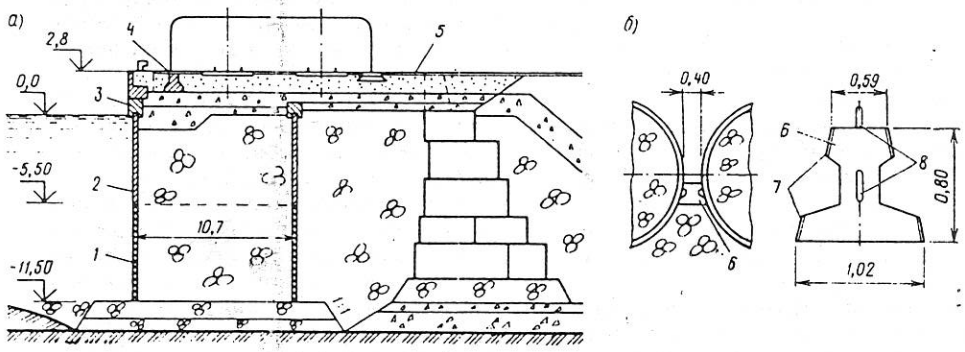


Рис. 7.16. Причал в Новороссийске из оболочек большого диаметра с горизонтальным членением:

а — поперечный разрез; *б* — уплотнение шва между оболочками; *1* — нижнее звено; *2* — верхнее звено; *3* — монолитное опорное кольцо шириной 30—50 см и высотой 86—120 см; *4* — подкрановые балки таврового сечения высотой 135 см и длиной 1108 см; *5* — плиты покрытий двух типов 160×123×14 см и 200×290×16 см; *6* — нащельник; *7* — уплотнение в виде наклеенных полос из транспортерной ленты; *8* — петля

грунтовой пробки внутри оболочки, применялся в этом порту и при строительстве второй набережной длиной 600 м в 1953 г. Набережная свободной высотой 21,5 м имела сборно-монолитную ребристую разгружающую плиту вылетом 5,75 м. Шаг между балками в направлении вдоль кордона, 6,25 м, толщина плит, уложенных между балками, 0,5 м. Оболочки диаметром 11 м выше уровня дна ничем не заполнялись. Зазор между оболочками перекрывался замковым соединением, состоящим из двух фасонных железобетонных свай с заполнением колодцев между двумя замковыми сваями и между сваями и оболочкой бетоном (щебнем) (рис. 7.17).

В связи с тем что оболочки массой 540 т должны были устанавливаться с помощью плавучего крана грузоподъемностью 200 т, была принята трехстадийная схема их изготовления. Нижняя часть оболочки высотой 4 м бетонировалась на территории причала, а затем с помощью плавучего крана грузоподъемностью 200 т перемещалась на площадку, расположенную на 3 м ниже уровня воды, где оболочка наращивалась на 6,8 м. Здесь для облегчения оболочки, имевшей массу 360 т, внутрь ее вводили понтон, а затем с помощью того же плавучего крана (не вытаскивая оболочку из воды) перемещали ее на площадку, расположенную на 9 м ниже уровня воды, где она бетонировалась на полную высоту. К месту строительства на расстояние до 2 км оболочка транспортировалась с помощью того же плавучего крана с использованием понтона. На проектную глубину оболочка опускалась под действием собственного веса резервуара с водой вместимостью 400 м³ и емкости, заполненной песком.

В 1962 г. в порту Дюнкерк при строительстве набережных свободной высотой 18 м были применены оболочки диаметром 19 м (рис. 7.18). Для обеспечения грунтонепроницаемости оболочки имели приливы-утолщения, образующие трапецеидальный паз, заполняемый бетоном. Оболочки бетонировали непосредственно на месте погружения в сухом котловане. Сначала разрабатывали грунт внутри оболочек и погружали их на глубину 4—9 м. Сразу же за оболочкой распо-

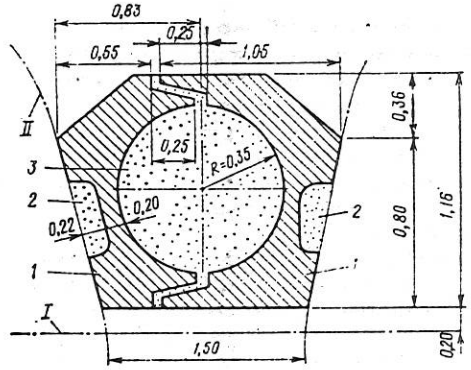


Рис. 7.17. Замковое соединение набережной из оболочек большого диаметра в Гавре:

1 — две фасонные железобетонные замковые сваи; *2* — заполнение щебнем (бетоном); *3* — заполнение бетоном; *I* — ось оболочек; *II* — радиус оболочки, 5,50 м

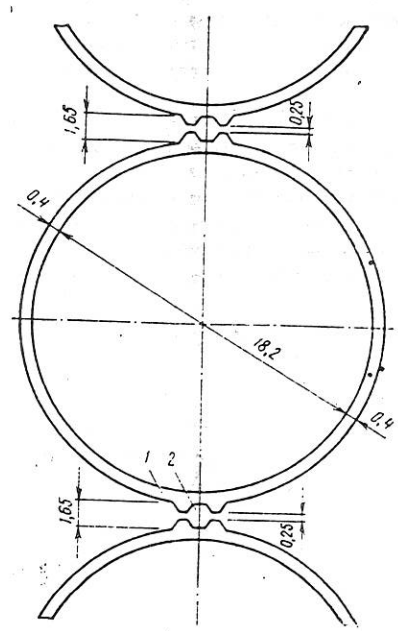


Рис. 7.18. Оболочки диаметром 19 м в Дюнкерке:

1 — оболочка; *2* — трапецеидальный паз

лагался штабель руды, давление от которого составляло 200 кПа.

Как видно из изложенного, при использовании конструкций из оболочек большого диаметра можно получить значительную длину сооружения при уста-

новке одной оболочки, применять плавучие краны различной мощности, полностью используя их грузоподъемность. Эти конструкции состоят из небольшого числа элементов и имеют малый расход бетона, обладают универсальностью и широким диапазоном создания различных конструктивных форм (набережные, палы, узкие пирсы и др), могут применяться в сущности на любых грунтах основания, за исключением илов или глин текучей консистенции большой мощности, и позволяют часто обходиться без устройства каменной постели (это огромное преимущество используется не всегда). Предпочтительными условиями является строительство сооружений из оболочек на плотных основаниях (в том числе скальных) или на слабых (мощностью 3—4 м), подстилаемых плотными грунтами. Все это способствует индустриализации строительства, уменьшению трудоемкости, сокращению сроков возведения сооружений и снижению стоимости.

Конструкции из оболочек большого диаметра обладают хорошими возможностями для совершенствования, т. е. процессы уточнения условий их применения, разработки оптимальных конструкций и выбора рациональных технологических схем возведения продолжаются.

Толщину оболочек, как правило, выбирают по конструктивным соображениям в большинстве случаев в пределах 0,2—0,4 м. Отношение толщины оболочки к диаметру составляет 0,021—0,026. Глубина заложения подошвы при установке оболочки на грунт выбирается в пределах 0,15—0,30 глубины у сооружения, но не менее 1,5 м для плотных глинистых оснований и 2 м для песчаных. Лицевая грань надстройки должна выступать от плоскости, касательной к лицевой поверхности оболочек, в сторону акватории на расстояние, допускающее свободный крен судна у причала 3—5° с учетом деформации отбойных устройств, но не менее 0,3—0,5 м. Длина секций между температурно-осадочными швами при скальных основаниях до 40 м и при нескальных до 25 м. Из обычно используемых оболочек диаметром 9—12 м могут быть построены набережные высотой до 13—15 м. По имеющимся проработкам при высоте сооружения 30 м диаметр оболочек должен составлять 21—27 м при толщине стенки 0,4—0,8 м.

В мировом портостроении (Италия) имеется опыт изготовления оболочек диаметром 9 м, высотой 19 м со стенками толщиной 0,33 м в горизонтальном положении. Транспортировка таких оболочек осуществляется на плаву с заглушенными торцами.

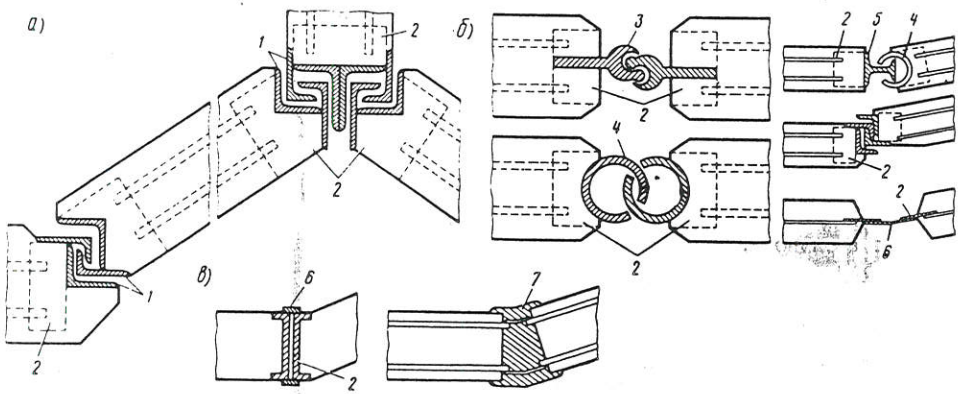


Рис. 7.19. Узлы соединения сборных элементов:

а, б — шарнирный стык; *в* — жесткий стык; *1* — угловая сталь 100×63 и 90×90 мм; *2* — закладные детали; *3* — половинки стального плоского шпунта ШП-1; *4* — разрезанные вдоль стальные трубы; *5* — стальной рельс; *6* — привариваемая накладка; *7* — бетон омоноличивания сборных плит

В Японии применялись оболочки диаметром 4,0—8,5 м из гладкой или гофрированной стали с толщиной стенок 2,7—4,5 мм.

В Гипроречтрансе впервые был разработан типовой проект набережных из цилиндрических оболочек, собираемых из колец высотой 2—4 м, диаметром 6,5; 8,5 и 10 м, с толщиной стенки 20 см, и из полигональных оболочек из плоских плит шириной 2,8 м и толщиной лицевых плит 23 см и остальных плит 20 см. Эти оболочки образуют ячеистую конструкцию из правильных или вытянутых поперек причала шестиугольников с общей плитой для соседних оболочек. Плиты соединяются между собой замками из угловой стали (рис. 7.19, *а*). Низ оболочек располагается на 2 м ниже уровня дна. На рис. 7.19, *б*, *в* показаны также некоторые другие возможные конструкции узлов соединения сборных элементов в оболочках различных конструкций.

При больших навигационных колебаниях уровня целесообразно применять высокие сборные уголковые надстройки: контрфорсные с горизонтальным анкером или наклонным анкером по типу уголковых стенок с внутренней анкеровкой.

§ 7.7. СООРУЖЕНИЯ ДРУГИХ КОНСТРУКЦИЙ

За рубежом при возведении глубоководных набережных применяются многоячеистые оболочки, с помощью которых обеспечивается устойчивость сооружений при небольших диаметрах ячеек. В 1970 г. во французском порту Ла-Паллис введены в действие причалы длиной 1000 м, свободной высотой 22,34 м из сдвоенных оболочек диаметром 11 м (рис. 7.20, *а*). Прикордонная ячейка в тыловой части имеет толщину стенки по всей высоте 0,3 м и с морской стороны 0,5 м с утолщением до 1,5 м в верхней части. Тыловая ячейка выполнена в виде неполного цилиндра со стенками толщиной 0,3 м. Верх ее на 5 м ниже верха прикордонной ячейки. Блок из двух омоноличенных при изготовлении ячеек устанавливается на подготовленное основание из шести бетонных плит.

В Гавре сооружена набережная свободной высотой 21,5 м из блоков, состоящих из шести оболочек с толщиной стенок 0,3—0,4 м, омоноличенных одна с другой и образующих в плане треугольник (рис. 7.20, *б*). Такой блок изготовлялся в сухом доке и транспортировался на плаву с помощью временного инвентарного днища. Подошва блока находилась на 5—6 м ниже уровня дна.

Еще одна конструкция из оболочек, устанавливаемых в два ряда, показана на рис. 7.20, *в*, причем тыловая оболочка выполняет роль разгрузочного экранирующего элемента.

Приведенные схемы применимы и при наличии каменной постели.

Во Франции разработан проект подпорной берегоукрепительной стенки из усеченных в тыловой части эллиптических оболочек (рис. 7.21).

В 1967 г. Гипроречтрансом для Куйбышевского порта был разработан проект набережной из овальных в плане оболочек 6×5 м с вырезом в верхней тыловой части: нижняя часть оболочки высотой 5 м была замкнутой; в верхней части высотой 5 м тыловая стенка отсутствовала, а лицевая имела форму полуовала. Это снизило расход бетона на 20 % без ухудшения устойчивости и улучшило условия для перекрытия стыков между соседними оболочками.

Набережная типа «скользящий клин» (авторы Я. Н. Фельдман, А. П. Черепахин, О. А. Амбарян, И. И. Баранов, авт. св. № 727766) длиной 66 м, рассчитанная на нагрузки II категории, построена в Скадовском порту (рис. 7.22). Грунтонепроницаемость швов обеспечена шпонками, заполненными щебнем крупностью 50—150 мм. Клиновый элемент в нижней части, лицевая стенка, контрфорсы и тыловая стенка образуют сборно-монолитный блок. Над клином после его огрузки устраивается монолитная надстройка уголкового профиля длиной 21,98 м с отверстиями 2,54×1,1 м. Отсеки блока между лицевой стенкой, контрфорсами и тыловой стенкой заполняются песчаным грунтом [1].

[1] Рекомендации по проектированию причальных сооружений типа «скользящий клин» (для опытного строительства). РД 31.31.30—82. М.: В/О «Мортехинформреклама», 1983.

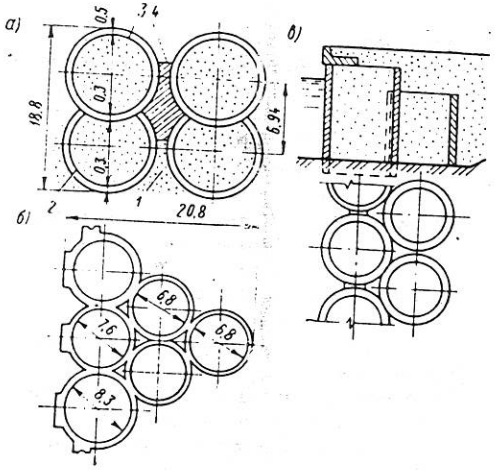


Рис. 7.20. Конструкции оболочек из зарубежной практики:

а — план блока из сдвоенных оболочек в форме «восьмерки» в Ла-Паллисе; *б* — план блока в форме треугольника из шести оболочек в Гавре; *в* — оболочки, устанавливаемые в два ряда; — песчаная засыпка; *2* — ячейка в виде неполного цилиндра; *3* — цилиндрическая ячейка; *4* — бетонная пробка обеспечивающая грунтонепроницаемость шва между блоками

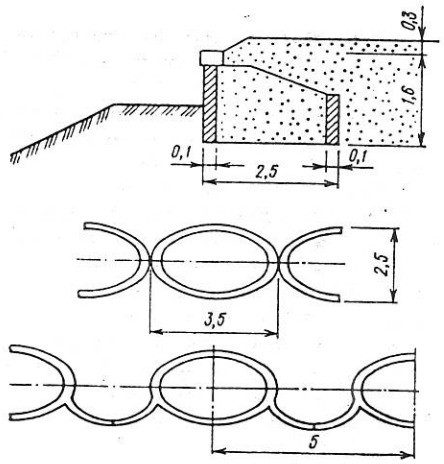


Рис. 7.21. Два варианта берегозащитной стенки: из эллиптических оболочек 3,5×2,5 м; блок из таких же эллиптических оболочек с двумя консольными открылками шириной 5 м

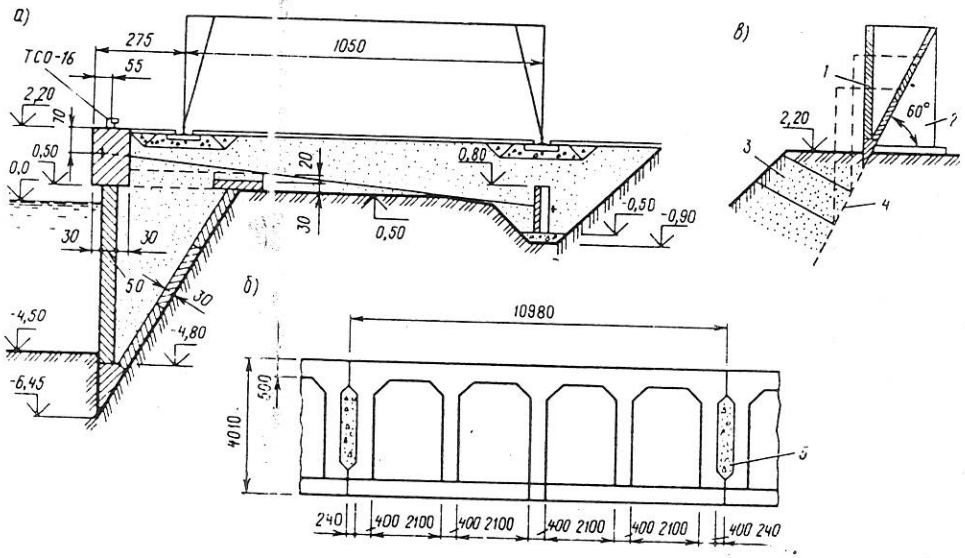


Рис. 7.22. Набережная типа «скользящий клин»:

а — поперечный разрез; *б* — вид на блок сверху; *в* — схема погружения блока; *1* — «скользящий клин»; *2* — направляющий элемент (используются контрфорсы); *3* — грунт, подлежащий выемке грейфером; *4* — линия, долю которой движется задняя грань клина; *5* — шпонка с щебнем

Тумбовые массивы размерами в плане 1,1×3,0 м располагаются через 22 м. Они крепятся за анкерные плиты длиной 3,1 м двумя анкерными тягами, расстояние между которыми 1,56 м. Сооружение оборудовано отбойными устройствами из резиновых цилиндров длиной 2,0 м и диаметром 400 мм.

Клин заглубляется под действием веса при разработке грунта грейфером перед стенкой. Проскальзывание блока в грунт происходит по наклонной плоскости. При этом передняя стенка блока по мере заглубления перемещается в сторону акватории.

§ 7.8. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СООРУЖЕНИЙ

Длина секции набережных гравитационного типа определяется в зависимости от геологического строения основания, высоты стенки и толщины постели: для скального основания — не более 45 м; для нескальных — не более 30 м при глубине у причала до 13 м и не более 40 м при глубине 13 м и более.

На нескальных основаниях устраивается каменно-щебеночная постель с целью распределения нагрузок и предотвращения размыва грунта. На скальных основаниях допускается устройство выравнивающей постели из щебня или слоя бетона в мешках толщиной не менее 0,25 м. Сооружение допускается устанавливать непосредственно на грунт или на выравнивающую постель из гравия или щебня, защитив основание от размыва.

Постель и разгрузочные призмы устраиваются из камня массой 15—100 кг. Высота постели, включая обратный фильтр толщиной не менее 0,3 м из щебня или гравия, определяется расчетом и принимается в пределах от 1 до 5 м. При наличии в основании постели крупнозернистых грунтов и отсутствии опасности вымыва грунта волнением обратный фильтр можно не устраивать. Ширина бермы по верху постели с морской стороны не менее 2 м, со стороны берега — не менее 1 м.

Секции сооружений из правильной кладки обыкновенных массивов выполняются горизонтальными курсами с перевязкой швов не менее 0,7 м в продольном разрезе или столбами без перевязки. Ширина вертикальных осадочных швов между секциями принимается 5 см, между массивами внутри секции в кладке с перевязкой швов 2 см, в столбовой кладке 4 см. В сооружении должно быть не более трех типоразмеров массивов максимально возможной массы, но не менее 50 т.

Для экономии цемента следует применять пустотелые бетонные и железобетонные массивы с заполнением полостей песком или гравием. Причальные сооружения из кладки обыкновенных массивов в районах с сейсмичностью 8 и 9 баллов не допускаются, а при 7 баллах применяются только на скальных основаниях при обязательном выполнении мероприятий по обеспечению монолитности сооружения.

В уголковых стенках в пределах секций лицевые панели и контрфорсные блоки омоноличиваются железобетонной надстройкой. Тумбовые узлы проектируются с усиленной или дополнительной анкеровкой. Уголковые контрфорсные конструкции допускается выполнять сборными из ненапряженных железобетонных элементов.

Железобетонные оболочки большого диаметра (4—18 м) должны иметь отношение диаметра к высоте сооружения не менее 0,7. В зоне переменного уровня воды, а также на участках интенсивного истирающего воздействия наносов толщина оболочки увеличивается на 10 см. На нескальных основаниях постель может не устраиваться, и оболочки погружаются в грунт по расчету, но не менее чем на 1,5 м для плотных грунтов и не менее чем на 2 м для песчаных. При этом принимаются меры по защите дна перед сооружением от размыва.

По условиям допустимой неравномерности осадок равнодействующая нагрузок не должна выходить из ядра сечения основания. Исключение допускается только для сооружений на скальном основании до $e \leqslant 0{,}25\,b$ и на основаниях из твердых и плотных грунтов только в случае расчета на особое сочетание нагрузок до $e \leqslant 0{,}2\,b$ (где e — эксцентриситет; b — ширина подошвы).

В сооружениях уголкового типа допускается принимать минимальную тол-

щину постели 0,75 м. В данном случае к расчетам, типичным для гравитационных сооружений, добавляются расчеты лицевой и фундаментной плиты, анкерной системы или контрфорса.

Все расчеты сооружений уголкового типа с внутренней анкеровкой и контрфорсных (за исключением расчета на общую устойчивость по круглоцилиндрической поверхности скольжения) выполняются по схеме загружения максимальной временной нагрузкой вплоть до линии кордона.

Лицевая плита в уголковых стенках с внешней и внутренней анкеровкой рассчитывается в двух направлениях как балка на двух опорах с консолями: в вертикальном направлении опорами служат анкер и упор на пороге фундаментной плиты, в горизонтальном — ребра плиты. При расчете плиты в горизонтальном направлении выделяются полосы шириной 1 м, нагрузка определяется по среднему давлению грунта по эпюре распора для рассматриваемой полосы.

Для стенок с внешней анкеровкой допускается устраивать постель из гравия или щебня при условии ее устойчивости на размывание. Расчеты этого сооружения выполняются при четырех случаях загружения территории. Изгибающий момент в фундаментной плите определяется по методу, основанному на использовании эквивалентного бетонного массива.

В стенках с внутренней анкеровкой при расчете фундаментной плиты учитываются воздействие лицевой плиты, анкерной тяги, пригрузка от грунта засыпки, а также неравномерность планировки постели. Усилие в анкерной тяге определяется как опорная реакция лицевой плиты. При определении изгибающего момента в тяге учитываются собственный вес тяги и воздействие зависающего грунта с учетом эксплуатационной нагрузки.

Лицевая плита в горизонтальном направлении при одном контрфорсе рассчитывается по схеме консольной балки, при двух контрфорсах — по схеме однопролетной балки с консолями. При расчете по высоте плиты выделяются полосы шириной 1 м, нагрузка на которые принимается равной среднему давлению грунта для рассматриваемой полосы. При этом расчетная эпюра давления равна разности обычной эпюры активного давления и треугольной эпюры, учитывающей трения грунта в контрфорсе.

В вертикальном направлении контрфорс рассчитывается на нагрузки, приходящиеся на ширину стенки, примыкающей к контрфору по схеме консоли таврового сечения. По найденным усилиям армируются контрфорс и лицевая плита в вертикальном направлении.

Краевые контактные напряжения и определение прочности фундаментной плиты, имеющей двойное армирование, производятся с учетом неполноты контакта плиты с постелью. Это условно учитывается путем исключения из площади опирания углового прямоугольника, отсекаемого осью фундаментной плиты и передней гранью лицевой плиты. При этом результирующая эпюра нагрузок на фундаментную плиту строится с учетом реактивного давления снизу и пригрузки сверху от собственного веса конструкции, грунта засыпки и временных нагрузок. При выполнении статического расчета передний выступ фундаментной плиты рассчитывается в направлении, перпендикулярном линии кордона, как консольная балка. Остальную часть плиты рассчитывают в направлении, параллельном кордону: как консольную балку при одном контрфорсе и как балку на двух опорах с консолями при двух контрфорсах. При этом выделяются полосы шириной 1 м, загружаемые средним давлением по результирующей эпюре нагрузок.

При проектировании сооружений из оболочек большого диаметра выполняются все основные расчеты, типичные для любого гравитационного сооружения. Активное давление грунта определяется по уточненному методу Кулона на условную вертикальную плоскость, касающуюся тыловой стороны оболочки. В оболочках, заглубленных в грунт, пассивное давление определяется на условную вертикальную плоскость, касающуюся лицевой стороны оболочки на основе технической теории предельного напряженного состояния грунтовой среды.

Контактные напряжения по подошве на постель или на грунт основания при отсутствии постели определяются в предположении, что подошва оболочки сплошная. Расчеты на сдвиг выполняются при наивысшем уровне воды на длину сооружения, приходящуюся на одну оболочку. При этом делаются также проверки на плоский сдвиг по швам при горизонтальном членении оболочки и свободной установке колец. При установке оболочки на каменную постель или скальный грунт производится проверка на опрокидывание вокруг оси, касательной к оболочкам со стороны кордона на уровне подошвы с целью предотвращения выскальзывания внутренней засыпки

При расчете сооружения из оболочек по деформациям определяются осадки, горизонтальные смещения и крены, которые не должны превышать соответствующих предельных значений.

Наконец, нужно установить напряженное и деформированное состояние оболочки и рассчитать саму оболочку на прочность. Для выполнения этих расчетов определяются величины и распределение горизонтального нормального давления внутренней засыпки на оболочку, вертикального касательного напряжения от зависания на оболочке внутренней засыпки и нормального, и касательного горизонтальных давлений на внешнюю поверхность оболочки.

Рассмотренные типы гравитационных сооружений, в том числе из массивов-гигантов применяются при глубинах до 13 м (оболочки до 15 м), при высоте волны до 1—2 м и при толщине льда до 0,6—1,2 м. В условиях тяжелых ледовых воздействий и сурового климата рекомендуется применять сооружения из обыкновенных и пустотелых массивов.

Глава 8

ПРИЧАЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ ТИПА ТОНКИХ СТЕНОК

§ 8.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Сооружения в виде ряда деревянных, железобетонных или металлических свай, погруженных в грунт вплотную одна к другой, составляют группу тонких стенок или больверков, иногда называемых еще шпунтовыми стенками. Больверки являются самыми распространенными конструкциями в мировом портостроении. Сооружения этого типа составляют более 50 % от числа возводимых причалов. Они широко используются при реконструкции причалов в условиях стесненных акваторий. Стенки из стального шпунта хорошо приспособлены к работе в сложных геологических условиях. При сравнении различных вариантов больверки часто оказываются наиболее экономичными. Сооружения этого типа, возводимые в большинстве случаев без применения водолазных работ, разделяют на незаанкерованные (рис. 8.1, *а*) и заанкерованные (рис. 8.1, *б*—*л*, *н*).

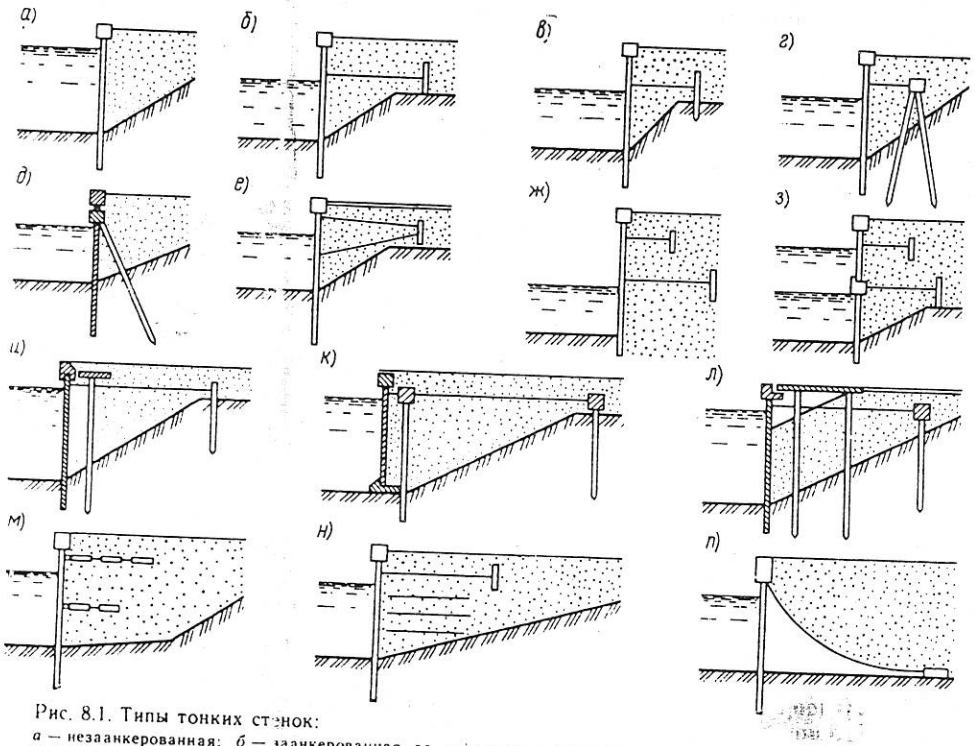


Рис. 8.1. Типы тонких стенок:

а — незаанкерованная; *б* — заанкерованная за анкерную плиту; *в* — заанкерованная за анкерную стенку; *г* — заанкерованная за козловую опору; *д* — заанкерованная наклонными сваями (козловый больверк); *е*, *ж* — двуханкерные неразрезные больверки; *з* — двуханкерный разрезной больверк; *и* — заанкерованный больверк с одним рядом экранирующих свай; *к* — заанкерованный больверк с внешней пригрузкой; *л* — заанкерованный больверк с разгрузочной эстакадой; *м* — больверк с разгрузочно-анкерными плитами; *н* — стенка с элементами, армирующими засыпку; *п* — стенка парусного типа

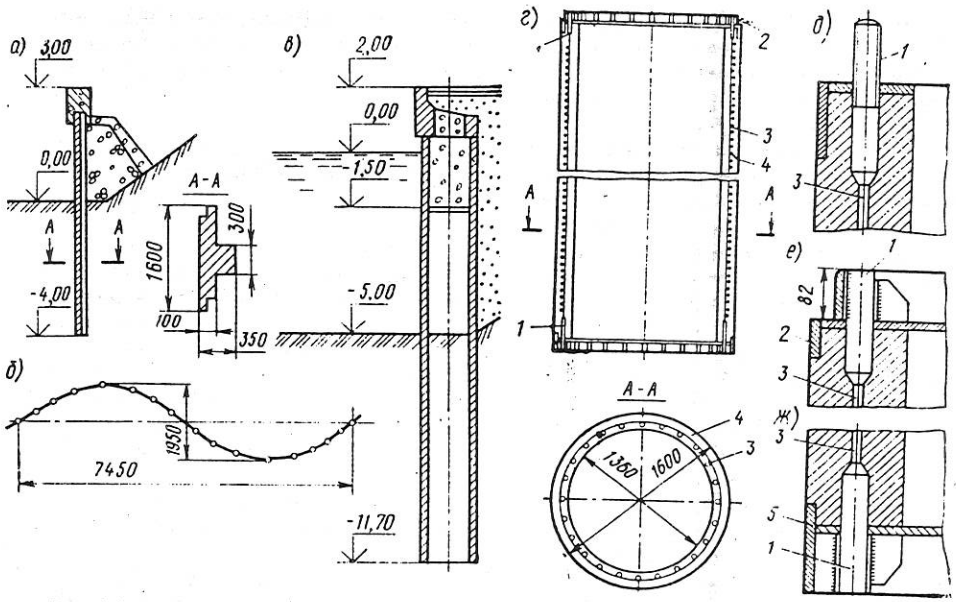


Рис. 8.2. Незаанкерованные больверки:

а — построенная в 1963 г. в Московском Северном порту пассажирская набережная с погружением железобетонного таврового шпунта методом подмыва; *б* — план стенки из плоского стального шпунта толщиной 9,5 мм, забитого по синусоиде; *в* — больверк из железобетонных предварительно напряженных свай-оболочек (d=1,6 м); *г* — звено преднапряженной сваи-оболочки; *д* — головной фланец верхнего звена; *е* — стыковой фланец; *ж* — ножевой фланец нижнего звена; *1* — наконечники; *2* — стыковой фланец; *3* — арматура; *4* — спираль; *5* — ножевой фланец

Незаанкерованный больверк представляет простейший тип сооружения, работающий по схеме консольной балки, заделанной нижним концом в грунт (глубина забивки примерно равна свободной высоте стенки) и применяющийся для устройства мелководных причалов и для целей берегоукрепления, часто с террасообразным очертанием поверхности грунта за стенкой.

При деревянной конструкции такой стенки свободная высота ее составляет 1,5—2 м. Для стенки применяются дощатые сваи толщиной до 10 см и длиной до 5 м обычно с треугольной формой паза на всю толщину доски или брусчатые сваи толщиной 10—24 см (клееные и бо́льших размеров) с прямоугольной формой паза.

Применяя железобетонные или металлические сваи (шпунты), можно строить стенки высотой до 3—4 м (рис. 8.2, *а*). Используя различные разгружающие и экранирующие устройства и стальные элементы с очень большим моментом сопротивления, можно довести свободную высоту незаанкерованных стенок до 4,5—8 м и более. Однако в этом случае конструкция выбирается после сравнения технико-экономических показателей вариантов незаанкерованного и заанкерованного больверков. В случае, если сечение заанкерованной стенки приходится увеличивать из соображений долговечности, безанкерная стенка может оказаться экономичнее.

Повысить момент сопротивления стенки можно приданием ей криволинейного волнообразного очертания в плане. В подобной набережной, построенной на р. Рейн в ФРГ (рис. 8.1, *б*), глубина забивки шпунта составила 7,35 м при свободной высоте стенки 7,85 м (поверхность грунта за стенкой имеет форму откоса; высота от дна до верха откоса 13,17 м).

Шпунтовая стенка венчается мощной железобетонной кордонной балкой шириной 2,4 м и высотой 1,2 м.

Волнообразно можно забивать шпунты не только плоского (ШП), но и корытного (ШК) профилей, причем не только в незаанкерованных, но и в заанкерованных больверках. Так, в процессе проектирования заанкерованной стенки свободной высотой 3,5 м была показана возможность замены шпунта Ларсен-V, забиваемого прямолинейно, плоским шпунтом ШП-1 (самый слабый профиль), забиваемого по синусоиде, что и было выполнено в Тобольске. Такая замена позволила сократить расход металла и стоимость сооружения. Предложения о забивке шпунта по волнообразной линии делались также и применительно к глубоководным морским причалам.

Следует иметь в виду, что при одной и той же свободной высоте глубина погружения незаанкерованной стенки в грунт основания по крайней мере в 1,5 раза больше, чем заанкерованной, где глубина забивки примерно равна 0,5 свободной высоты стенки.

В качестве типовой конструкции незаанкерованного больверка свободной высотой до 5 м Гипроречтранс рекомендует стенку из свай таврового сечения из предварительно напряженного железобетона. При использовании железобетонных свай-оболочек диаметром 1,6 м свободную высоту стенок можно несколько увеличить (до 7—8 м) (рис. 8.2, *в*—*ж*).

§ 8.2. АНКЕРНЫЕ УСТРОЙСТВА ТОНКИХ СТЕНОК И ТИПЫ ШПУНТА

Заанкерованные стенки отличаются от незаанкерованных наличием анкерного устройства, препятствующего перемещению верхнего конца и уменьшающего изгибающий момент в стенке (рис. 8.1). Анкерные устройства состоят из анкерных поясов (поясов жесткости), анкерных тяг, анкерных опор и узлов крепления (рис. 8.3). Отдельные шпунтины (сваи) передают нагрузку на анкерный пояс, и далее она через анкерные тяги передается анкерным опорам.

В конструкции, показанной на рис. 8.3, *а*, анкерной опорой для тяг, расположенных на отметке +0,4 м, служат деревянные свайные козлы, забитые через 2 м и объединенные в козловый ряд железобетонной шапочной балкой, обеспечивающей совместную работу свай и служащей для закрепления тяг. В рассматриваемой конструкции козловые сваи могут быть забиты в разных плоскостях. В строительной практике применялась и более сложная схема, когда стальная железобетонная или деревянная лицевая стенка крепилась анкерными тягами непосредственно к деревянным козловым сваям, не имевшим железобетонной шапочной балки. В этом случае требуются точная забивка козловых свай в одной плоскости и устройство сложных сопряжений в козловых узлах. Еще большее количество трудоемких врубок с использованием болтов и хомутов требовалось выполнить в ранее строившихся больверках (Архангельск, Ленинград и др.), где все элементы (лицевая стенка, анкерные тяги и козловые сваи) выполнялись из дерева. Следует заметить, что в современных конструкциях больверков для козловой анкерной опоры в большинстве случаев используются железобетонные или металлические сваи (рис. 8.3, *б*).

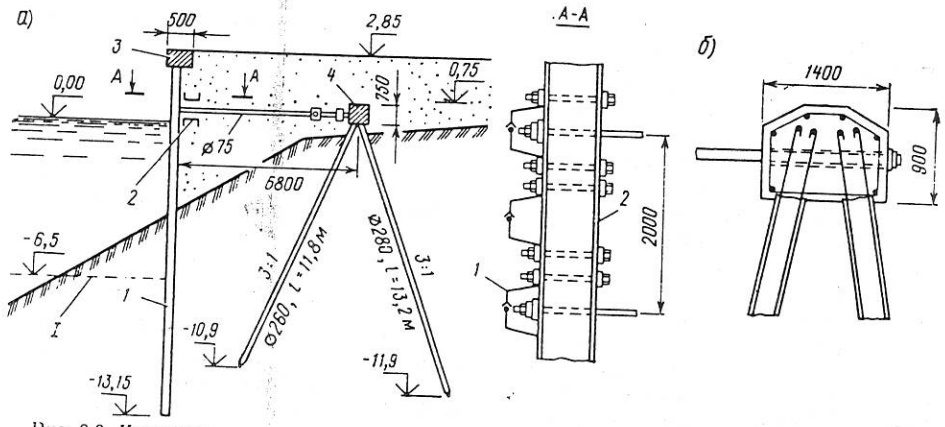


Рис. 8.3. Конструкции с козловыми опорами:

а — стенка, заанкерованная за козловые опоры из деревянных свай; *б* — вариант козловой опоры из железобетонных свай; *1* — лицевая стенка из стального шпунта зетового профиля; *2* — анкерный пояс из двух швеллеров № 30а; *3* — железобетонный оголовок 40×50 см; *4* — омоноличивающая балка 75×90 см; *I* — проектное дно

Козловые опоры, где сваи, забиваемые с уклоном 3 : 1—1 : 1, работают только на сжатие и растяжение, воспринимают большие усилия. Необходимо стремиться, чтобы оси этих свай пересекались в пределах железобетонного оголовка. Особенностью козловых опор является то, что конец сжатой сваи может располагаться вблизи лицевой стенки, когда расстояние между ними в точке максимального сближения рекомендуется принимать не менее 1 м. Поэтому козловые анкерные опоры целесообразно применять в условиях стесненной прикордонной территории, когда анкерная плита или анкерная стенка не может быть удалена от стенки на определенное расчетное расстояние.

В больверках из металлического шпунта анкерный пояс (его часто называют распределительным поясом) обычно устраивается из двух швеллеров (иногда для этой цели используется расположенная за стенкой горизонтально шпунтина) и располагается за стенкой, со стороны грунта (рис. 8.3, *а*). При таком расположении повышается коррозионная стойкость анкерного узла и предотвращается повреждение узла судами. Иногда анкерный пояс размещают впереди стального шпунта. В этом случае он обычно оказывается расположенным внутри железобетонной надстройки. Известны конструкции, в которых один швеллер располагался впереди стенки (там крепилась гайка), а второй швеллер — сзади стенки. Бывают стенки из металлического шпунта, вообще не имевшие поясов, когда шпунтины закреплялись непосредственно тягами.

Больверки из стального шпунта можно использовать в самых тяжелых грунтовых условиях (плотные глины, каменистые грунты, гравий, галька, и т. п., т. е. практически во всех грунтах, кроме скальных), когда забивка железобетонных, а тем более деревянных свай невозможна.

Наиболее интенсивной коррозии шпунт подвергается в зоне переменного уровня и в зоне всплеска. В надводной смачиваемой зоне на 1—3 м выше спокойного уровня интенсивность коррозии ориентировочно составляет 0,4—0,6 мм/год, в подводной зоне 0,06—0,15 и в зоне грунта 0,01—0,03 мм/год. Поэтому для защиты шпунта от коррозии, а также в тех случаях, когда необходимо нарастить шпунт, в верхней части в большинстве случаев устраивается достаточно мощная железобетонная надстройка (рис. 8.4), отметка низа которой в обычных условиях может колебаться в пределах от +0,1 до —0,2 м. Надстройка защищается облицовкой из сборных железобетонных плит, служащих также опалубкой, и разрезается температурно-осадочными швами на отдельные секции длиной 20—40 м. В месте расположения тумбы надстройка уширяется. Этот тумбовый массив часто анкеруется дополнительными тягами за анкерные стенки, за основные или добавочные анкерные плиты.

Стенку, показанную на рис. 8.4, можно рассматривать как типовую. При средних грунтовых условиях ее можно применять для глубин до 11,5 м. В некоторых случаях, например, в районах Крайнего Севера, где железобетон в зоне переменного уровня быстро разрушается, вместо надстройки устраивается стальной (если стенка в плане прямолинейна) или невысокий железобетонный оголовок (рис. 8.4, *в*, *г*). Прямолинейности верха стенки в продольном направлении достигают путем некоторого уширения монолитного оголовка.

В рассмотренной конструкции тяги попарно закреплены за сборные железо-

бетонные двухреберные анкерные плиты 1,9×3 м, установленные вдоль кордона с промежутками в 0,35 м. Анкерные плиты наряду с анкерными стенками являются наиболее распространенными конструкциями анкерных опор (рис. 8.5). Длина плит (1,5—5 м), устанавливаемых вплотную или с промежутками, выбирается из условия закрепления одного (рис. 8.5, *а*, *б*) или двух (рис. 8.5, *в*, *г*) анкеров. Широко применяются также плиты, набранные из обрезков шпунта лицевой стенки (рис. 8.5, *г*). Иногда применяют неразрезные железобетонные анкерные плиты с температурно-осадочными швами через 10—40 м, а также плиты из бетона толщиной 0,5—0,7 м и дерева. Отверстия для пропуска анкеров (закладывается трубка) делаются в серединах плит по высоте или в точке приложения равнодействующей отпора грунта на расстоянии 0,4 высоты плиты от низа. К недостаткам плит следует отнести то, что при больших усилиях в тяге высота плит возрастает и узел крепления тяги к плите оказывается под водой. Использование водолазов усложняет и удорожает работы. Во многих случаях узлы удается расположить так, чтобы можно было работать без водолазного шлема.

Анкерные тяги обычно изготовляются из круглой и очень редко из полосовой стали диаметром 30—100 мм и устанавливаются через 1,4—4 м с шагом, кратным ширине шпунта. Длина тяг около 1,5 свободной длины стенки. Для уменьшения изгибающего момента в пролете стенки тяги ставят на возможно более низких отметках, но так, чтобы не требовалось выполнять водолазных работ, а изгибающий момент в консоли не оказался больше момента в пролете. Оптимальная длина консольной части не превышает 0,35 свободной высоты стенки.

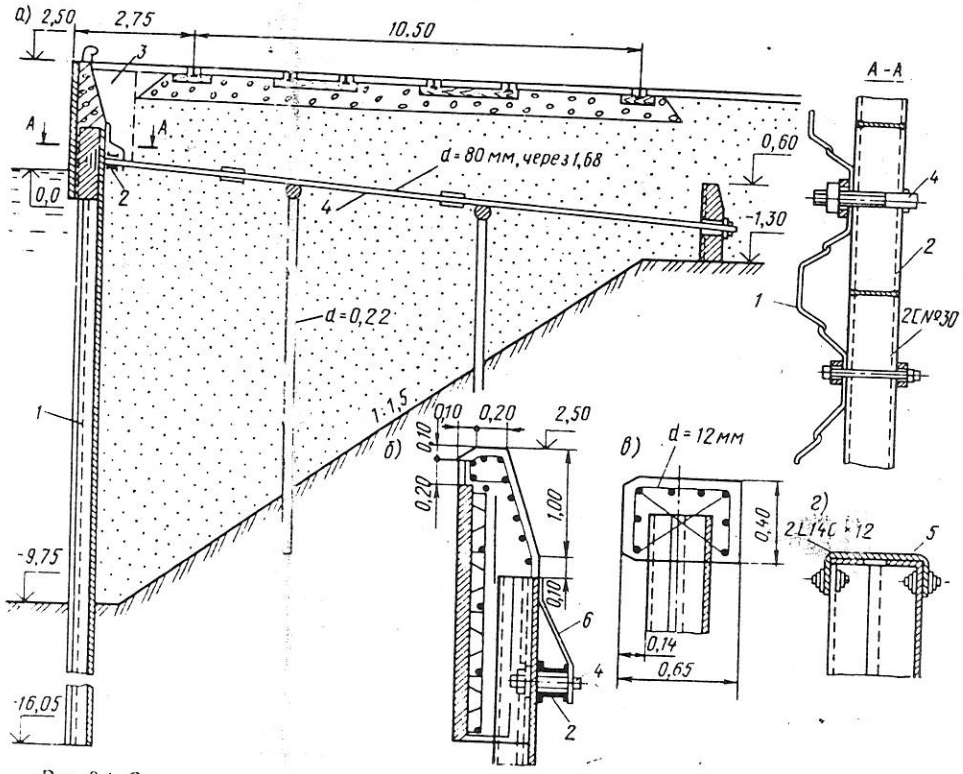


Рис. 8.4. Стенка из металлического шпунта с анкерной плитой:

а — поперечный разрез; *б* — сборно-монолитная железобетонная надстройка с длиной секции 25,2 м; *в* — вариант стенки с железобетонным оголовком; *г* — вариант стенки со стальным оголовком; *1* — стенка из шпунта Ларсен-V; *2* — анкерный пояс; *3* — уширение надстройки в месте расположения тумбы; *4* — анкерная тяга; *5* — стальной лист; *6* — хомут для подвески тяги

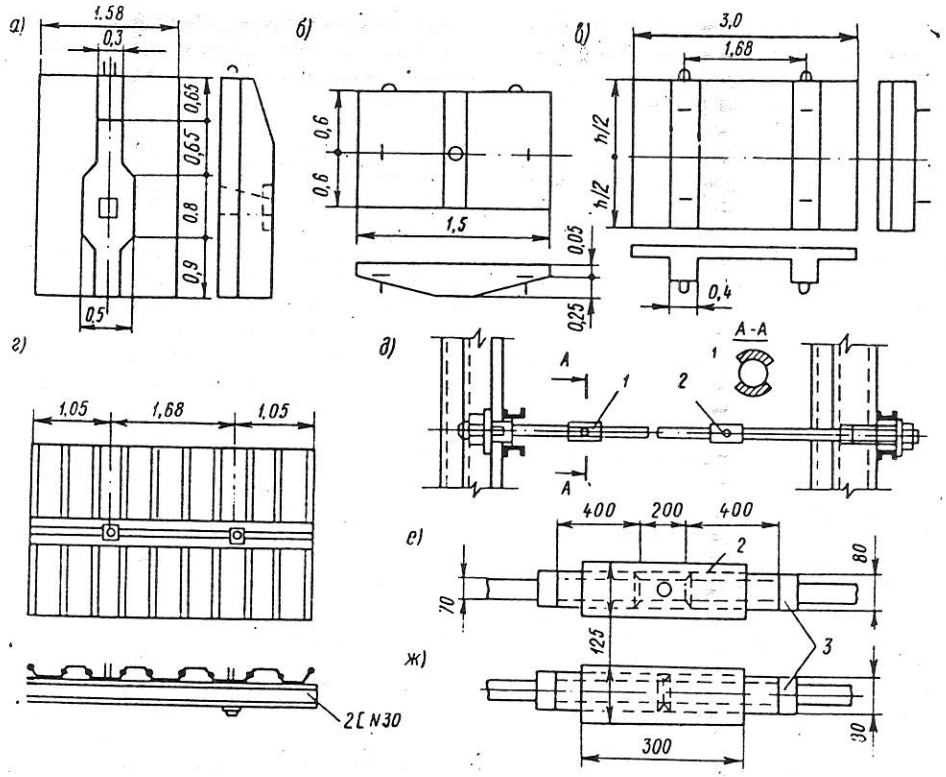


Рис. 8.5. Анкерные плиты и тяги:

а, *б* — железобетонные плиты на один анкер; *в* — железобетонная плита на два анкера; *г* — плита из шпунта Ларсен; *д* — анкерная тяга; *е* — натяжная муфта тяги; *ж* — соединительная муфта; *1* — накладки; *2* — натяжная муфта; *3* — стальные коротыши-шпильки

Тяги собирают из отдельных (двухтрех) звеньев длиной по 6—9 м, соединяемых сваркой с помощью накладок или встык, а также соединительных и натяжных муфт (рис. 8.5, *д*, *е*, *ж*), обеспечивающих равномерное натяжение тяг. При длине до 10 м тяги изготовляют цельными. Чтобы не ослаблялось рабочее сечение тяги, к концам звеньев на участках нарезки приваривают стальные шпильки большего диаметра, чем тяги. В отличие от соединительных натяжные муфты имеют по концам резьбу разного направления. В целом сварные соединения проще муфтовых. Короткие анкеры не имеют натяжных муфт. Они натягиваются с помощью концевых гаек.

Во многих ранее построенных сооружениях осуществлялось шарнирное закрепление тяг к лицевой стенке и анкерной опоре (стальной палец вводился в отверстие проушины). Это делалось во избежание значительного увеличения усилий в анкерах при провисании анкерных тяг и зависании над ними лежащей выше засыпки в процессе ее уплотнения, например, в результате различных эксплуатационных воздействий. В типовых конструкциях морских причалов шарниры, как правило, не устраиваются, т. е. тяги выполняются по безшарнирной схеме (см. рис. 8.4). Уменьшению прогибов тяг способствует то, что длинные анкерные тяги укладываются на специальные подмости — деревянные

мым иногда подмосточными сваями. Однако во избежание разрывов анкерных тяг в узлах крепления конструктивные решения по каждому сооружению должны специально прорабатываться. В необходимых случаях узлы крепления тяг к стенкам и опорам делают шарнирными, например, между анкерной гайкой и подкладкой помещают шайбу, соприкасающуюся с подкладкой по шаровой поверхности.

Все детали анкерной конструкции защищают антикоррозионным покрытием в виде обмазки горячей смесью битума и каменноугольной смолы (1: 1) по грунтовке из железного сурика. Кроме того, делают обертку тяг дзумя слоями бинта из грубого мешочного полотна, пропитанного той же смесью. Применяют также обмотку просмоленной тканью с последующим покрытием битумом, покрытие бризолом, изоляцию липкой полихлорвиниловой лентой, оцинковку, масляную окраску и др.

При больших нагрузках и малой длине тяги выполняются иногда из прокатных профилей. В 1960 г. в Киеве применялись тяги длиной 13 м из двух швеллеров № 16а. Для шарнирного соединения с лицевой и анкерной стенками на ее концах между швеллерами вваривались пластины с отверстиями.

В последние десятилетия в гидротехническом строительстве в СССР используют следующие типы шпунта (табл. 8.1):

Таблица 8.1

Профиль шпунта	Размеры профиля, мм		Масса, кг		Момент сопротивления, см³		W/G, см³/кг
	B	h	1 м сваи	1 м² стенки G	сваи W_x	1 м стенки W	
ШП-1	400	—	64	160	73	182	1,14
ШП-2	200	—	30	150	28	140	0,93
ШК-1	400	110	50	125	114	285	2,28
ШК-2	400	160,5	58	145	260	650	4,48
ШД-3	400	240	61	153	630	1575	10,8
ШД-5	400	320	93	232	1256	3160	13,6
Ларсен-IV	400	180	74	185	880	2200	11,9
Ларсен-V	420	180	100	238	1161	3056	12,8
Ларсен-VI	420	220	122	290	1765	4200	14,5
Ларсен-VII	460	230	130	310	2101	5000	16,1

плоский (ШП) (рис. 8.6, *а*) имеет небольшой момент сопротивления, изготовляется длиной 8—22 м и применяется главным образом для ячеистых конструкций, а также для стенок со свободной высотой: незаанкерованных до 2—3 м, заанкерованных до 4—5 м. При допускаемых напряжениях 160 МПа предельный изгибающий момент, который может быть воспринят 1 м длины стенки из шпунта ШП-1, составляет 29,5 кН·м, а из шпунта ШП-2 — 22,5 кН·м;

корытный (ШК) (рис. 8.6, *б*) изготавливается длиной 8—22 м, часто применяется для противофильтрационных завес. При тех же допускаемых напряжениях 1 м длины стенки может воспринять изгибающий момент 45,5 кН·м;

зетовый (ШД) (рис. 8.6, *в*) изготавливается длиной 8—25 м, применяется иногда при строительстве причальных сооружений. Стенка длиной 1 м из шпунтов ШД-3 и ШД-5 может воспринять изгибающий момент соответственно 252 и 503 кН·м;

корытный типа Ларсен (рис. 8.6, *г*, *д*) изготавливается длиной 5—22 м, имеет прочные и плотные замковые соединения, обладает значительным моментом сопротивления при относительно малой площади поперечного сечения. Эффективность работы шпунтин на поперечный изгиб оценивается показателем утилизации материала, равным отношению удельного момента сопротивления 1 м длины стенки W к массе 1 м² стенки G. Для этой цели используют также отношение G/M, кг/кН·м, где M — изгибающий момент, воспринимаемый 1 м длины стенки. Этот шпунт применяется исключительно широко при строительстве причальных сооружений. Стенка длиной 1 м из шпунта Ларсен-IV и Ларсен-V воспринимает изгибающий момент, соответственно равный 352 и 474 кН·м. Этот показатель для шпунта Ларсен-VI и Ларсен-VII равен 672 и 800 кН·м.

Несущую способность стенки из шпунта Ларсен можно значительно увеличить, если обычные шпунтины чередовать со сваренными из этих же шпунтин коробчатыми сваями (рис. 8.6, *е*); коробчатые шпунтины можно погружать и вплотную одну к другой. На рис. 8.6, *ж*, *з*, *и* представлены некоторые другие способы устройства комбинированных шпунтовых стенок. В схеме на рис. 8.6, *з* несущая способность больверка увеличивается в 2 раза по сравнению с больверком с обычным расположением зетовых шпунтов. Несущую способность шпунтовых свай можно повысить также приваркой накладок, в результате чего сваи по прочности приближаются к балкам равного сопротивления.

Наиболее распространенные замки свай показаны на рис. 8.7.

При отсутствии мощного профиля шпунта при возведении глубоководных причальных сооружений приходится применять специальные конструктивные мероприятия: экранирование, многоярусную анкеровку, усиление существующих профилей шпунта, отсыпку каменной призмы и использование различных других разгружающих устройств. Однако эти мероприятия снижают эффективность использования металла и увеличивают трудоемкость, стоимость и сроки строительства. Поэтому предпочтение следует отдавать одноанкерным

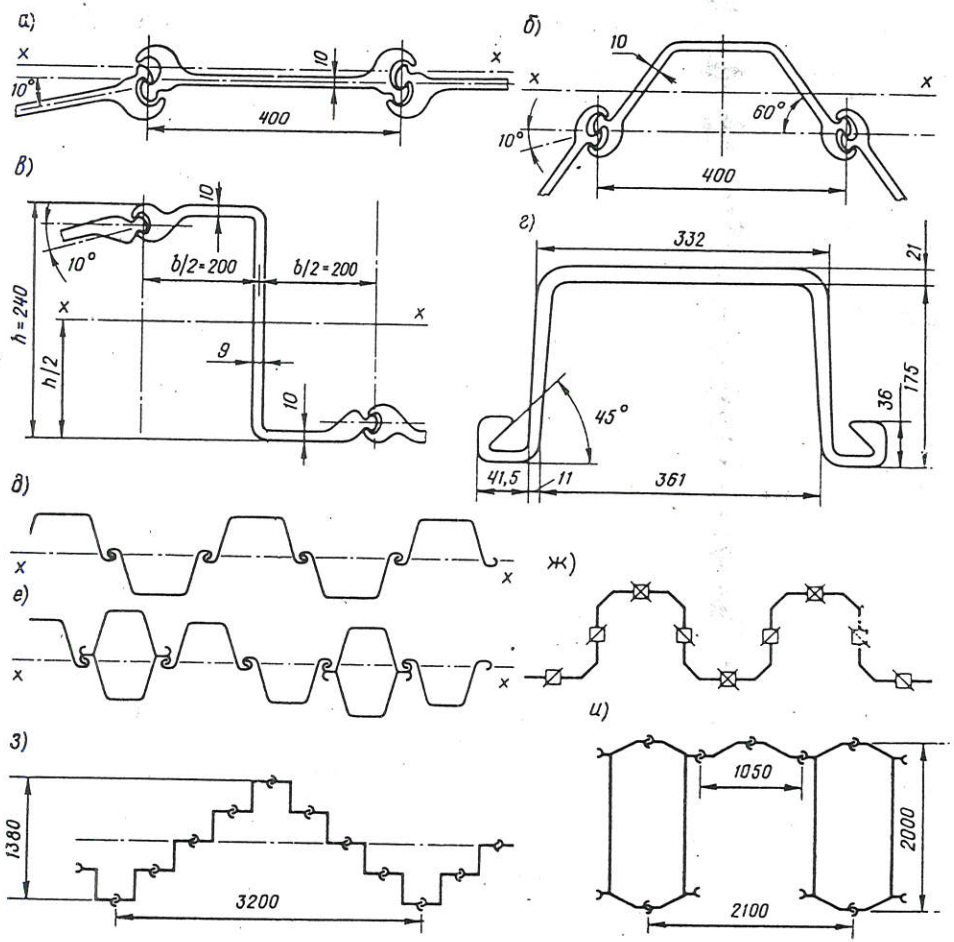


Рис. 8.6. Стальные шпунтовые сваи:
а — плоский ШП-1; *б* — корытный ШК-2; *в* — зетовый ШД-3; *г* — корытный Ларсен-V; *д* — стенка из шпунта типа «Ларсен»; *е* — стенка из шпунтин типа «Ларсен», чередующихся с коробчатыми сваями, сваренными из тех же шпунтин, *ж* — стена из шпунта корытного профиля; *з* — стенка повышенной несущей способности из зетовых свай; *и* — стенка из сварных ячеек с применением зетовых профилей и листовой стали

Таблица 8.2

Размеры шпунта, мм (см. рис. 8.8)		Момент сопротивления, см³		Масса 1 м² стенки G, кг	Отношение W/G
H_0	B	одной шпунтины	1 м стенки W		
550	380	3557	7114	293,6	24,2
620	450	4141	8282	306,8	27,0
670	500	4572	9142	316,2	28,9
730	560	5100	10 200	327,6	31,3
777	600	5461	10 922	335,0	32,6
820	650	5922	11 843	344,4	34,4
880	710	6487	12 974	356,6	36,4
920	750	6872	13 744	363,2	37,8
970	800	7363	14 726	372,8	39,5

больверкам с применением мощных профилей шпунта.

Учитывая изложенное выше, в СССР разработаны стальные сварные шпунтовые сваи (рис. 8.8) с моментом сопротивления более 5000 см³/м стенки (табл. 8.2) и следует ожидать, что они найдут широкое применение при строительстве глубоководных причальных сооружений (сваи применялись в портах Мурманск, Южный, Одесса).

В ФРГ фирма «Пеинере» прокатывает сваи двутаврового профиля (рис. 8.9, *а*), широко используемые при возведении причальных сооружений на больших глубинах и в слабых грунтах (шпунтовые стенки свайных ростверков, больверки, анкерные стенки и др.).

Шпунтовые сваи типа «Пеинере» также широко применяются в виде одиночных свай или группы свай при строительстве швартовных и отбойных пал.

Сваи двутаврового сечения соединяются с помощью фитингов (рис.8.9, *б*) и забиваются вплотную одна к другой (рис. 8.9, *а*) или, если это возможно из условия несущей способности, с определенным шагом. Промежутки шпунтовых свай заполняются сваями более легких корытных или зетовых профилей в различных комбинациях (рис. 8.9, *в*). Аналогичными элементами (фитингами) соединяют шпунтовые сваи двутаврового широкополого профиля, выпускаемые в Японии. В Японии и других странах при строительстве больверков часто используют стальные трубчатые сваи с приваренными замками (рис. 8.9, *г*). Показатели экономической эффективности (W/G, M/G) таких стенок превышают или соизмеримы с показателями шпунтовых профилей специальных типов. Больверки из двутавров и труб выполняются по тем же конструктивным схемам, как и стенки из обычных шпунтовых свай.

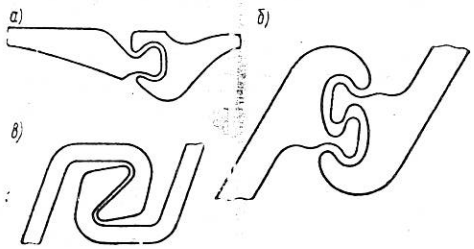


Рис. 8.7. Типы замков стальных шпунтовых свай:

а — кулачок в обойме; *б* — замок двойной; *в* — замок защемляющийся

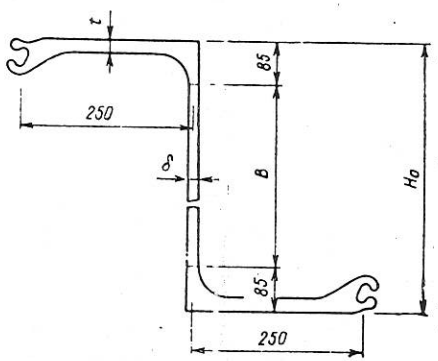


Рис. 8.8. Поперечное сечение сварного зетового шпунта с толщиной горизонтальной полки $t=18$ мм и толщиной вертикальной стойки $\delta=12$ мм (данные о шпунте приведены в табл. 8.2)

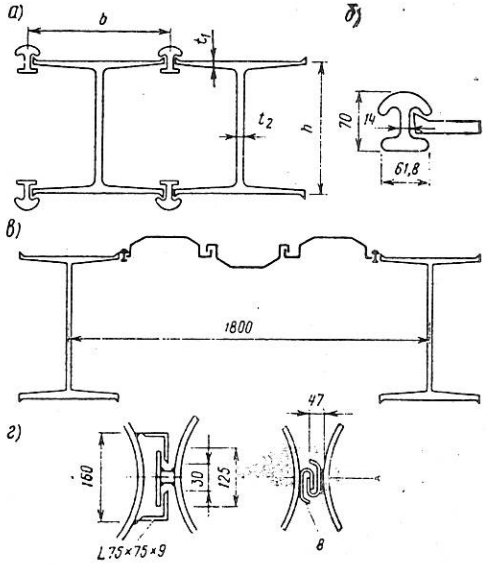


Рис. 8.9. Двутавровый и цилиндрический шпунт:

а — двутавровый шпунт, забитый вплотную один к другому; *б* — замковое соединение двутаврового шпунта—фитинг; *в* — двутавровый шпунт с заполнением промежутков шпунтом корытного профиля; *г* — замковое соединение круглоцилиндрических труб

§ 8.3. ТОНКИЕ СТЕНКИ ИЗ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Стальные больверки экономичны, однако использование металла в строительстве причальных сооружений ограничивается из-за его дефицита. Поэтому в начале 60-х годов в СССР началось широкое применение железобетонных шпунтов, главным образом предварительно напряженных. Вообще железобетонные шпунтовые сваи стали применять в гидротехническом строительстве с конца прошлого столетия. Расход металла в железобетонных больверках иногда приближается к расходу стали в стенках из металлического шпунта. В мировом портостроении железобетонные больверки по сравнению с металлическими получили меньшее распространение.

Конструктивно железобетонные заанкерованные стенки осуществляются в основном аналогично стальным больверкам. Однако до настоящего времени не удалось разработать надежную конструкцию железобетонного грунтонепроницаемого замка. Надежны и удобны при забивке замки от стальных шпунтов ШП-1 или ШК-1, а также замки из углового проката (рис. 8.10, *а*, *б*), но из-за высокой металлоемкости они применяются редко. Замок, показанный на рис. 8.10, *б*, применялся при строительстве набережной в Горьковском порту. Поэтому в любой конструкции из железобетонного шпунта нужно принимать дополнительные меры по обеспечению грунтонепроницаемости.

В железобетонных тонких стенках анкерный пояс устраивается с наружной стороны обычно из двух швеллеров

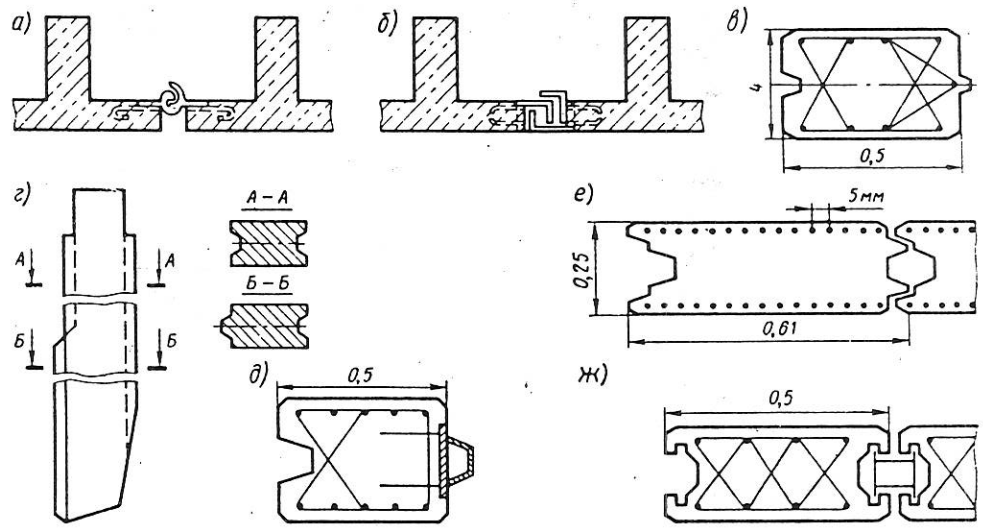


Рис. 8.10. Замковые соединения железобетонного шпунта:

а — замок из стального шпунта; *б* — замок из углового проката; *в* — железобетонный шпунт прямоугольного сечения с трапецеидальными замками и пазами; *г* — соединение по типу «паз-паз» выше дна и «гребень-паз» в грунте; *д* — шпунт с пазом и стальным направляющим гребнем; *е* — шпунт с пазами в направляющем гребне, армированный предварительно напряженной высокопрочной проволокой; *ж* — шпунт с выдергиваемым замком

№ 26—30. Головы свай на высоту 0,2 м разбиваются, и стержни арматуры заделываются в шапочную балку (оголовок) высотой 30—50 см и шириной на 20—30 см более толщины стенки. Однако в большинстве случаев вместо шапочной балки устраивается сборно-монолитная высокая надстройка, в которой замоноличивается также анкерный пояс.

Из огромного разнообразия имеющихся типов свай в портовом гидротехническом строительстве наибольшее распространение получили шпунтовые сваи прямоугольного, таврового и кольцевого сечений.

Ленморниипроектом еще в 1957 г. разработан типовой проект набережной на глубинах до 9,75 м из железобетонного предварительно напряженного шпунта прямоугольного сечения (0,45×0,5 м). При этом при глубинах более 8,25 за стенкой отсыпается разгрузочная призма из камня, уменьшающая примерно в 2 раза распорное давление и обеспечивающая грунтонепроницаемость стенки. Шпунт изготавливается длиной до 24 м, шириной 0,5 м, толщиной 0,25—0,45 м (с градацией через 5 см). Он воспринимает изгибающий момент от 100 до 540 кН× ×м на 1 м длины причала.

Набережная, относящаяся к этому типу, показана на рис. 8.11. В ряде случаев, если засыпка за стенку осуществляется из мелкозернистого песка, может применяться трехслойный обратный фильтр. Наименьшая толщина слоев 0,3 м. Прямоугольные сваи в больверках могут совсем не иметь замков (частокол). В подобных случаях сваи любого профиля должны забиваться в жестких направляющих. Они могут иметь трапецеидальный паз и гребень по всей длине сваи, что удобно для забивки, но не обеспечивает грунтонепроницаемость стенки, т. е. соединение по типу «гребень-паз» (см. рис. 8.10), или иметь трапецеидальный паз по всей длине с одной стороны и паз вверху и гребень на остальной погружаемой в грунт части длины сваи — с другой, т. е. соединения по типу «паз-паз» выше дна и «гребень-паз» в грунте (см. рис. 8.10, *г*). Пазы шестиугольного сечения заполняются бетоном или цементным раствором в мешочках, или цементным раствором, нагнетаемым под давлением в опущенные в зазоры полиэтиленовые трубки. С помощью перечисленных способов можно обеспечить не только грунто-, но и водонепроницаемость, необходимую при строительстве напорных сооружений. Однако устройство таких заполнений является трудоемкой операцией, не поддающейся контролю. Поэтому на практике в больверках широко применяется соединение по типу «гребень-паз», где грунтонепроницаемость достигается применением обратных фильтров, завес из гидрорерина и др. Часто также используется шпунт конструкции Ленморниипроекта с трапецеидальным пазом с одной стороны сваи и с направляющим коротким гребнем длиной 12 см из листовой стали, приваренным к закладному листу, расположенному на расстоянии 1,5 м от острия шпунта, с другой стороны (см. рис. 8.10, *д*).

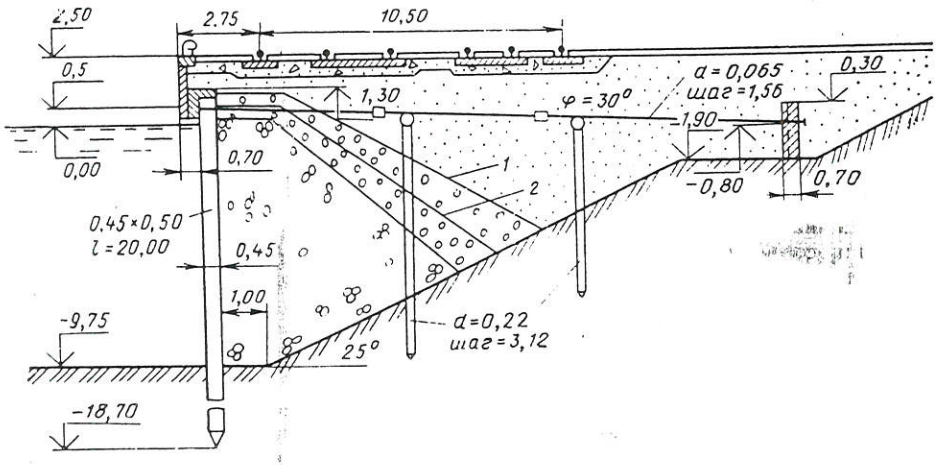


Рис. 8.11. Заанкерованный больверк из железобетонного шпунта прямоугольного сечения:
1 — щебень 5—20 мм; *2* — щебень 40—70 мм

При строительстве набережной в Лондонском порту применен шпунт с пазом, расположенным в направляющем гребне (см. рис. 8.10, *е*). В США использовался шпунт с инвентарным металлическим замком, выдергиваемым после забивки (см. рис. 8.10, *ж*).

Для речных условий Гипроречтранс еще в 1957 г. разработал типовой проект больверка из прямоугольного предварительно напряженного шпунта шириной 50 см и толщиной 25—35 см с замком «гребень-паз» без каменной призмы. Грунтонепроницаемость обеспечивалась слоем разнозернистого гравия крупностью 5—40 мм, толщиной 40 см, отсыпанного между шпунтовой стенкой и щитом из досок толщиной 2,5 см, опиравшихся на деревянные сваи $d=17$ см, забитыми с шагом 1,5 м.

Для установки наголовника верхнюю часть шпунта делают у́же на 10 см. Нижнюю часть шпунта снабжают стальным сварным башмаком с односторонним скосом (см. рис. 8.10, *г*). Для пропуска анкерных тяг в соответствующих местах в двух смежных шпунтах оставляется отверстие высотой 50 см.

При переходе от прямоугольного шпунта к элементам фасонных профилей можно рациональнее распределить бетон по сечению, повысить жесткость и несущую способность свай, снизить трудоемкость в связи с уменьшением числа свай и стыков, исключить из конструкции анкерные пояса и в целом создать более экономичные конструкции больверков.

Тавровый железобетонный шпунт при строительстве набережных применяли еще в 1931 г. в Ленинградском и в 1932 г. в Киевском порту. Предварительно напряженный тавровый шпунт впервые в портостроительной практике был разработан в 1956 г. Гипроречтрансом и в 1958—1961 гг. применен в Усть-Донецком порту при строительстве десяти причалов общей длиной более 1,1 км и свободной высотой 9 м. Шпунт погружался подмывом с использованием плавучего кондуктора с двухъярусными направляющими. В 60-е годы этот шпунт широко применялся при выполнении берегоукрепительных работ на канале имени Москвы. В несвязные грунты тавровый шпунт погружается методом подмыва. Такое погружение затруднительно для свай, снабженных плотными стальными замками как, например, показано на рис. 8.10, *а*, *б*. Также сложно погружать такой шпунт в плотные грунты. Для погружения таврового шпунта в глинистый грунт текуче- и мягкопластичной консистенции можно использовать вибрационный метод. Однако в этом случае необходимо дополнительно проверить и убедиться, что не произойдет резкого снижения несущей способности в результате вибрационного разжижения грунта.

Конструкция заанкерованного больверка с лицевой и анкерной стенками из крупнопанельного таврового предварительно напряженного шпунта показана на рис. 8.12. Шпунт изготавливается без замковых соединений длиной 10—24 м, высотой 0,8—1,6 м. Для погружения шпунта необходимо устройство жестких направляющих. При высоких строительных уровнях воды устройство направляющих усложняется. В этом случае следует применять металлические замки, показанные на рис. 8.10, *а*, *б*, из-за чего увеличивается расход металла на 10 %. Такой шпунт может воспринять максимальный изгибающий момент 2000 кН·м на погонную длину стенки 1 м. Благодаря этому можно возводить больверки свободной высотой до 14 м без разгружающих устройств. Каждая шпунтина крепится анкером отдельно. Узел крепления тяги к панелям лицевой (см. рис. 8.12, *в*) и анкерной стенки одинаков: тяга крепится штырями к коротким балкам из двух швеллеров, которые, в свою очередь, крепятся болтами к панелям. Шапочная балка, расположенная

сверху панелей анкерной стенки, обеспечивает их совместную работу.

Заанкерованные больверки из предварительно напряженного таврового шпунта широко используются при возведении причалов в суровых условиях Севера и Сибири и, в частности на реках в районах нефтяных и газовых месторождений на севере Западной Сибири. По сравнению с больверками из стального шпунта расход металла снижается в 1,5—2 раза, но затраты труда и сроки производства работ возрастают. Погружение производят в жестких двухъярусных направляющих, чередуя подмыв и вибропогружение. В настоящее время отработана методика получения высококачественного бетона для суровых климатических условий, и железобетонные больверки построены и успешно эксплуатируются в Мурманске и Архангельске, в порта

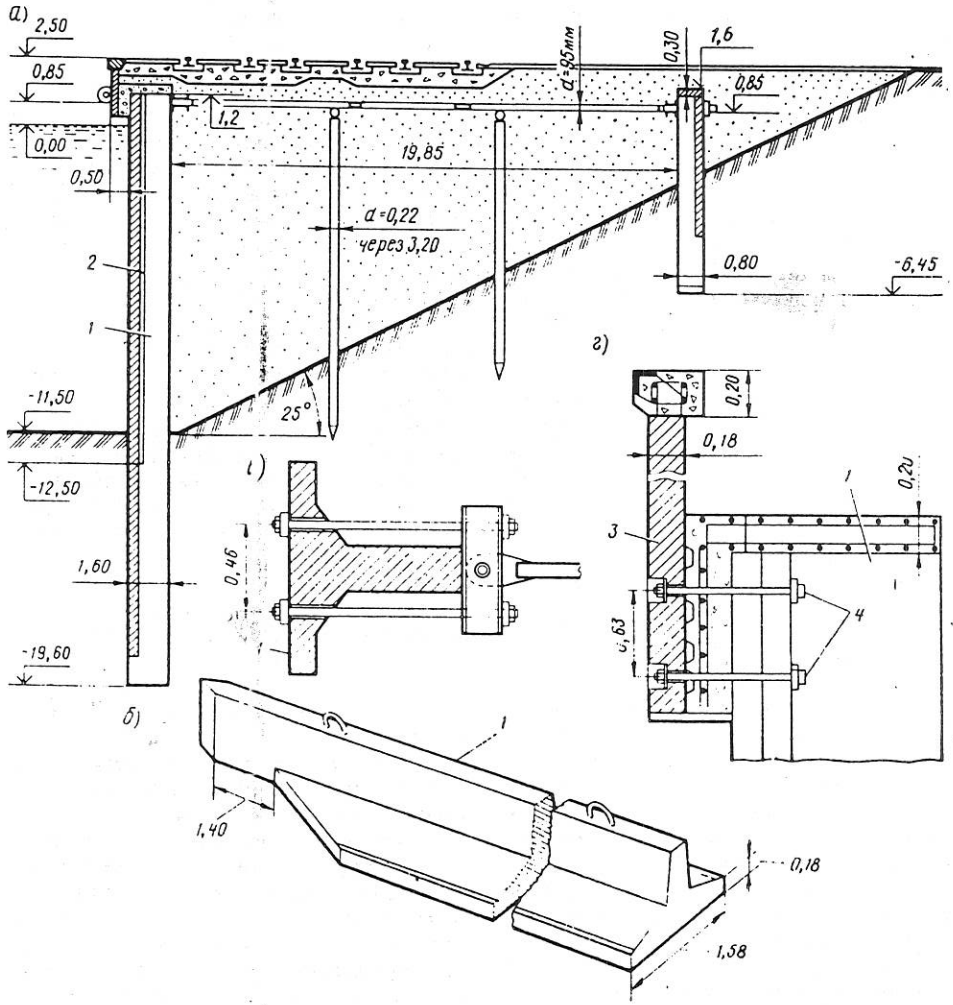


Рис. 8.12. Заанкерованная стенка из таврового шпунта конструкции Союзморниипроекта:

а — поперечный разрез; *б* — панель (шпунт) таврового сечения; *в* — крепление анкера к шпунту; *г* — сборно-монолитная надстройка; *1* — тавровый шпунт; *2* — гидрорери в 2 слоя; *3* — унифицированная плита надстройки 4,8×2,2×0,118 м; *4* — болты через 1,6 м

Канады, Норвегии, Аляски и Гренландии.

Лицевые железобетонные элементы набережных в северных портах рекомендуется защищать в зоне переменного уровня воды с помощью специальных теплоизолирующих поясов в виде монолитных или сборных плит или оболочек из битумно-шлаковой смеси толщиной 8—80 см (нефтяной битум и чистые молотые котельные шлаки) или пропитанных битумом железобетонных плит. Монолитные пояса устраиваются путем заполнения опалубки горячей битумно-шлаковой смесью (БШС). При установке поясов на существующие сооружения их опирают на проходящую вдоль лицевой поверхности стенки деревянный брус или металлическую балку. К плоскости стенки пояса крепятся анкерными болтами. Для этой цели может применяться также пеноэпоксидная теплогидроизоляция — пенопласт на основе эпоксидной смолы, имеющий удельный вес 1,8—2 кН/м³, стоимость 1 м³ около 700 р. и обладающий хорошим сцеплением с бетоном, благодаря чему можно в ряде случаев обходиться без анкерных болтов. Теплоизоляция должна быть надежно защищена отбойными устройствами от разрушения швартующимися судами.

Анкерные опоры в виде анкерной стенки широко применяются в больверках наряду с анкерными плитами. В отличие от анкерных плит, устанавливаемых на поверхность грунта и имеющих точку закрепления тяги в средней части плиты часто под водой, анкерная стенка представляет собой свайную конструкцию, забиваемую в коренной грунт откоса котлована с закреплением анкера в верхней части стенки, т. е. без выполнения водолазных работ. В анкерных стенках можно устанавливать тяги без выполнения каких-либо предварительных работ по устройству засыпки. Поэтому обычно анкерные стенки устраиваются в виде частокола свай самого различного профиля: железобетонных призматических (рис. 8.13, *а*), тавровых (рис. 8.12), из металлического шпунта, труб и др. В необходимых случаях они снабжаются шапочной балкой и распределительным анкерным поясом. При небольших глубинах (до 4—5 м), когда на анкерные опоры передаются небольшие усилия, такая конструкция может осуществляться в виде одиночных вертикальных свай.

Широкое распространение получили заанкерованные больверки из предварительно напряженных железобетонных свай-оболочек диаметром 1,6 м (рис. 8.14). Впервые такой больверк был возведен в 1964 г. в Вентспилсском порту. Сваи-оболочки конструкции Ленморниипроекта изготавливаются с толщиной стенки 0,12 и 0,15 м, собираются из отдельных центрифугированных звеньев длиною 6; 8 и 12 м, соединяются при помощи сварки фланцев с изоляцией стыка торкрет-бетоном. Такая оболочка воспринимает момент до 3500 кН·м, благодаря чему можно возводить стенки свободной высотой до 14 м с песчаной засыпкой. При большой высоте, а также при слабых грунтах основания следует использовать разгружающие устройства. Каждая оболочка крепится анкерной тягой отдельно за панель из таврового шпунта (рис. 8.14, *а*). Передний конец тяги замоноличивается в специальном анкерном железобетонном диске, который крепится к фланцу оболочки, или осуществляется крепление по типу, показанному на рис. 8.14, *в*. Грунтонепроницаемость стенки достигается заполнением швов между оболочками подводным бетоном (рис. 8.14, *г*). В больверках из свай-оболочек анкерная опора часто осуществляется в виде сплошной стенки из предварительно напряженных призматических свай (см. рис. 8.13, *а*).

Гипроречтрансом разработан предварительно напряженный широкопанельный шпунт в виде ребристой панели длиной 9,4 м и массой 14 т (см. рис. 8.13, *б*). В опытном порядке на строительстве причала в Риге этот шпунт погружался подмывом и крепился с помощью железобетонных предварительно напряженных анкерных тяг сечением 20×10 см и длиной 10,2 м. На том же причале в Риге применялся заанкерованный шпунт волнистого профиля конструкции Латгипропрома длиной 10,5 м (см. рис. 8.13, *в*). Перед погружением каждые две шпунтины соединяли болтами в панель шириной 5 м, массой 32 т, которую погружали с помощью специально сконструирован-

ного вибропогружателя ВПТ-7 с возмущающей силой 650 кН с использованием плавучего крана грузоподъемностью 50 т. При этом применялась направляющая рама из шпунта Ларсен-V, закрепленная к маячным сваям из того же шпунта.

Для свай таврового и фасонного профилей наряду с вибропогружением и подмывом может применяться комбинированный способ, т. е. вибропогружение и подмыв.

ВНИИГСом предложена конструкция стенки, в которой железобетонные шпун-

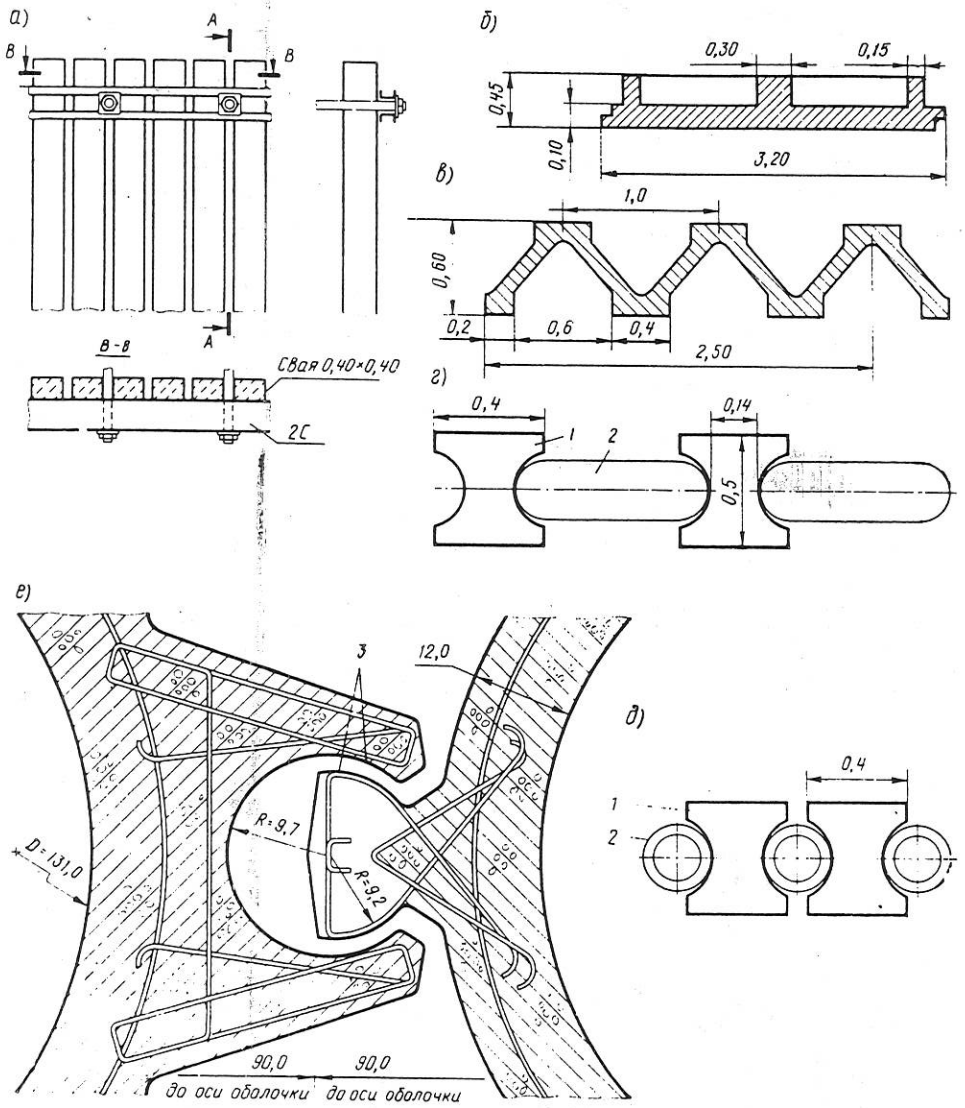


Рис. 8.13. Некоторые конструкции лицевых и анкерных стенок:

а — анкерная стенка из частокола железобетонных свай; *б* — ребристая панель Гипроречтранса; *в* — волнистая панель Латгипропрома; *г*, *д* — стенки из шпунта ВНИИГСа соответственно при небольших и больших изгибающих моментах; *е* — замковое соединение в виде паза и кулачкового гребня; *1* — свая-паз; *2* — свая-гребень; *3* — металлическая облицовка замка

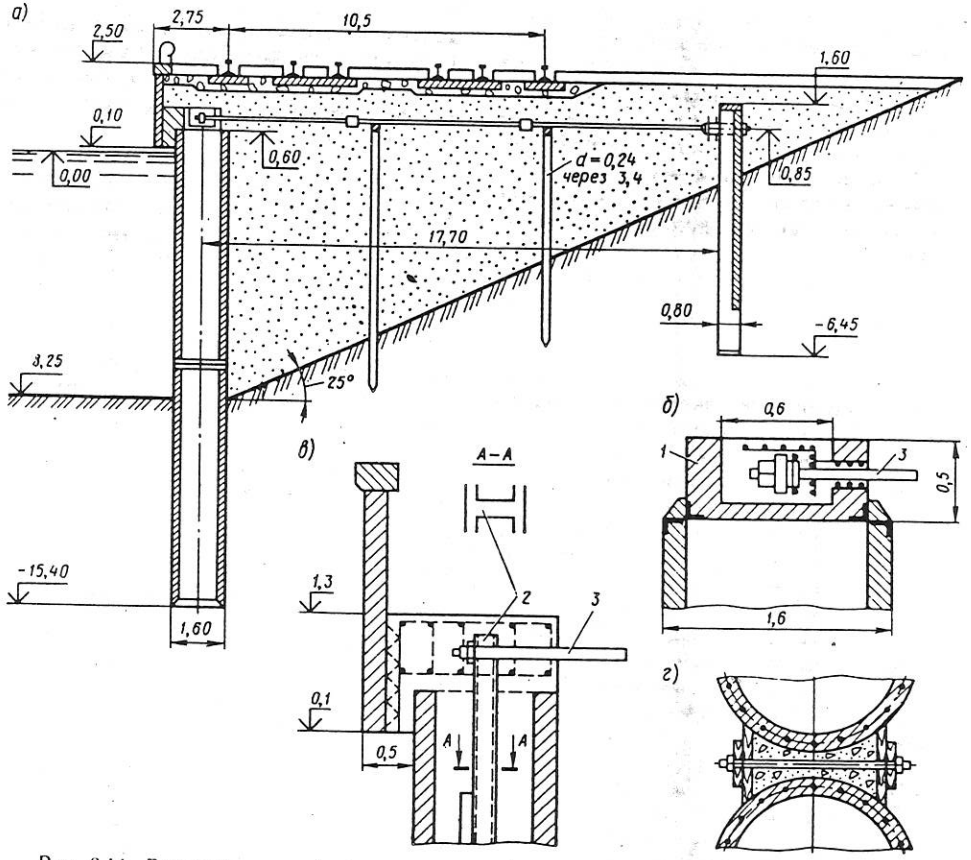


Рис. 8.14. Больверк из свай-оболочек диаметром 1,6 м конструкции Союзморниипроекта:

а — поперечный разрез; *б* — крепление тяги к сваям-оболочкам, с помощью анкерных дисков; *в* — крепление тяги к сваям-оболочкам с помощью стойки из двух швеллеров; *г* — заделка шва между сваями-оболочками; *1* — железобетонный анкерный диск; *2* — стойка из двух швеллеров, *3* — анкерная тяга.

ты мощного двутаврового профиля с напряженной арматурой (свая-паз) чередуются с панелями (свая-гребень), забиваемыми в грунт только на 2 м ниже дна и передающими всю нагрузку на двутавровые сваи (см. рис. 8.13, *г*). При больших изгибающих моментах, когда максимальный момент, воспринимаемый этим шпунтом, составляет 1000 кН·м на погонную длину стенки 1 м, двутавровые сваи располагаются почти вплотную и уплотняющие сваи-гребни выполняются трубчатой формы (см. рис. 8.13, *д*). В 1961 г. в Ленинградском морском порту при строительстве набережной такие двутавровые сваи забивали в ленточные глины на глубину 5,5 м.

В 1959—1960 гг. ЦНИИСом в опытном порядке было погружено на берегу на глубину до 10 м несколько шпунтин из свай-оболочек диаметром 1,6 м с более совершенными по своей идее замковыми соединениями в виде паза и кулачкового гребня (см. рис. 8.13, *е*). Замок устроен так, что возможны взаимный поворот шпунтин и перемещение в пределах 4 см в плоскости стенки. В песчаные грунты погружение производили с помощью подмыва с извлечением грунта из внутренней полости эрлифтом. В суглинистых грунтах и плотных песках применяли

вибропогружатели ВП-3 и ВП-160 в комбинации с подмывом. Установлено, что для преодоления трения в замках возмущающая сила вибропогружателей должна превосходить вес шпунта не менее чем в 2 раза. При заполнении полости в замке цементным раствором шпунт можно использовать и в напорных сооружениях.

§ 8.4. ДРУГИЕ КОНСТРУКЦИИ ТОНКИХ СТЕНОК

При свободной высоте набережных более 12—15 м и отсутствии необходимого шпунта можно применить больверки с двумя и более ярусами анкеровки (см. рис. 8.1, *е*, *ж*, *з*). Благодаря двойной анкеровке существенно облегчается работа стенки, уменьшаются изгибающий момент в шпунте и глубина его забивки.

В построенной в Бремене на слабых илистых грунтах неразрезной стенке из металлического шпунта при свободной высоте 18,5 м глубина забивки составила всего лишь 6,3 м. Обе наклонные тяги закреплены за одну и ту же анкерную стенку из металлического шпунта высотой 6,5 м (см. рис. 8.1, *е*). Крепление тяг к лицевой и анкерной стенкам осуществляется с использованием распределительных поясов из двух швеллеров.

Двуханкерные стенки можно применять при слабых грунтах основания, при отсутствии шпунта нужной длины, при невозможности забивки шпунта на достаточную глубину (близко скальный грунт) и во многих других случаях. Однако методы расчета неразрезных больверков весьма несовершенны. Даже в двуханкерном больверке (см. рис. 8.1, *е*, *ж*) не удается с необходимой степенью надежности установить распределение усилий между верхней и нижней тягами. Существующие методы расчета обычно приводят к недооценке усилий в верхних анкерных тягах и завышению в нижних.

Предложенные Черноморниипроектом и Ленморниипроектом деформационные узлы крепления анкерных тяг создали возможности для обеспечения управляемой схемы работы сооружения с регулировкой усилий в анкерных тягах и моментов в пролетах лицевой стенки. При достижении расчетного усилия в тяге в таком узле возникают пластические деформации, что приводит к смещению стенки и увеличению нагрузки на соседние недогруженные тяги.

В морских условиях эти стенки применяются редко также и из-за сложности и трудоемкости установки и крепления нижней анкерной тяги под водой. Вместе с тем двуханкерные стенки, особенно разрезные (см. рис. 8.1, *з*), широко применяются в тех случаях, когда все работы по установке анкерных тяг могут быть выполнены при низких уровнях воды или насухо до заполнения водохранилищ.

На рис. 8.15, *а* показана неразрезная двуханкерная стена из шпунта Ларсен-IVн, построенная в 1957 г. в г. Рыбинске. Стенка забита в тяжелый илистый суглинок ($\varphi=21°$, $c=0{,}03$ МПа). Нижние тяги установлены через 1,6 м и закреплены за сплошную анкерную стенку из шпунта Ларсен-IIIн, верхние тяги установлены через 3,2 м и закреплены за отдельные железобетонные плиты. Набережная рассчитана на давление 40 кПа.

На рис. 8.15, *б* показан двуханкерный разрезной железобетонный больверк, построенный в 1967 г. в Горьковском порту. Верхние и нижние анкерные тяги расположены через 1,55 м. Верхняя ребристая панель *3* шириной 3,15 м (двойная ширина таврового элемента) опирается на усиленный закладными частями выступ железобетонной балки *2*, объединяющей головы тавровых свай. Перекрытие швов между тавровыми шпунтинами осуществлялось с помощью металлических замков (см. рис. 8.10, *а*, *б*). Швы между ребристыми панелями перекрывались стальной полосой шириной 80 мм и толщиной 6 мм, приваренной сплошным швом к закладным частям из угловой стали 60×60×6 мм, окаймляющим ребристые панели. В настоящее время для этой цели целесообразно применять геотекстиль. Ввиду наличия шарнира в месте примыкания панелей к оголовку шпунтовой стенки двуханкерные разрезные больверки имеют статически четкую расчетную схему, чем они выгодно отличаются от неразрезных больверков. Набережные аналогичной конструкции также большой протяженности построены в

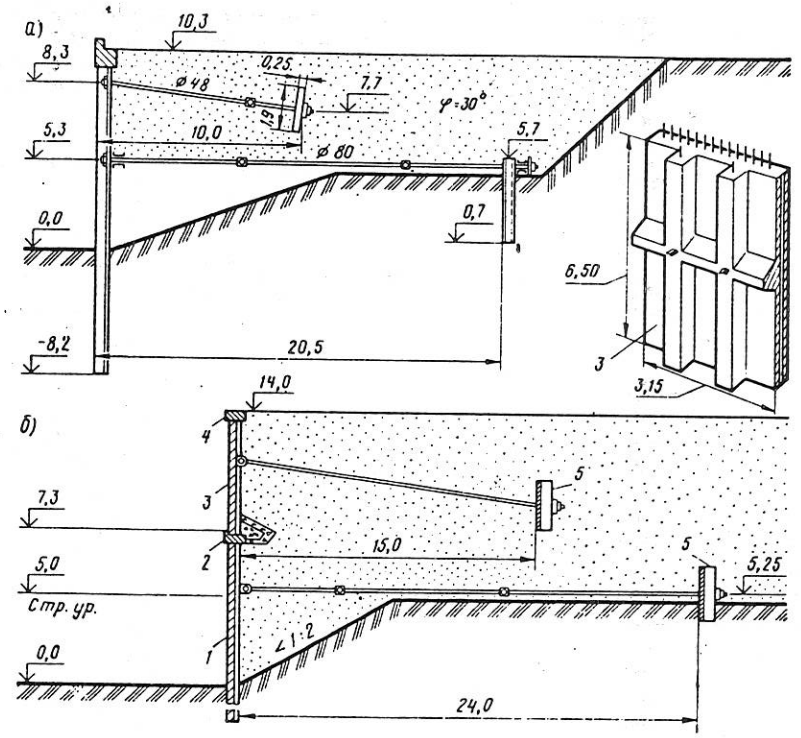


Рис. 8.15. Двуханкерные набережные:
а — неразрезная конструкция из стального шпунта; *б* — разрезная железобетонная стенка; *1* — тавровый железобетонный шпунт; *2* — монолитная железобетонная балка; *3* — ребристая панель; *4* — шапочная балка; *5* — железобетонные анкерные плиты

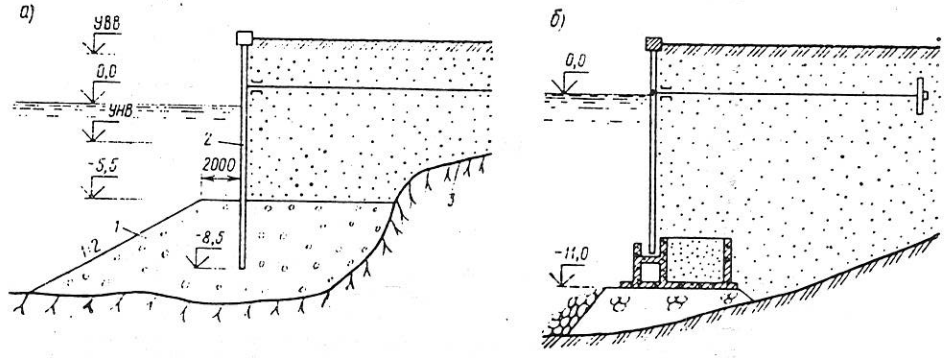


Рис. 8.16. Сооружения в виде тонких стенок в Гренландии:
а — стенка в Сукертоппене; *б* — использование железобетонного ящика в качестве нижней опоры тонкой стенки; *1* — галька крупностью 1—10 см; *2* — стальной шпунт; *3* — скальное основание

Тобольском порту и в Обь-Иртышском речном бассейне.

В настоящее время наилучшей конструкцией набережных для условий Арктики являются стальные больверки. Они успешно противостоят воздействию сурового климата и значительных ледовых нагрузок и могут быть возведены в кратчайшие сроки. Впервые в условиях Советской Арктики такой причал был построен в 1963 г. из шпунта Ларсен-V в морском порту Певек. Более 15 лет находятся в эксплуатации стенки из шпунта Ларсен-V и Ларсен-IV в речных портах Сургута и Лобытнанги, где расчетная температура воздуха ниже —40 °С. Аналогичные конструкции применялись в порту Дудинка и в портах зарубежной Арктики (рис. 8.16, *а*, *б*). Больверк, показанный на рис. 8.16, *а*, интересен тем, что вместо обычно применяемой в условиях скального основания гравитационной стенки на скалу была отсыпана призма из гальки, в которую забит стальной шпунт.

Другая конструкция тонкой стенки, построенная в Гренландии в условиях скального основания, показана на рис. 8.17. Это оригинальная разновидность двуханкерной стенки, имеющая статически четкую расчетную схему и получившую название «подвешенного» больверка. Свободная высота стенки около 5 м, шаг верхних анкерных тяг 2,1 м, нижних 1,05 м.

Проектный институт Сибгипроречтранс для строительства в суровых климатических условиях разработал унификацию основных элементов набережных типа «больверк» со свободной высотой 8—16 м. Унификация предусматривает 8 разновидностей стенок, и в том числе: одноанкерные больверки из стального шпунта без экранирующих свай или с одним или двумя рядами таких свай (см. рис. 8.1, *б*, *и*); двуханкерный больверк из стального шпунта (рис. 8.18) или из железобетонных тавровых элементов; больверки из стального шпунта с разгрузочными рамами (см. рис. 8.1, *н*) или с горизонтальными разгрузочными анкерными плитами (см. рис. 8.1, *м*).

В последнее время в связи с увеличением глубин широкое распространение получили конструкции с расположенными за лицевой стенкой одним или двумя продольными рядами одиночных призматических свай или свай-оболочек, над которыми симметрично может располагаться монолитная или сборная железобетонная разгружающая плита. Эта плита упирается в надстройку, передает ей горизонтальную нагрузку, благодаря чему уменьшаются изгибающие моменты на консоли и в пролете лицевой стенки. Иногда за лицевой стенкой возводится вторая сплошная стенка.

Такие конструкции, получившие название экранированных больверков (см. рис. 8.1, *и*), можно применять при глубинах до 15 м и более. Экранирующие сваи воспринимают на себя часть распорного давления. Благодаря вовлечению в работу грунта, расположенного между лицевой стенкой и свайными рядами, суммарный момент уменьшается на 30—35 %. Степень разгрузки лицевой стенки увеличивается с возрастанием жесткости экранирующего свайного ряда. Используя экранирующие стенки повышенной жесткости, можно возводить сооружения из легких металлических шпунтов, роль которых сводится к обеспечению грунтонепроницаемости стенки. Обычно шаг экранирующих свай вдоль кордона не превышает расстояния в свету между этими сваями и лицевой стенкой. При экране из свай-оболочек это расстояние принимается 3—4 м. При экране из призматических свай — 1,5—2 м.

Для уменьшения давления грунта засыпку иногда располагают в форме откоса, который перекрывают надстройкой эстакадного типа (см. рис. 8.1, *л*). Подобные комбинированные конструкции иногда называют больверками-эстакадами. Таким образом можно отметить, что в конструктивном и расчетном отношении экранированные больверки занимают промежуточное положение между «чистыми» больверками и набережными-стенками с высоким свайным ростверком.

В набережной, показанной на рис. 8.19, *а* и построенной в Ленинградском морском порту в условиях слабых грунтов, для лицевой стенки использован предварительно напряженный железобетонный шпунт 50×45 см. Несмотря на наличие каменной призмы, в конструк-

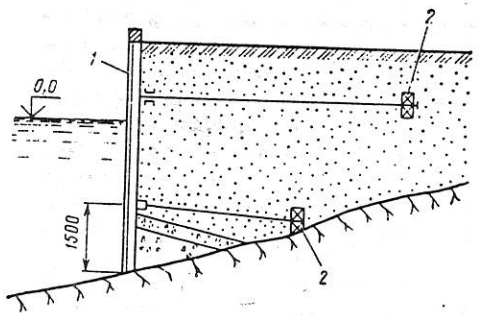


Рис. 8.17. Двуханкерная стенка («подвешенный» больверк):
1 — стальной шпунт; *2* — деревянные анкерные плиты

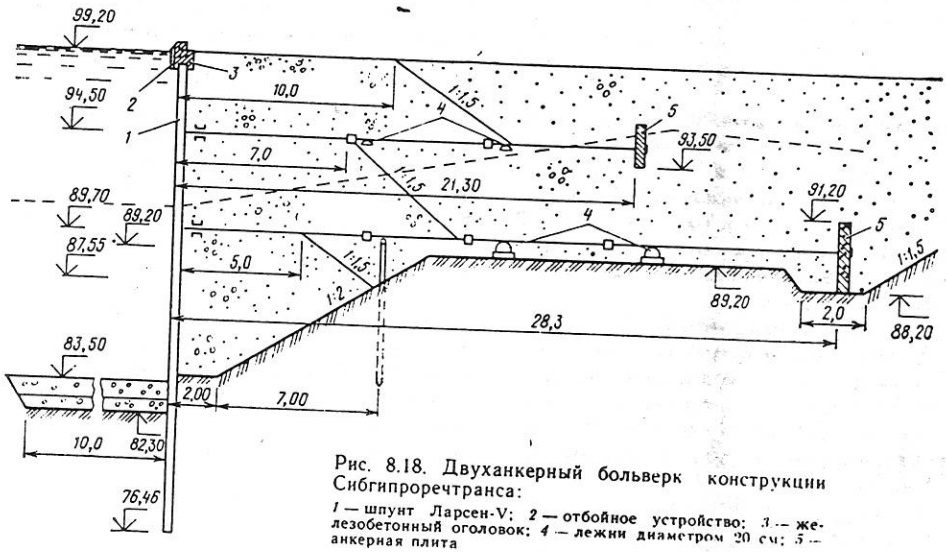


Рис. 8.18. Двуханкерный больверк конструкции Сибгипроречтранса:
1 — шпунт Ларсен-V; *2* — отбойное устройство; *3* — железобетонный оголовок; *4* — лежни диаметром 20 см; *5* — анкерная плита

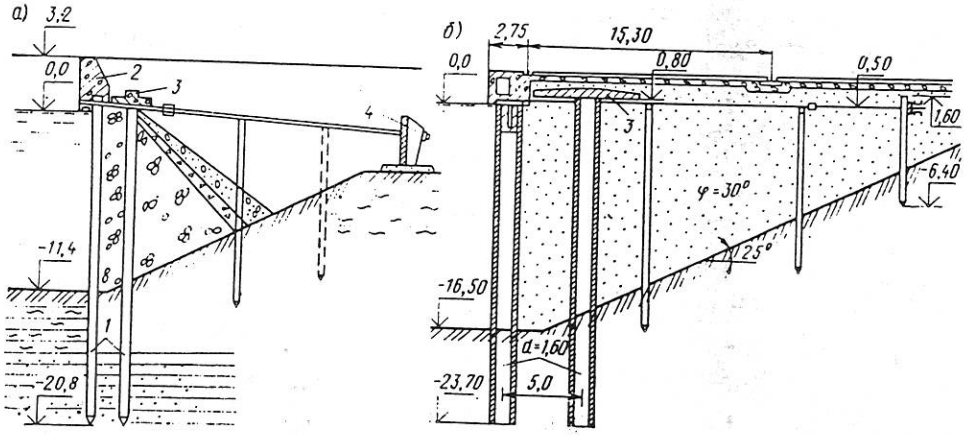


Рис. 8.19. Экранированные больверки:
а — из железобетонного шпунта; *б* — из свай-оболочек; *1* — железобетонный шпунт; *2* — надстройка; *3* — разгрузочная плита; *4* — анкерная плита

ции пришлось применить экранирующий ряд из таких же свай с шагом 1,56 м, на который установили разгрузочную плиту.

Выполненные проработки показали, что глубину 13 м можно обеспечить путем возведения одноанкерного больверка из шпунта Ларсен-V при глубине забивки 8,4 м при средних грунтовых условиях с экранирующим рядом из свай-коробов из двух шпунтин с шагом 1,68 м, расположенным на расстоянии 2,15 м от лицевой стенки, без устройства каменной призмы. Над незаанкерованным экранирующим рядом располагается железобетонная сборная разгрузочная платформа.

В набережной, показанной на рис. 8.19, *б*, применены сваи-оболочки для лицевой стенки и для экранирующего ряда. Каждая свая-оболочка лицевого ряда закреплена тягой (их шаг 1,7 м) за анкерную стенку. Сваи-оболочки экранирующего ряда оставлены без анкеровки, их шаг 3,4 м.

Одной из унифицированных конструкций для северной части Обь-Иртышского речного бассейна является набережная с двумя рядами экранирующих свай (рис. 8.20). Для этой стенки отметка строительного уровня 32,5 м; максимальный годичный уровень 2%-ной обеспеченности находится на отметке 41,35 м. Следует отметить, что применение разгружающих плит на свайных опорах особенно целесообразно при больших вертикальных нагрузках на причале над плитой.

Больверки с передним гибким экраном, при необходимости с каменной разгружающей призмой могут строиться при глубине у кордона до 20 м. Лицевая стенка из стального шпунта надежно защищает сваи-оболочки в суровых климатических условиях от истирающего действия льда и смягчает режим их попеременного замораживания и оттаивания при колебаниях уровня воды.

Таким образом, в рассматриваемых больверках шпунт может анкероваться за сваи-оболочки с устройством или без устройства разгружающей плиты, а сваи-оболочки закрепляться за анкерную стенку. Глубина погружения свай-оболочек обычно превышает глубину забивки переднего экрана из стального шпунта.

В целом экранированные больверки в большинстве случаев оказываются все же экономичнее высоких свайных ростверков и гравитационных стенок.

Изгибающий момент в свайной стенке можно снизить, применяя предложенную

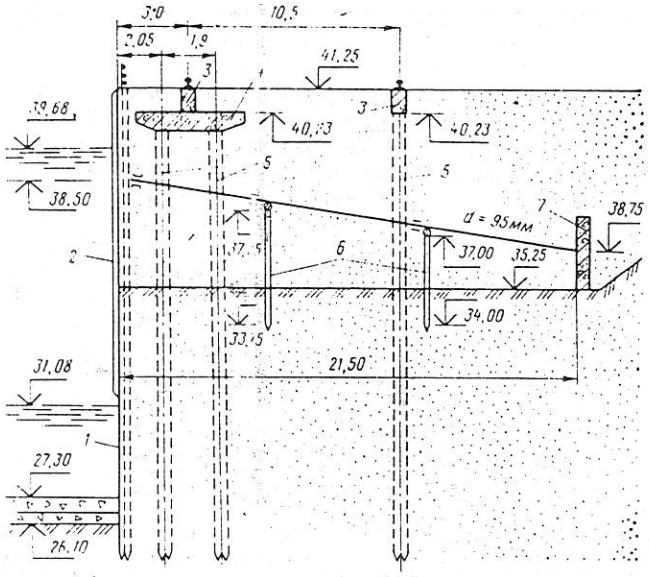


Рис. 8.20. Больверк из металлического шпунта с двумя рядами экранирующих свай:

1 — шпунт Ларсен-V; *2* — отбойное устройство; *3* — монолитная железобетонная подкрановая балка; *4* — сборный железобетонный ригель; *5* — сваи из спаренного шпунта Ларсен-V; *6* — деревянные сваи диаметром 18 см с шагом 3,36 м; *7* — анкерная плита

Ленморниипроектом конструкцию так называемого заанкерованного больверка с внешней пригрузкой (рис. 8.21). Такая стенка не строилась, но была испытана в 1971 г. в натурных условиях в Ленинградском морском порту. Основную несущую стенку больверка составляют забивные сваи-оболочки *1* (или сваи из стальных труб), погруженные вразрядку или вплотную, перед которыми на горизонтальных фундаментных железобетонных плитах *2* установлены вертикальные элементы *3* (железобетонные панели или пакеты из металлического шпунта), закрепленные тягами за сваи-оболочки и ограждающие переднюю грунтовую пригрузку основной стенки. В свою очередь, сваи-оболочки закреплены тягами за анкерную стенку *4*. Лицевая панель подвергается воздействию горизонтальной составляющей силосного давления грунта, расположенного между стенками. Уменьшение изгибающего момента в забивной стенке достигается путем вовлечения в работу лицевой панели посредством слоя грунта, расположенного между стенками, т. е. используется совместная работа двух стенок и грунта, заключенного между ними. С морской стороны на забивную стенку действует противодавление грунта, расположенного между стенками. Отпор грунта на забивную стенку ниже уровня дна возрастает вследствие дополнительной пригрузки призмы выпора фундаментной плитой с учетом веса расположенного над ней слоя грунта и лицевой стенки. При этом условная опора забивной стенки в грунте смещается вверх, пролет ее сокращается и соответственно уменьшаются изгибающий момент и реакция в анкерной тяге. Таким образом, забивная стенка работает здесь в достаточно благоприятных условиях и изгибающий момент в ней уменьшается в 2—3 раза, а суммарный момент на 35—50 % по сравнению с обычным одноанкерным больверком.

В зависимости от несущей способности грунта основания больверки с грунтовой пригрузкой могут применяться для причалов с глубинами до 18 м и более. Рассматриваемая конструкция весьма чувствительна к деформациям фундаментной плиты. Поэтому без специальных мероприятий по уплотнению грунтов ее не рекомендуется применять на основаниях, имеющих модули общих деформаций меньше 5—10 МПа.

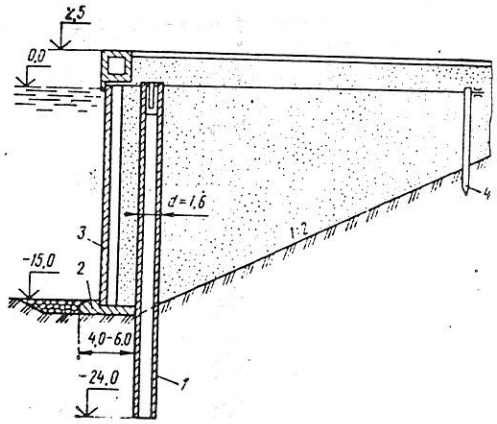


Рис. 8.21. Заанкерованный больверк с внешней пригрузкой

Кроме рассмотренных в строительной практике, применяется также большое количество других устройств и способов разгружения, причем некоторые из них применяются совместно с экранированием.

Значительный разгружающий эффект дает армирование засыпки жесткими или гибкими рамами, балками или полотнищами (см. рис. 8.1, *н*).

После лабораторных опытов в 1962 г. на строительстве причала в г. Комсомольске (свободная высота 9 м, лицевая стенка из шпунта Ларсен-IV) выполнены натурные исследования работы плит, выполняющих роль и разгрузочных, и анкерных (см. рис. 8.1, *м*). К концу плиты длиной 5,8 м, выполненной из обрезков стального шпунта, приваривались уголки 100×100×10 мм, которые зацепляли за коротыши диаметром 80 мм, приваренные к распределительному поясу лицевой стенки. Методика расчета рассматриваемых конструкций предложена, но схема работы такой плиты исключительно сложна и до конца не разработана, в частности неясен вопрос о силах трения между плитой и грунтом.

Часто применяется также замена грунта за стенкой и впереди нее, забивка в пассивной зоне дополнительных свай, ис-

кусственное закрепление грунта засыпки в пассивной зоне и др. В ЛИВТе проведены опыты по закреплению отдельных слоев засыпки с помощью силикатизации и цементации. Такие слои играют роль разгрузочных рам и снижают распорное давление на шпунтовую стенку до 50 %.

Разумеется, для этого необходимо производить дополнительные расходы на устройство разгружающих устройств, и вопрос решается на основе технико-экономического сравнения различных вариантов. Обычно разгружающие устройства применяют в тех случаях, когда иначе не удается возвести стенку из имеющихся свай.

С начала текущего столетия в портовом строительстве стали применять сплошные тонкие стенки, закрепленные одиночными наклонными сваями — козловые больверки (см. рис. 8.1, *д*), которые при свободной высоте до 8—8,5 м в ряде

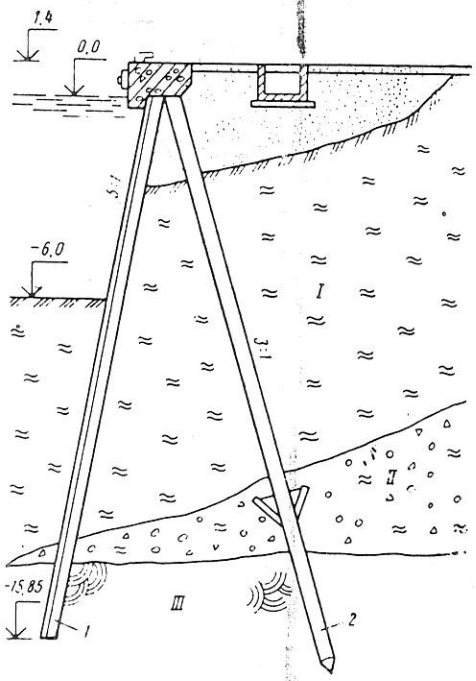


Рис. 8.22. Козловый больверк из металлического шпунта с наклонной лицевой стенкой:
1 — стальной шпунт; *2* — спаренные стальные шпунтины; *I* — ил; *II* — ил со щебнем; *III* — глина тугопластичная

случаев оказываются экономичнее других типов больверков. Наклонные сваи имеют наклон от 3 : 1 до 1 : 1.

Головы свай лицевой стенки и анкерных свай омоноличиваются железобетонной балкой. Установлено, что такое сооружение работает по схеме рамной конструкции. Наклонные одиночные сваи выполняют также роль экрана, уменьшающего боковое давление на лицевую стенку. Глубина забивки этих свай обычно значительно превышает глубину забивки свай лицевой стенки.

В СССР на Черном море построена набережная с наклонной лицевой стенкой из стального шпунта (рис. 8.22), закрепленная наклонными сваями (шаг 1,2 – 1,6 м) из спаренных стальных шпунтин. Сооружение построено на слабых грунтах, т. е. на слое ила текучей и текучепластичной консистенции, и при сравнении оказалось экономичнее варианта сооружения из сборного железобетона. Схема с подобным расположением свай была использована еще в 1907 г. при строительстве берегоукрепительной стенки свободной высотой 2,07 м в Люксембурге.

В последнее время в зарубежной практике металлический шпунт для лицевых стенок козловых больверков применяется довольно часто. Иногда выполняются из шпунта и анкерные сваи. В большинстве случаев это сваренные попарно шпунтины корытного профиля.

В СССР козловые больверки строятся в большинстве случаев из железобетона. В 1963 г. в Ленинграде на слабом глинистом основании построена набережная свободной высотой 7,3 м с вертикальной лицевой стенкой из предварительно напряженного плоского железобетонного шпунта, толщиной 30 см с глубиной забивки 7,25 м. Предварительно напряженные анкерные сваи 40×40 см при уклоне 3 : 1 с шагом 1,5 м имели глубину забивки 11,7 м. Сечение омоноличивающей балки 1,2×1,4 м.

При строительстве козловых больверков в Киевском порту применялись анкерные сваи 30×30 см повышенной несущей способности с уширениями 0,3×1,3 м на концах.

К группе тонких подпорных стенок относят и парусные конструкции (см. рис. 8.1, *п*), в которых грунт засыпки поддерживается гибким полотнищем, получившим название «парус». Однако в отличие от подвергающихся изгибу обычных больверков в процессе возведения сооружения «парусу» придается криволинейная форма, при которой он работает только на растяжение. Верхним краем парус подвешивается к шапочному брусу, объединяющему головы одиночных вертикальных свай, нижний край паруса удерживается горизонтальной железобетонной анкерной плитой. Роль такой плиты может выполнять защемленная в грунте часть гибкого полотнища. Таким образом, парус, работающий на растяжение, передает сваям только осевую сжимающую силу. Вследствие эксцентриситета точки подвески паруса относительно продольной оси свай в них возникают небольшие напряжения изгиба. На анкерные плиты от паруса передается только осевая растягивающая сила.

Одна из возможных конструкций парусного типа показана на рис. 8.23, *а*. Сваи-оболочки погружены с шагом 5 м. Парус толщиной 5 мм изготовляется из стеклоткани СВАМ, армированной стекложгутом.

По конструкциям парусного типа проведены широкие теоретические, лабораторные и полунатурные исследования, предложены методы расчета. Однако вопрос об использовании рассматриваемых стенок в строительной практике может рассматриваться после получения недорогих синтетических материалов, разработки технологических схем придания парусу необходимого очертания в производственных условиях, получения данных по долговечности и др. Предложено также большое количество других типов и схем тонких стенок. Некоторые из них нашли практическое воплощение.

Разработанная Ленморниипроектом для Новоталлиннского порта конструкция больверка из металлического шпунта с разгружающей эстакадой из свай-оболочек показана на рис. 8.23, *б*.

В 1963 г. в порту Зеленогорска на плотных грунтах основания, в которые нельзя забить шпунт, построена набережная, являющаяся модификацией двуханкерных стенок по типу «подвешенных» больверков (рис. 8.24 *а*). Лицевые панели и анкерные плиты выполнены из плоского металлического шпунта ШП-1. В процессе монтажа секция лицевой стенки, анкерная плита и тяги соединялись в блоки шириной 2,8 м и устанавливались на место с помощью крана. При этом крайняя шпунтина стенки блока заводилась в замок шпунтины ранее установленного блока.

На рис. 8.24, *б* показана схема стенки, предложенная Гипроречтрансом и получившая практическое применение в портовом строительстве. Блок стенки состоит из лицевой и тыловой панелей, соединенных двумя железобетонными диафрагмами путем сварки закладных частей. Лицевая панель может соединиться с диафрагмами также при помощи замков из шпунта ШП-1. Лицевые элементы при необходимости могут заглубляться на некоторую глубину в основание.

Схемы сооружений, подобные показанным на рис. 8.24, *а*, *б*, имеют много общего с тонкими стенками по конструктивным решениям основных элементов и с гравитационными сооружениями по характеру своей работы. Поэтому их иногда называют набережными промежуточной конструкции между гравитационными и шпунтовыми стенками. Поскольку лицевые панели в основание не заглубляются или это заглубление невелико при расчете, нужно весьма тщательно исследовать вопрос их общей устойчивости. Особенностью таких набережных является быстрота их возведения благодаря возможности монтажа укрупненными блоками.

На рис. 8.24, *в* показана предложенная А. Я. Будиным конструкция быстровозводимой стенки, собираемой на полигоне в готовые блоки шириной 3 м. Благодаря шарнирному соединению элементов, а также шарнирному сочленению двух отрезков стальной тяги *4* можно транспортировать секции к месту установки в сложенном виде: анкерная плита совмещается с железобетонной тягой, остальная анкерная тяга *4* складывается. При этом шарнир *3* перемещается вверх. Для уменьшения усилий в анкерной плите и ее толщины она выполнена разрезной.

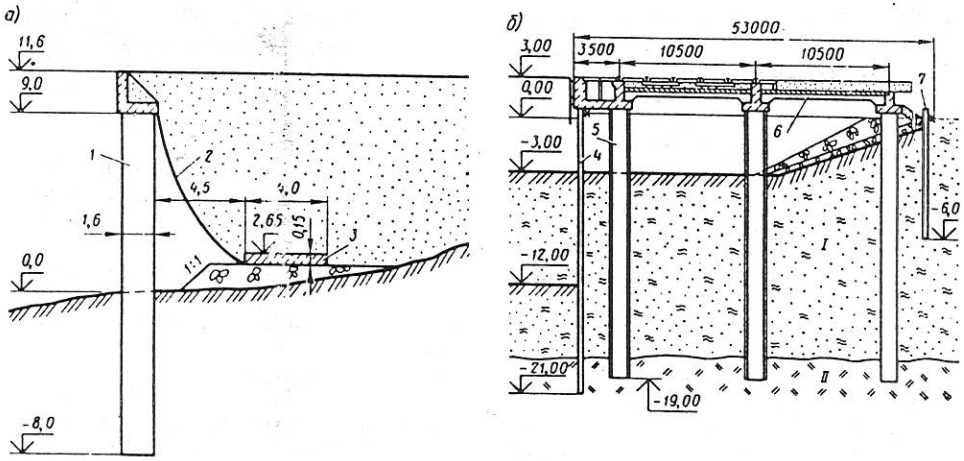


Рис. 8.23. Стенка парусного типа и больверк с разгружающей эстакадой:

1 — сваи-оболочки; *2* — парус; *3* — анкерная плита; *4* — шпунт BU-32; *5* — преднапряженные сваи-оболочки диаметром 1,6 м; *6* — плита; *7* — анкерная стенка из шпунта BU-32; *I* — ил; *II* — плотный грунт

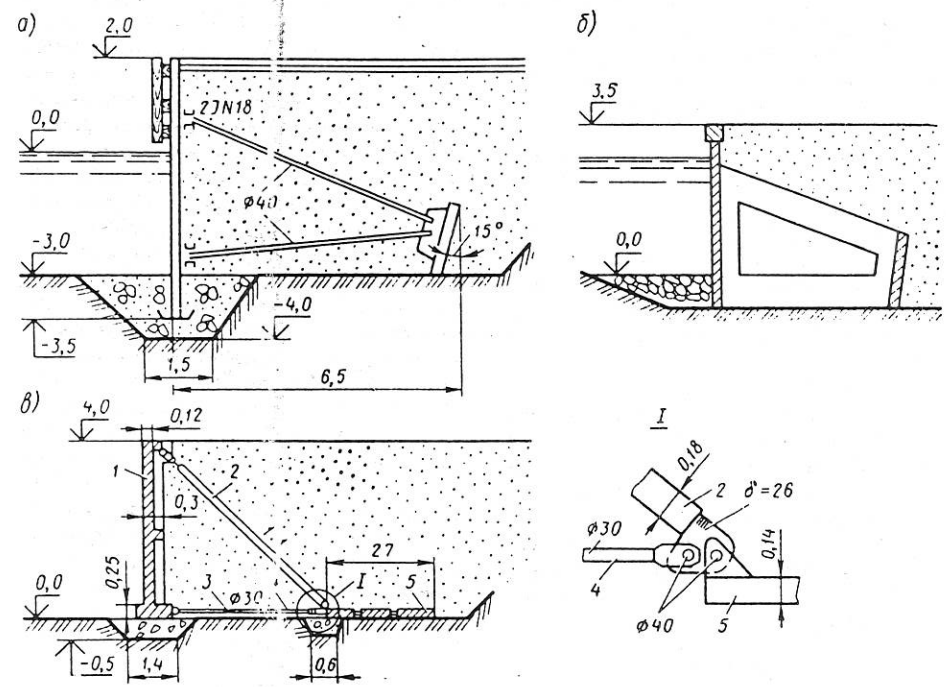


Рис. 8.24. Некоторые другие типы стенок:

а — двуханкерная; *б* — в виде блока без днища; *в* — быстровозводимая железобетонная стенка; *1* — ребристая лицевая панель; *2* — две железобетонные анкерные тяги; *3* — шарнир; *4* — стальная анкерная тяга; *5* — анкерная железобетонная плита

Больверки из призматических свай могут применяться при глубинах до 9,75 м, при высоте волны менее 1 м и толщине льда до 0,6 м. Тонкие стенки из трубчатых железобетонных свай могут применяться также и в сейсмических районах при глубинах до 11,5 м, высоте волны до 2 м и толщине льда менее 0,6 м.

Больверки из металлического шпунта и трубчатых металлических свай применяются при глубинах более 11,5 м, при высоте волны до 2 м и толщине льда более 0,6 м. Их рекомендуется использовать в районах с тяжелыми природно-климатическими условиями, а также при реконструкции. Для Северной строительно-климатической зоны и приравненных к ней районов допускается проектирование этих сооружений при глубинах менее 11,5 м.

В лицевых стенках из железобетонных элементов грунтонепроницаемость обеспечивается по всей свободной высоте сооружения и на глубину не менее 1 м ниже проектного дна.

Надстройка выполняется из монолитного железобетона с устройством лицевой сборной панели из высокопрочного бетона с высокой степенью коррозионной стойкости против механических и химических воздействий моря. Температурно-деформационные швы располагаются с шагом не более 40 м. В больверках из металлического шпунта их рекомендуется выполнять в местах замковых соединений. Отметка низа надстройки определяется исходя из необходимости защиты шпунта от агрессивных воздействий в зоне переменного уровня моря. Эта отметка должна находиться не менее чем на 20 см ниже отсчетного уровня. При этом необходимо учитывать опыт эксплуатации сооружений в аналогичных условиях.

Металлические элементы конструкции защищаются от коррозии антикоррозионными лакокрасочными покрытиями. При интенсивной коррозии в зоне переменного уровня стальной шпунт защищается железобетонной надстройкой.

В конструкциях больверков следует предусматривать равномерное натяжение анкерных тяг, устраивать промежуточные опоры под тяги через 6 м, при необходимости выполнять шарниры в месте крепления тяг к лицевой стенке и анкерным опорам.

Для уменьшения горизонтальных и вертикальных перемещений целесообразно применять анкерные опоры в виде частокола железобетонных свай, забитых в плотный грунт, с устройством уплотненной грунтовой отсыпи перед такой стенкой.

Анкерные опоры могут устраиваться также в виде железобетонных плит или плит из обрезков металлического шпунта. Анкерные стенки из стального шпунта или анкерные козловые опоры, связанные железобетонным шапочным брусом, допускается применять при надлежащем обосновании. Благодаря применению анкерных стенок и козловых опор можно выполнять крепление тяг насухо и осуществлять их предварительное натяжение.

Звенья тяг соединяются с помощью одного из способов: контактной сварки в заводских условиях; ванно-шлаковой сварки; сварки с накладками цилиндрической формы; талрепами. Тяги следует крепить к лицевой стенке выше строительного уровня воды, благодаря чему можно провести монтажные работы насухо.

Тумбовые узлы больверков следует проектировать с тягой увеличенного диаметра или с дополнительной анкеровкой. Допускается закреплять тяги тумбового массива выше уровня крепления рядовых тяг, однако следует стремиться закреплять их на одном уровне с анкерными тягами лицевой стенки.

Рекомендуется балки распределительного пояса соединять в пределах секции сварными равнопрочными швами или сваркой с накладками. Допускается устанавливать балки также разрезными, принимая расчетные схемы балок в соответствии с их конкретной разрезкой.

Расчет основных типов больверков с анкеровкой на одном уровне выполняется с учетом деформаций и перемещений элементов, в том числе смещения анкерной системы. Обычные больверки допу-

скается рассчитывать без учета перемещений и деформаций.

За расчетную плоскость восприятия активного давления лицевой стенкой принимается:

для стенок из металлического двутаврового и плоского (призматического) железобетонного шпунта — по тыловой полке или грани;

для стенок из корытного и зетового шпунта — плоскость, проходящую через нейтральную ось поперечного сечения стенки;

для стенок кольцевых сечений — плоскость на расстоянии одной четверти внешнего диаметра от тыловой грани оболочки;

для тавровых стенок — плоскость на расстоянии $x_{пл}$ от тыловой поверхности ребер.

Размер $x_{пл}$ определяется по формуле:

$$x_{пл} = \frac{(l-D)^2}{4l \operatorname{tg} \varphi_з} \leqslant h_р,$$

где l — расстояние между ребрами;
D, $h_р$ — ширина и высота ребра;
$\varphi_з$ — средневзвешенный угол внутреннего трения засыпки.

В призме распора угол трения грунта по расчетной плоскости лицевой и анкерной стенки и анкерной плиты допускается принимать равным $0{,}5\varphi$.

В призме выпора:

для лицевой стенки при построении эпюры по технической теории предельного напряженного состояния $\delta=\varphi$ (но не более 30°); при расчете по классической теории $\delta=0{,}75\varphi$; при замене грунта на участке замены в зависимости от материала отсыпки и способа производства работ $\delta=0$ или $0{,}333\varphi$;

для анкерной стенки $\delta=0{,}333\varphi$;

для анкерной плиты $\delta=0$ (при специальном обосновании допускается принимать $\delta=0{,}333\varphi$).

При замене грунта отпор определяется обычным способом и в предположении сдвига призмы заменяемого грунта перед стенкой по плоскости контакта с грунтом основания; в расчет вводится наименьшее из полученных значений.

При проектировании на перспективную глубину возможен расчет на стабилизированное (полностью консолидированное) состояние грунта.

В необходимых случаях строится эпюра волнового давления (ниже дна это давление допускается не учитывать), которая суммируется с эпюрой давления грунта. Изгибающий момент определяется без учета эпюры волновых воздействий и с их учетом. Сечение стенки определяется по наибольшему из этих двух значений. Таким образом, благодаря учету волновых нагрузок необходимо увеличить глубину забивки или усилить поперечное сечение стенки. Расчет анкерной системы выполняется на анкерное усилие, полученное при расчете лицевой стенки с учетом волновых воздействий.

В необходимых случаях расчетные значения изгибающего момента от нагрузок с учетом волнового воздействия определяются по первой и второй группам предельных состояний.

Расчет больверков для первой и второй групп предельных состояний выполняют графоаналитическим методом с построением силового и веревочного многоугольников. С помощью этого расчета находят глубину погружения и усилия на 1 м стенки: изгибающий момент M, поперечную силу Q и анкерную реакцию $R_а$, т. е. горизонтальную составляющую усилия в анкере на 1 м стенки, определяемую из многоугольника сил.

Для заанкеренных стенок:

при $\delta_с/l \leqslant 0{,}06$ стенка рассматривается как гибкая и рассчитывается как полностью защемленная или частично защемленная (больверки из металлического шпунта рассчитываются по схеме гибкой стенки);

при $\delta_с/l > 0{,}06$ стенка считается повышенной жесткости и рассчитывается как свободно опертая.

В указанном критерии жесткости: $\delta_с$ — высота приведенного к прямоугольнику сечения железобетонного элемента (для прямоугольного железобетонного шпунта приведенная высота сечения равна действительной); t — глубина погружения стенки, рассчитанная в предположении ее полного защемления.

Предварительное натяжение $P_н$ анкерных тяг в больверках повышенной жесткости принимается по наименьшему значению, найденному из двух выражений:

$$\frac{P_н (1{,}15)\, h^3}{3E_с I_с} \leqslant \frac{R'_{а\,II} L_а}{E_а F_а};$$

$$1{,}10 P_н h \leqslant 0{,}75 M_р,$$

где h — высота от уровня крепления тяги до дна;
$E_с$ и $E_а$ — модуль упругости стенки и тяги;
$I_с$ — момент инерции стенки на ширине, равной шагу анкеров;
$L_а$ и $F_а$ — длина и площадь сечения тяги;
$R'_{а\,II}$ — усилие в анкере (вторая группа предельных состояний);
$M_р$ — изгибающий момент в стенке, приведенный к ширине, равной шагу анкеров.

В гибких стенках с полным защемлением при расчете по первой и второй группам предельных состояний замыкающая веревочного многоугольника проводится из условия равенства изгибающих моментов в пролете и заделке, т. е. $M_п = M_з$. Если характеристики грунтов в основании резко отличаются от характеристик засыпки, рекомендуется уточнять усилия в лицевой стенке построением упругой кривой. В ряде случаев можно также использовать и то, что, как показывает построение упругой кривой, защемление стенки обычно обеспечивается уже при условии $M_п \approx (1{,}1 \div 1{,}2) M_з$.

В больверках повышенной жесткости замыкающая проводится как касательная к точке перегиба кривой. Расчет может выполняться также аналитически. Исследования в порту Вентспилс показали, что при расчете по методу Блюма-Ломейера заделка в грунте не реализуется и распределение изгибающего момента не соответствует этой схеме. При расчете стенки со свободным опиранием обеспечиваются минимально необходимая глубина погружения исходя из условия устойчивости и большее значение изгибающего момента M по сравнению с моментом M при увеличенной глубине забивки.

Изгибающий момент в пролете

$$M = M_{max} m_с,$$

где M_{max} — максимальный изгибающий момент в пролете, определяемый произведением полюсного расстояния η силового многоугольника в масштабе сил на максимальную ординату x_{max} веревочного многоугольника в пролете в масштабе длин (аналогично определяется изгибающий момент в опорном сечении, т. е. в точке крепления анкерной тяги);
$m_с = 0{,}65 \div 1{,}0$ — коэффициент, учитывающий перераспределение давления грунта на стенку при ее деформации и перемещении, зависящий от материала засыпки (песок, камень) и отношения $\delta_с/l$ (l — условный пролет).

Условный пролет определяют по формуле

$$l = h + 0{,}667 t_0,$$

где t_0 — глубина погружения от дна до точки касания, замыкающей с веревочной кривой в нижней ее части.

При неоднородных грунтах значение $0{,}667\, t_0$ можно уточнить, заменив его расстоянием от дна до линии приложения равнодействующей пассивного давления слева.

Расчетные значения M и Q определяются в пролете и опорном сечении для расчетов по первой (например, $M_I = k_н n_с n m_д M$) и второй (расчеты на усилия, полученные статическими расчетами, т. е., например, $M_{II} = M$) группам предельных состояний; поперечная сила $Q_{0п}$ на уровне крепления анкера определяется из графоаналитического расчета как разность $R_а$ и равнодействующей активного давления в наданкерной части.

Нагрузки основного сочетания от ветрового статического навала пришвартованного судна и от навала при подходе к сооружению используются при расчете местной прочности надстройки, ее связей с лицевой стенкой, отбойных устройств и их креплений, а также при расчете специальных видов больверков при определении дополнительного изгибающего момента в лицевой стенке на уровне максимальной ординаты $x_{макс}$ веревочного многоугольника в пролете.

Расчетная глубина погружения $t_р$ при полном защемлении определяется из условия устойчивости:

$$t_р = t + \Delta t; \quad \Delta t = E'_р / 2P'_0,$$

где t — глубина погружения от дна до пересечения замыкающей с веревоч-

ным многоугольником в нижней его точке;

Δt — дополнительная глубина погружения, обеспечивающая защемление больверка;

E'_p — равнодействующая обратного отпора (справа), определяемая из силового многоугольника и являющаяся нижней реакцией балки;

P'_0 — ордината избыточного пассивного давления справа на уровне равнодействующей E'_p.

Расчетную глубину погружения при частичном защемлении или свободном опирании проверяют из условия устойчивости на поворот вокруг точки крепления анкерной тяги

$$n_c\, n m_д\, M_{пов} \leqslant \frac{t_0}{k_н} M_{уд},$$

где $m_д = 1{,}05$ — дополнительный коэффициент условий работы;

$M_{пов}$ — момент активных сил, поворачивающих стенку;

$M_{уд}$ — момент пассивных сил и наданкерных активны сил, удерживающих стенку.

Если расчетная глубина погружения t_p из этого условия превышает более чем на 30 % глубину погружения t_0, полученную по схеме свободного опирания, следует откорректировать значение M и R_a. При $t_p \leqslant 2t_0$ корректировку допускается выполнить умножением на коэффициент приведения. В зависимости от отношения $t_p/t_0 = 1{,}3 \div 2$ этот коэффициент равен: для M от 1,0 до 1,45; для R_a от 1,0 до 1,25.

Горизонтальная составляющая R'_a усилия в тяге и элементах ее крепления.

$$R'_a = m_в\, m_a\, R_a\, a, \qquad (8.1)$$

где $m_в = 0{,}85$ — коэффициент условий работы, вводимый при учете волновых воздействий;

m_a — коэффициент условий работы, учитывающий перераспределение давления на стенку, а также неравномерность натяжения тяг (при предварительном натяжении тяг $m_a = 1{,}30$; для тяг без предварительного натяжения 1,50; для расчета прочности распределительного пояса и деталей его крепления 1,25);

l_a — шаг тяг вдоль причала.

Расчетный диаметр анкерной тяги

$$d_a = 1{,}13 \sqrt{\frac{k_н\, n_c\, n m_д\, R'_a}{\cos\alpha R_y\, \gamma_c}},$$

где $m_д = 0{,}95$ — дополнительный коэффициент условий работы;

α — угол наклона тяги к горизонту;

R_y — расчетное сопротивление растяжению стали (принимается по СНиП II-23—81);

γ_c — коэффициент условий работы (принимается по табл. 6 СНиП II-23—81).

В местах резьбовых соединений расчетное сечение тяги принимается по внутреннему диаметру резьбы.

Балки распределительного пояса рассчитываются по схемам многопролетных балок в предположении равномерного распределения усилий между шпунтинами. Рекомендуется эти балки в пределах секции устраивать непрерывными, соединяя их сварными равнопрочными швами, и рассчитывать по схеме пятипролетной балки. Анкерные тяги в этом случае рассматриваются как опоры балки.

Глава 9

СВАЙНЫЕ ПРИЧАЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

§ 9.1. НАБЕРЕЖНЫЕ

К набережным свайной конструкции относят причальные сооружения с высоким свайным ростверком, состоящие из двух основных элементов: свайного основания из высоко возвышающихся над уровнем дна одиночных свай и сплошной тонкой стенки (в сквозных сооружениях ее нет), а также ростверка, связывающего между собой головы свай и образующего территорию причала. Ростверк представляет собой верхнее строение причала.

Свайное основание может состоять только из вертикальных свай или вертикальных и наклонных, или только из наклонных. Наклонные сваи могут воспринимать значительные горизонтальные нагрузки от навала судов и натяжения швартовов и от давления грунта в ростверках, имеющих сплошные тонкие стенки. Сваям придаются уклоны от 20 : 1 до 1 : 1. Основание с наклонными сваями можно сконструировать так, что сваи будут воспринимать в основном только продольные сжимающие и растягивающие усилия. Благодаря этому можно применять сваи, не обладающие большим сопротивлением изгибу. Однако сваи могут воспринимать также поперечные и комбинированные силовые воздействия, т. е. подвергаться поперечному изгибу. В целом высокие свайные ростверки представляют собой неизменяемые системы часто в виде рам, которые могут воспринимать вертикальные и горизонтальные нагрузки.

В свае, забитой в слабый грунт, но опирающейся острием на прочный грунт, вследствие уплотнения произойдет перемещение грунта относительно сваи. В результате этого возникнет направленное вниз так называемое отрицательное трение, создающее дополнительную нагрузку на сваю и уменьшающее несущую способность сваи.

Несущая способность железобетонных свай с местным уширением, размещаемым по длине сваи в месте залегания прослойки плотного грунта, повышается до 2 раз. Утолщения особенно эффективны в растянутых сваях. Сваи с утолщениями применяются в случаях, когда сверху залегают слои слабого грунта значительной мощности. В подобных условиях в сооружениях, построенных в Одессе и Ленинграде, количество свай сокращено на 15—20 %. Однако в целом подобные сваи широкого распространения не получили.

Деревянные сваи обладают химической стойкостью против агрессивного воздействия водной среды и долговечностью в условиях постоянной влажности. Они кислото- и морозоустойчивы, долговечны под водой, хорошо переносят ударные и вибрационные нагрузки, удобны для обработки. Однако несущая способность их мала: для сжатых свай до 300 кН, для растянутых до 150 кН.

В настоящее время из-за дефицита древесины, роста глубин и нагрузок деревянные сваи применяются очень редко. Не применяются и клееные сваи, стоимость которых до сих пор остается очень высокой. Учитывая, что дерево является возобновляемым материалом, высказываются мнения о более широком применении деревянных свай в перспективе, особенно в районах, богатых лесом. В США и Канаде деревянные сваи продолжают использоваться при строительстве набережных.

Металлические сваи хорошо работают на сжатие, растяжение, изгиб и не боят-

ся динамических нагрузок. Используя сварку, можно получать сваи любой длины. Они могут быть срезаны и наращены в процессе забивки, причем срезанная часть всегда может быть использована. По сравнению с железобетонными металлические сваи обладают рядом достоинств: при равной несущей способности они легче; лучше сопротивляются изгибу и поэтому могут иметь уклон до 1 : 1, воспринимают бо́льшие горизонтальные нагрузки, благодаря чему можно сократить число свай и получить более простые конструктивные схемы.

Чаще всего применяются стальные трубы, в том числе некондиционные, а также широкополые двутавры, швеллеры и другие прокатные профили, старогодние рельсы, нефтепроводные трубы и т. д. Для увеличения несущей способности на некотором расстоянии от конца двутавровой сваи с наружной стороны полок приваривают коротыши также из двутавров, устраивают различные открылки из прокатных профилей, прикрепляют с помощью болтов (в слабых грунтах) брусчатые накладки или приваривают листы из толстой полосовой стали, превращая двутавровую сваю в коробчатую. Двутавровые сваи сопротивляются изгибу лучше, чем коробчатые и трубчатые, но при забивке они не должны разворачиваться. Рельсы часто сваривают одно с другим подошвами. Из-за недостаточной несущей способности сваи из рельсов в настоящее время не используются в капитальных причальных сооружениях.

Нижние концы трубчатых стальных свай чаще всего оставляют открытыми или снабжают наконечниками, с помощью которых можно погружать сваи в очень плотные, даже скальные грунты. Иногда для повышения несущей способности трубчатых свай устраивают в нижней части бетонную пробку. Благодаря цементации песка, окружающего нижний конец сваи, камуфлетированию несущую способность трубчатых свай можно повышать до 2 раз.

Камуфлетирование — это образованная взрывом в нижней части сваи полость, заполненная бетоном.

Стальные сваи широко применяются при возведении глубоководных причалов, швартовных и отбойных пал и, в частности, в районах с суровыми гидрометеорологическими условиями, где железобетонные сваи быстро разрушаются в зоне переменного горизонта воды. Стальные сваи часто используются с целью уменьшения сроков строительства сооружений. Длина металлических свай достигает 70 м и более, диаметр стальных труб до 4 м.

Трубчатые или коробчатые сваи, сваренные, например, из двух или более шпунтин, с целью повышения долговечности и увеличения сопротивления изгибу могут заполняться песком или бетоном с использованием в ряде случаев арматурного каркаса, благодаря чему увеличивается несущая способность свай на изгиб до 50 %. За рубежом такие набивные железобетонные сваи в металлической оболочке часто выполняют из труб с толщиной стенок 3—5 мм. Полости обычно бетонируются методом вертикально перемещающейся трубы (ВПТ).

Железобетонные сваи, обладающие по сравнению с деревянными значительно большей несущей способностью, широко применяются в портовом строительстве. Длина ненапряженных железобетонных свай прямоугольного сечения может более чем в 50—60 раз превышать ее наименьший поперечный размер. Для предварительно напряженных свай это соотношение может быть несколько больше. Шаг железобетонных свай не менее 1,2 м вдоль линии кордона и 1,0 м в поперечном направлении.

К недостаткам железобетонных свай относятся значительный вес, чувствительность к ударам и вибрациям, опасность появления трещин при транспортировке и забивке. Из-за трещин происходит дальнейшее интенсивное разрушение свай в морской воде вследствие коррозии арматуры. Кроме того, железобетонные сваи имеют недостаточную стойкость против разрушения в зоне переменного горизонта воды в суровых климатических условиях при многократном замораживании и оттаивании. Сваи в этой зоне часто защищаются, в частности, с использованием металлических кожухов. Указанные недостатки в определенной мере сглаживаются, но не устраняются при использовании предварительного натяжения арматуры. Усилия, передаваемые от арматуры, сжимают бетон и уменьшают в дальнейшем растягивающие напряжения, являющиеся причиной образования трещин. Таким образом, предварительное напряжение повышает трещиностойкость, а следовательно, и долговечность свай. Одновременно благодаря использованию высокопрочной арматуры значительно сокращается расход стали.

Чаще всего в морской гидротехнике применяются призматические сваи сечением 45×45 см, длиной до 24 м и более с несущей способностью при работе на сжатие 600—900 кН и более. В связи с возрастанием глубин и увеличением нагрузок количество таких свай резко увеличивается, усложняется монтаж верхнего строения и возрастает стоимость сооружения. Поэтому в последние 15—20 лет в сквозных сооружениях широкое применение получили железобетонные сваи-оболочки диаметром 1,2 и 1,6 м, которые могут воспринимать значительные вертикальные нагрузки и изгибающие моменты. Благодаря этому можно возводить ростверки на вертикальных опорах, так как погружать подобные сваи-оболочки в наклонном положении сложно, и использовать индустриальные методы изготовления свай-оболочек и погружения их в грунт.

Различают два типа набережных-стенок с высоким свайным ростверком: с передним шпунтом (рис. 9.1, *а*) и с задним шпунтом (рис. 9.1, *б*). В состав этих набережных входят тонкие стенки, являющиеся по схеме своей работы по существу заанкеренными тонкими стенками, поэтому они относятся к группе распорных сооружений. Для обеспечения грунтонепроницаемости сплошных стенок применяются те же способы, что и в больверках.

Различают несущие и ненесущие тонкие стенки. В первом случае на стенку, воспринимающую боковое давление грунта, передается также и часть нагрузки, действующей на ростверк. Во втором случае сопряжение ростверка со стенкой выполняется таким образом, что нагрузки от ростверка стенке не передаются. Для этого, например, между торцом шпунта и плитой ростверка устанавливается прокладка из мягких пород дерева, обеспечивающая шарнирное сопряжение стенки с ростверком. Ненесу-

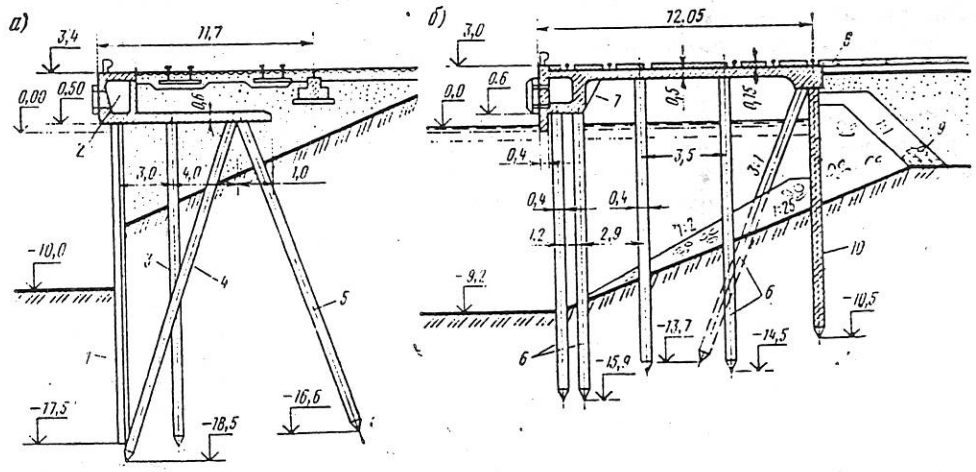


Рис. 9.1. Железобетонные свайные набережные:

а — с передним металлическим несущим шпунтом; *б* — с задним железобетонным несущим шпунтом; *1* — металлический шпунт Ларсен-IV; *2* — потерна для инженерных коммуникаций с доступом через смотровые люки; *3* — вертикальные железобетонные сваи 0,35×0,40 м с шагом 2,4 м; *4* — наклоненные в сторону акватории сжатые железобетонные сваи 0,35×0,40 м и с шагом 1,2 м; *5* — наклоненные в сторону территории растянутые железобетонные сваи 0,35×0,40 м с шагом 1,2 м; *6* — сваи из предварительно напряженного железобетона 0,35×0,40 м с шагом 2,5 м; *7* — контрфорс δ=0,4 м через 2,4 м; *8* — бетонное покрытие δ=0,15 м; *9* — обратный фильтр; *10* — шпунт из предварительно напряженного железобетона δ=0,28 м

щие стенки работают на изгиб, а несущие подвергаются изгибу, сжатию и иногда растяжению.

Тонкие стенки из напряженного и ненапряженного железобетона выполняются, как правило, несущими с жесткой заделкой голов свай в ростверк. Благодаря осевой сжимающей нагрузке уменьшаются растягивающие напряжения в бетоне, а при жесткой заделке уменьшается на 30—35 % изгибающий момент в шпунте.

Деревянные стенки можно полностью использовать при работе на изгиб, поэтому их целесообразно выполнять несущими по схеме шарнирного соединения с ростверком, так как жесткую заделку трудно осуществить конструктивно.

Стальные стенки делаются ненесущими для возможности полного использования материала при работе на изгиб и несущими, если при работе на чистый изгиб недоиспользуется несущая способность принятого профиля. Сваи могут жестко заделываться в ростверке, когда требуется снизить изгибающий момент в стенке, или шарнирно сопрягаться с ростверком.

В набережных на железобетонных сваях стальной шпунт применяется очень часто. Подобные сооружения строились и с деревянным шпунтовым рядом.

Благодаря образованию подпричального откоса свободная высота задней стенки может быть значительно меньшей, чем передней, однако давление грунта на переднюю стенку существенно уменьшается вследствие экранирующего влияния ростверка и свай. В случае возможности строительства набережной-стенки с передним и задним шпунтом вопрос о расположении тонкой стенки решается на основании сравнительных технико-экономических расчетов с учетом всех факторов. При строительстве глубоководных набережных со значительными эксплуатационными нагрузками в условиях слабых грунтов в тыловой зоне причала сооружают песчаные дрены.

Ростверки выполняются из железобетона, бетона, стали для металлических свай и из дерева для деревянных свай. Набережные на железобетонных и стальных сваях выполняются в основном по аналогичным конструктивным схемам.

В зависимости от жесткости ростверки подразделяются на жесткие, гибкие и нежесткие.

К жестким относятся бетонные или малоармированные ростверки, сильно развитые в высоту. При расчете полагают, что такой ростверк не изгибается, а при деформации свайного основания перемещается как жесткий массив. Это значительно упрощает расчет, который сводится к расчету рамы с упругими стойками и абсолютно жестким ригелем. По этой схеме могут рассчитываться также ростверки из железобетона мощного сечения. Размеры жесткого ростверка могут выбираться по конструктивным соображениям.

К гибким относятся ростверки, выполняемые из железобетона или металла. Здесь учитывается изгиб самого ростверка, т. е. от деформации ростверка зависит распределение усилий в сваях. В свою очередь, от деформации свайного основания зависят деформации и усилия в ростверке. Расчет таких сооружений наиболее сложен и сводится к расчету рамы с упругим ригелем и упругими стойками.

В качестве критерия можно принять отношение ширины ростверка к его высоте. Если это отношение не превышает 4,3, то ростверк можно считать жестким, а при отношении более 7 — гибким.

К нежестким относятся различные деревянные сооружения, в том числе ростверки с ряжевой надстройкой и деревянные ростверки с надстройкой любого материала, занимающей не всю ширину ростверка. Расчет такой конструкции наиболее прост: ростверк предполагается разрезанным на внутренних опорах и определение усилий в сваях и ростверке сводится к расчету однопролетных балок. В крайних пролетах могут образоваться однопролетные балки с консолями.

Железобетонные ростверки в свайных набережных могут быть монолитными (см. рис. 9.1, *а*), сборными или сборно-монолитными. Они могут выполняться безребристыми (плитными) (см. рис. 9.1, *а*) или ребристыми (балочными) с плитой, расположенной понизу или поверху ребер. Монолитные безребристые ростверки более долговечны и для их возведения не требуется высокой точности забивки свай. В монолитных ребристых ростверках при отклонении свай балки в плане могут получить ломаное очертание, что нежелательно. Сборные ростверки требуют наиболее высокой точности погружения свай.

Набережные на деревянных сваях подразделяются на следующие конструктивные типы: с деревянным ростверком и деревянной надстройкой; с бетонным или железобетонным ростверком; с железобетонными оголовниками и железобетонным ростверком.

Набережные-стенки с передним шпунтом (см. рис. 9.1,*а*). Для значительного увеличения глубины у таких набережных необходимо существенное увеличение длины и сечения шпунта. Подобные сооружения отражают волны и способствуют образованию на акватории толчеи. Сваи в них лучше защищены от коррозии и не подвергаются воздействию льда. Поэтому набережные рассматриваемой конструкции можно применять в тяжелых ледовых условиях, где возможна подвижка льда, для обслуживания ледоколов и т. д.

Ростверк на рис. 9.1, *а* осуществлен в виде безребристой монолитной железобетонной плиты с небольшой тыловой консолью. Толщина плиты в подобных ростверках равна 0,4—0,8 м и выбирается в основном из такого условия, чтобы плиты не продавливались сваями. Количество промежуточных рядов свай и их наклон зависят от расстояния между шпунтовой стенкой и козловым рядом, от нагрузок на ростверк, несущей способности свай и грунтовых условий.

Сооружения на железобетонных сваях. На рис. 9.2, *а* показана набережная глубиной 8 м простейшей конструкции старой постройки. В отличие от ранее рассмотренных сооружений здесь между сплошной стенкой и козловой опорой нет промежуточных свай. Шпунтины соединены по типу «гребень-паз» в грунте и «паз-паз» выше уровня дна с заполнением зазоров бетоном в мешочках. В подобных условиях в современных конструкциях грунтонепроницаемость обеспечивается нагнетанием цементного

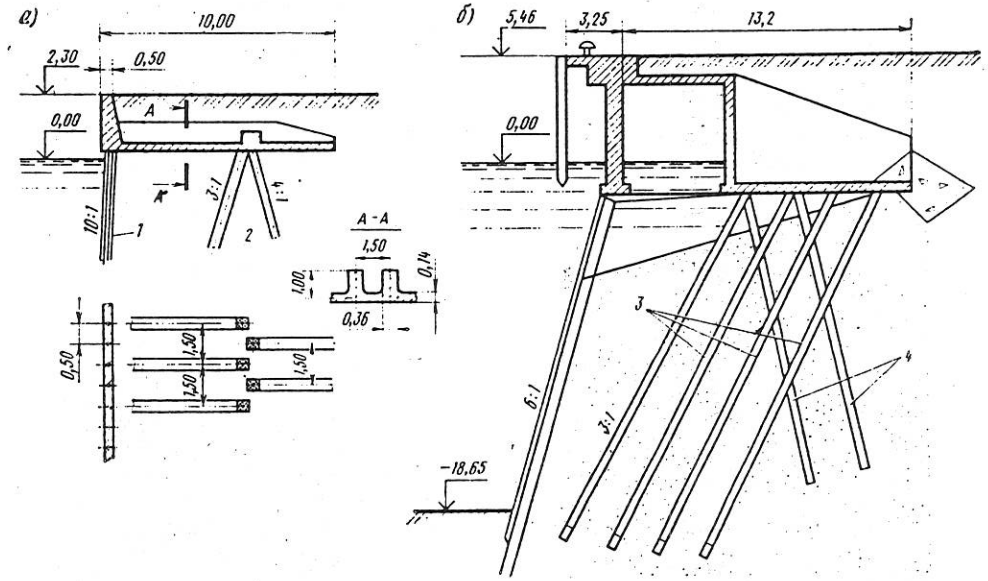


Рис 9.2. Набережные-стенки с передним шпунтом на железобетонных сваях:

а — с гибким ребристым монолитным ростверком; *б* — с верхним строением коробчатого типа и передним наклонным металлическим шпунтом; *1* — шпунт из ненапряженного железобетонного 0,31×0,50 м; *2* — сваи 0,31×0,37 м; *3* — сваи 0,38×0,45 м с утолщениями 0,45×0,45 м на конце сваи; *4* — сваи 0,38×0,45 м

раствора в полиэтиленовые трубки, заранее опущенные в зазоры.

Другая набережная аналогичной конструкции глубиной 9,75 м имела безребристую монолитную плиту толщиной 0,65 м. В ней вместо переднего несущего железобетонного шпунта имелся продольный ряд свай с шагом 1,4 м, перед которым на близком расстоянии был забит ненесущий шпунт из деревянных свай толщиной 0,29 м.

На рис. 9.2, *б* показана конструкция, построенная в Роттердамском порту для приема рудовозов при нагрузке от ноги перегружателя 5000 кН с передней наклонной металлической шпунтовой стенкой из широко применяемых за рубежом отдельных тяжелых свай PS_p 700 с нащельниками. Верхнее строение — монолитное.

Сооружения на металлических сваях. В 1967 г. в порту Брунсбюттелькоге (ФРГ) построена набережная простой конструкции свободной высотой 20,62 м. При строительстве 10-метровая толща илов заменена крупнозернистым песком, уплотненным после отсыпки вибрированием. Шпунтовая стенка выполнена из широкополочных двутавровых свай тяжелого профиля, забитых с шагом 1,71 м, между которыми в качестве забирки погружены шпунтовые сваи Ларсен легкого профиля. Поддерживающие ростверк с тыловой стороны вертикальные сваи и растянутые сваи выполнены также из двутавров, но более легких профилей, чем стенка. Растянутые сваи образуют со стенкой козловые опоры. Песчаная засыпка за стенкой уплотнена с помощью вибрирования.

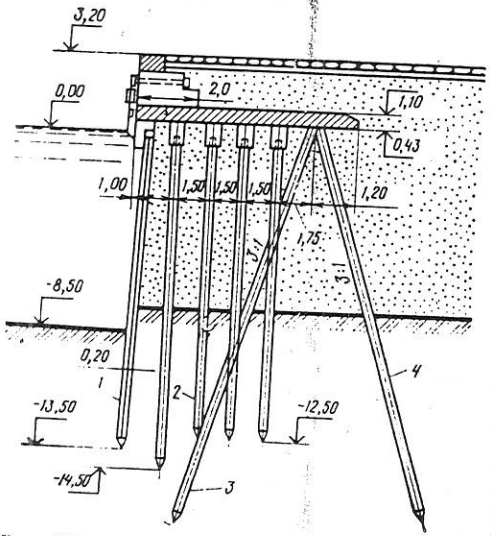


Рис. 9.3. Набережная-стенка с передним деревянным ненесущим шпунтом и гибким монолитным железобетонным ростверком на деревянных сваях:
1 — деревянный шпунт; *2* — деревянные сваи d=0,27 и 0,29 м; *3* — железобетонные сваи 0,35×0,40 м через 2 м; *4* — железобетонные сваи 0,35×0,40 м через 4 м

В одном из портов СССР при наличии в основании мощной толщи илистых отложений построена набережная глубиной 7 м со сплошным рядом из шпунта Ларсен, забитого с уклоном 3 : 1 в сторону акватории и жестким ростверком шириной 3,75 м. Прикордонный конец ростверка опирается на продольный ряд вертикальных коробчатых свай из двух шпунтин Ларсен, забитых с шагом 4,8 м. В шпунтовой стенке пришлось прорезать окна для пропуска вертикальных свай, а для обеспечения грунтонепроницаемости в подводных условиях выполнить работы по заделке бетоном этих мест. Для увеличения сопротивления выдергиванию растянутые сваи козловой опоры, выполненные из одной шпунтины типа Ларсен, были снабжены на двух уровнях открылками из обрезков шпунта.

Сооружения на деревянных сваях. Большое количество таких набережных с передним стальным шпунтом построено в Японии. Они хорошо сопротивляются сейсмическим воздействиям.

Долговечность свай можно обеспечить, если срезать их на 10—20 см ниже уровня гниения и нарастить сборными железобетонными оголовниками, а шпунт — козырьком (рис. 9.3). Подобное решение позволяет избежать устройства дорогостоящих перемычек. В СССР эта схема впервые была осуществлена в Ленинграде в 1930 г. Оголовник цилиндрической формы полностью надевается на тщательно обработанную голову сваи. Для обеспечения работы шпунта как ненесущего козырек секциями длиной 1—2 м устанавливается на рейки из мягких пород дерева или на прокладки из легко сминающегося материала. С бетоном ростверка оголовники и козырек связываются арматурными выпусками. Наголовники трудно установить на наклонные сваи и через них затруднительно передать сваям растягивающие усилия. Поэтому в конструкции применены железобетонные козловые сваи. Другое возможное решение — анкеровка ростверка за самостоятельные анкерные опоры.

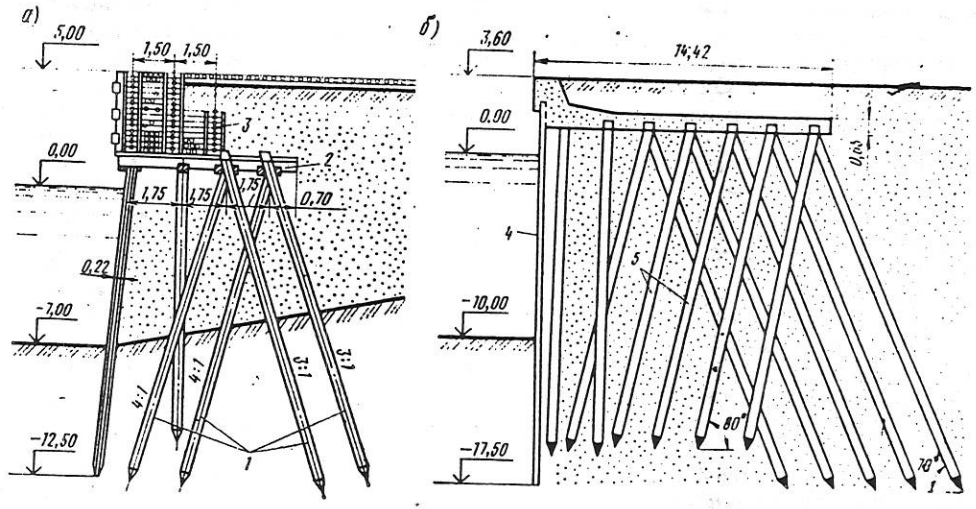


Рис. 9.4. Набережные-стенки с передним шпунтом на деревянных сваях:
а — с передним несущим деревянным шпунтом и деревянной надстройкой; *б* — с передним стальным шпунтом и гибким железобетонным ростверком; *1* — железобетонные сваи d=0,30 м, шаг 1 м; *2* — деревянный ростверк; *3* — деревянная надстройка; *4* — стальной шпунт; *5* — сосновые сваи длиной 18—20 м

Набережные-стенки с деревянным ростверком и ряжевой надстройкой, заполненной камнем (архангельский тип), широко применялись в северных районах СССР вплоть до начала 50-х годов текущего столетия (рис. 9.4, *а*). Головы свай и ростверк располагаются здесь ниже уровня гниения дерева. Подобные сооружения удовлетворительно переносят интенсивные ледовые воздействия.

В 1937 г. в Горьковском порту с применением водоотлива была построена набережная свободной высотой 16 м с передним ненесущим деревянным шпунтом. Жесткий ростверк высотой 12,8 м из слабо армированного бетона имел очертание подпорной стены, опиравшейся на большое количество сжатых и растянутых деревянных свай. Подобные сооружения получали название набережных Горьковского типа.

В 1964 г. в порту Иокогама возведена набережная Ямасита протяженностью 3255 м на 10 причалах с глубинами 10—11 м, при расчете которых коэффициент сейсмичности был принят равным 0,2, и причалы для лихтеров, для которых коэффициент сейсмичности составил 0,15—0,1. В связи с тем что грунтовые условия на различных участках резко отличались, причалы имели различную конструкцию: эстакады на вертикальных стальных трубчатых сваях, больверки из металлического шпунта и др., а также два причала с передним металлическим шпунтом на деревянных сваях. Конструкция одного из причалов показана на рис. 9.4, *б*. Низ ростверка второго причала располагался на отметке 3 м; верхняя часть причала представляла собой опирающуюся на ростверк двухпролетную железобетонную раму.

Набережные-стенки с задним шпунтом (см. рис. 9.1, *б*). В данном случае сплошная задняя стенка подпирается спереди подпричальным откосом, и условия работы ее улучшаются. При небольшой высоте задней стенки благодаря уширению ростверка мож-

но достичь любой глубины у причала. Отсутствие засыпки под ростверком упрощает устройство таких набережных. Наличие подпричального откоса и отдельных свай способствует гашению волн. Поэтому на недостаточно защищаемых от волнения акваториях отдают предпочтение подобным конструкциям.

В зависимости от местных условий для защиты от размыва подпричальный откос может покрываться слоем камня (см. рис. 9.1, *б*) часто с устройством обратного фильтра в верхней части, благодаря чему одновременно облегчается работа тонкой стенки. Но можно не устраивать покрытия слоем камня.

Сооружения на железобетонных сваях. В конструкции на рис. 9.1, *б* задняя стенка и сваи выполнены из предварительно напряженного железобетона. От истирающего воздействия льда сваи защищены заглубленным в воду железобетонным козырьком.

В порту Роттердам традиционно причальные сооружения строились из массивов-гигантов. В послевоенные годы в связи с значительным удорожанием песка, применяемого для замены слабого грунта, стали использовать свайные конструкции со стальным или железобетонным шпунтом, а также стальные и железобетонные сваи.

Одна из конструкций, построенная в начале 60-х годов, показана на рис. 9.5,*а*. Толщина плиты ростверка 0,35 м. Прикордонный и средний вертикальные ряды и тыловой с уклоном 20 : 1 имеют один и тот же переменный шаг в продольном направлении 1,5; 2,0; 1,5,; 2,0 и т. д. Остальные ряды свай имеют шаг 3,5 м.

Набережная длиной 640 м на буровых сваях типа *HW* построена в 1963 г. в устье реки Шат-Эль-Араб близ Басры (Ирак) (рис. 9.5, *б*). По геологическим условиям площадки практически исключалась забивка шпунта и железобетонных свай на значительную глубину. Верхнее строение набережной—балочного типа. В процессе разработки грунта в обсадную трубу подавалась вода. С помощью буровой грунтонасосной установки производилась непрерывная выемка грунта из трубы. Одновременно с помощью виброустановки сообщались крутильные колебания трубе и ее погружение. В качестве опалубки для надводной части применялись трубы из листовой стали толщиной 3 мм, заглубленные в грунт на 1,5—2 м.

В обсадной трубе создавалось избыточное давление воздуха, вода удалялась по осушительной трубе на поверхность. На буровой установке было смонтировано шлюзовое устройство, благодаря чему

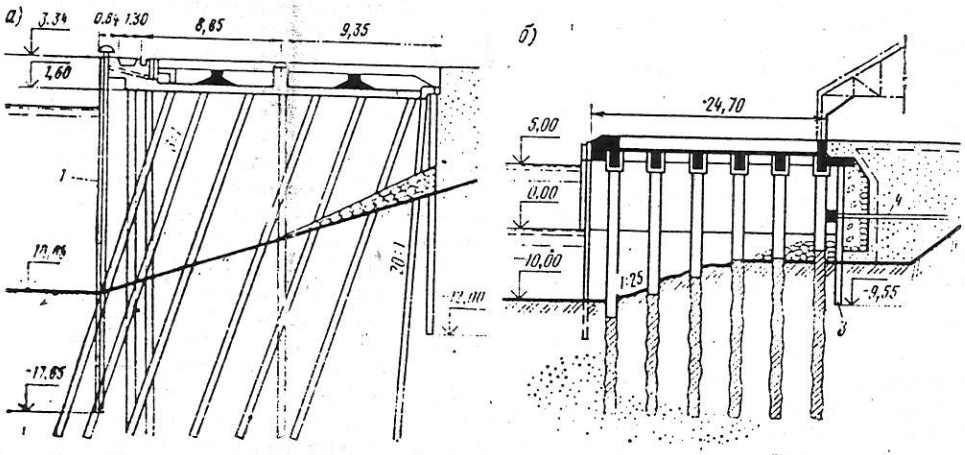


Рис. 9.5. Набережные-стенки с задним шпунтом на железобетонных сваях:
а — на забивных сваях; *б* — на набивных сваях: *1* — отбойные сваи из шпунта Ларсен-V с шагом 4,5 м, к которым подвешены резиновые амортизаторы: *2* — железобетонные сваи диаметром 100 см со средней длиной 25 м и продольным шагом 6 м; *3* — металлическая шпунтовая стенка; *4* — анкер, закрепленный за анкерную плиту

можно было осуществлять заполнение обсадной трубы насухо одновременно с ее извлечением. После удаления обсадной трубы забетонированную сваю раскрепляли продольными и диагональными деревянными схватками, которые затем использовали в качестве опор для опалубки при бетонировании верхнего строения. В процессе пробной огрузки усилием 5000 кН на сваю предельная несущая способность еще не была достигнута.

Набережные на металлических сваях. В сооружении, построенном в Австралии, шпунтовая стенка расположена между козловыми сваями (рис. 9.6). Перед погружением в нижней части трубчатых свай на высоте 1 м устраивалась бетонная пробка. После забивки полость бетонировалась полностью.

Набережные на деревянных сваях. В конструкции на рис. 9.7 сваи наращены наголовниками и железобетонными стойками. На уровне наголовников в продольном и поперечном направлениях имеются железобетонные связи 0,2××0,2 м. Шаг в продольном направлении свай, расположенных за шпунтовой стенкой, составляет 1 м; для первого, второго и седьмого рядов (считая от кордона)

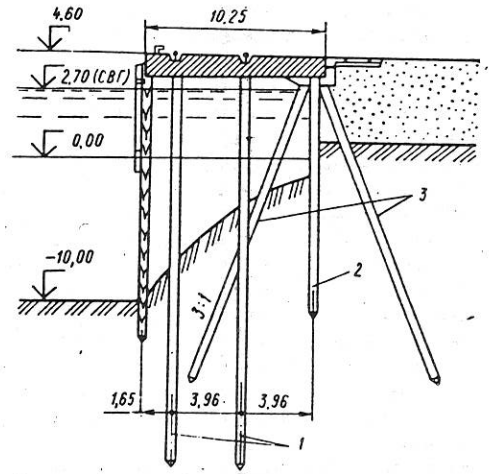


Рис. 9.6. Набережная-стенка с задним шпунтом на металлических сваях с монолитным безребристым ростверком:
1 — стальные трубчатые сваи d=0,56 м, шаг 4,5 м; *2* — несущий стальной шпунт; *3* — стальные трубчатые сваи d=0,56, шаг 9 м

шаг равен 1,3 м; для остальных рядов 2,6 м. Коробчатая прикордонная балка, снабженная ниже уровня воды козырьком, защищает сваи от воздействия льда. Горизонтальные усилия воспринимаются козловыми сваями. Интерес-

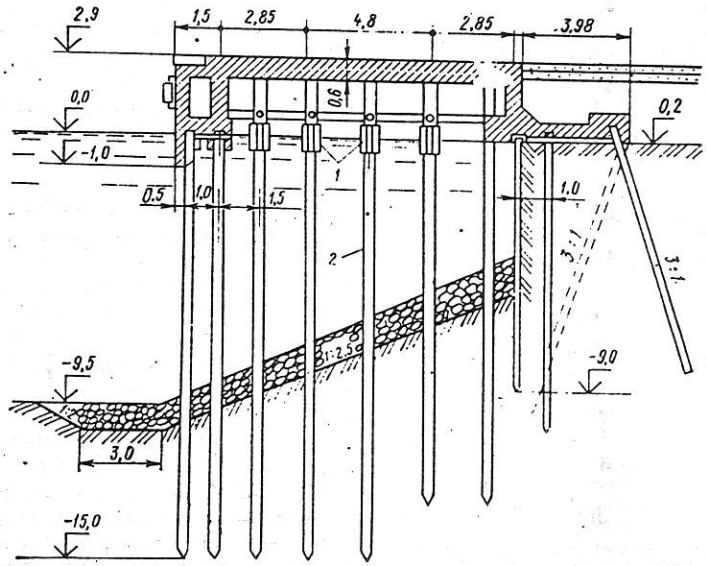


Рис. 9.7. Набережная с задним деревянным шпунтом δ=0,2 м на деревянных сваях:
1 — железобетонные наголовники; *2* — деревянные сваи

но отметить, что тыловая часть плиты представляет в сущности ростверк с передним шпунтовым рядом, существенно уменьшающим активное давление на шпунт. Заметим, что рельсы подкрановых и железнодорожных путей заделаны в ростверк, из-за чего ослабляется железобетонная плита и затрудняется замена рельсов.

Набережная свободной высотой 10,5 м с деревянным ростверком шириной 11,25 м и деревянным задним шпунтом была построена в Калининграде. Ростверк основан на 10 продольных рядах сжатых и растянутых свай, над ростверком имеется песчаная засыпка высотой 3,25 м. Расположенная на ростверке бетонная прикордонная ограждающая стенка и тыловая балка подкранового пути занимают незначительную часть ширины ростверка, поэтому конструкцию следует отнести к сооружениям с нежестким ростверком. В этой набережной старой постройки прикордонный подкрановый рельс расположен всего лишь в 50 см от линии кордона.

Сквозные свайные набережные. Основным отличительным признаком является отсутствие у них сплошной тонкой стенки. По конструкции различают сквозные сооружения эстакадного и мостового типов. В эстакадах отдельные опоры размещены в основном равномерно по длине сооружения. К конструкциям мостового типа относят сооружения в виде отдельных бычковых опор, например кустов свай, пространство между которыми перекрывается пролетным строением с использованием балок, ферм и др. По конструкции свайные пирсы и оторочки в сущности не отличаются от набережных эстакад.

Сквозные причальные сооружения могут располагаться вдоль берега на некотором расстоянии от него и соединяться с берегом отдельными съездами эстакадного или мостового типа в виде каменных дамб и др., или примыкать к берегу по всей длине сооружения. В последнем случае причальные сооружения перекрывают естественный или искусственно созданный береговой откос. Для уменьшения ширины набережной-эстакады часто подпричальный откос прикрывается имеющей большую крутизну каменной отсыпью, которая одновременно защищает грунт от размыва, а в месте сопряжения с берегом устраивается подпорная стенка.

Подпричальные каменные откосы крутизной от 1 : 1,5 до 1 : 1,8 подвержены размывающему воздействию проникающих на закрытую акваторию пологих волн высотой 1 м и более. Откосы крепят камнем массой от 200 до 1000 кг и более. Крепление откосов решетчатыми железобетонными плитами с пустотностью от 20 до 30 %, обладающими высокими волногасящими свойствами, надежной устойчивостью на откосе и улучшающими волновой режим перед сооружением, является более прогрессивным. В одном из портов перед тыловой массивовой стенкой на откосе до глубины 4 м были уложены плиты $3\times2,6\times0,3$ м, рассчитанные на воздействие волн высотой 1,1 м и длиной 50 м.

Для восприятия горизонтальных нагрузок в необходимых случаях с целью облегчения конструкции выполняется анкеровка ростверка, устраиваются швартовные и отбойные палы и др.

Набережные со съездами Г-образной, Т-образной, П-образной, Ш-образной и других форм строятся, в частности, в тех случаях, когда не предусматривается складирование грузов непосредственно у причала. По конструкции они аналогичны узким пирсам.

Сквозные набережные на железобетонных сваях. Они строились еще в начале XX в. Преимущественно применяются набережные эстакадного типа с верхним строением также из железобетона. Наиболее распространены верхние строения из плит и балочные. При значительных колебаниях уровня воды иногда применяют решетчатое верхнее строение. Сваи доводят до уровня бетонирования без водоотлива, а выше наращивают стойками, соединяемыми между собой горизонтальными, а в отдельных случаях и наклонными связями, размещаемыми в один или несколько ярусов. Подобная набережная свободной высотой 6,1 м на пяти рядах вертикальных свай 0,36 · 0,36 м была построена на р. Прей у Малаккского пролива. Жесткость системы обеспечивалась решетчатым верхним строением высотой 3 м с горизонтальными и наклонными связями с монолитной железобетонной плитой.

Большое количество сборных набережных-эстакад в портах Одесса, Николаев и других построено по типовому проекту, разработанному для глубин 8,25; 9,75 и 11,5 м (рис. 9.8, *а*). Шаг свай в продольном направлении 3 м, длина секции 50 м. На сваях установлены наголовники. На них опирается плита ростверка. Выпуски арматуры свай и наголовников пропускаются в монтажные отверстия плит с последующим омоноличиванием узлов.

В типовой конструкции набережной эстакады (рис. 9.8, *б*) на головы свай поперечных рядов, содержащих по две сваи, надеваются съемные металлические хомуты. На них устанавливаются сборные железобетонные плиты. Зазор между плитами шириной 1,6 м замоноличивается и таким образом над каждым поперечным рядом из четырех свай образуется ригель достаточно мощного сечения. В железобетонном коробе тылового сопряжения, установленном на курсе бетонных массивов, проложены инженерные сети. Шов между плитой ростверка и коробом перекрыт съемными чугунными решетками. Следует заметить, что устройство подпричальных каменных призм в подобных сооружениях связано с значительными затратами ручного труда.

Набережная простой конструкции, построенная в Сан-Франциско на предварительно напряженных сваях с ростверком толщиной 46 см из монолитного железобетона и песчаным балластным слоем, показана на рис. 9.9. Широкий ростверк перекрывает весь подпричальный откос, выполненный из каменной отсыпи. Для возведения эстакады потребовалось выполнить очень большие объемы работ по замене слабого грунта.

Достаточно широкое распространение получили сооружения на сваях-оболочках с плитным или балочным верхним строением. При поперечно-ригельной системе основные несущие балки (ригели) укладываются на опоры поперек причала, благодаря чему обеспечиваются большая поперечная жесткость сооружения и возможность устройства в случае необходимости большого числа каналов для инженерных сетей. Продольно-ригельная схема, в которой несущие балки уложены над продольными рядами свай, хорошо воспринимает нагрузки от тяжелых кранов и перегружателей.

На Балтике большое количество сооружений построено на сваях-оболочках диаметром 1,2 м с верхним строением из плоских плит с глубиной у кордона до 8,5—9,75 м. Первое подобное сооружение построено в Калининградском рыбном порту (рис. 9.10, *а*). Полости оболочек заполнялись песком, в верхней части устраивались бетонные пробки с арматурными выпусками. Выпуски арматуры капителей, пробок и плит сваривались, и узлы омоноличивались. Конструкция отличается простотой и малым числом элементов.

Была разработана аналогичная конструкция набережной глубиной 8,25 м с тремя продольными рядами свай-оболочек и подпричальным откосом с уклоном 1 : 1,5. Плиты $5,25\times5,25$ м со срезанными углами имели толщину 15 см, но по контуру и диагоналям были снабжены ребрами общей высотой 75 см.

Ленгипрорыбпромом для рыбных морских портов были разработаны типовые проекты подобных набережных с унифицированными элементами для различных глубин (рис. 9.10, *б—ж*).

Впервые предварительно напряженные оболочки диаметром 1,6 м были использованы в портовом строительстве при сооружении набережной-эстакады, окаймляющей широкий пирс в Новороссийске (рис. 9.10, *з*). Предварительно напряженные ригели имели отверстия для омоноличивания с оболочками. Перед омоноличиванием выпуски арматуры из ригелей свариваются с арматурой, установленной в бетонной пробке сваи-оболочки. Пространство между торцами продольных плит над ригелем также заполняется бетоном и таким образом сваи-оболочки, ригели и плиты образуют поперечные и продольные рамы, обеспечивающие достаточную жесткость сооружения в обоих направлениях. Соседние секции, имеющие длину 36 м, соединяются свободно лежащими пли-

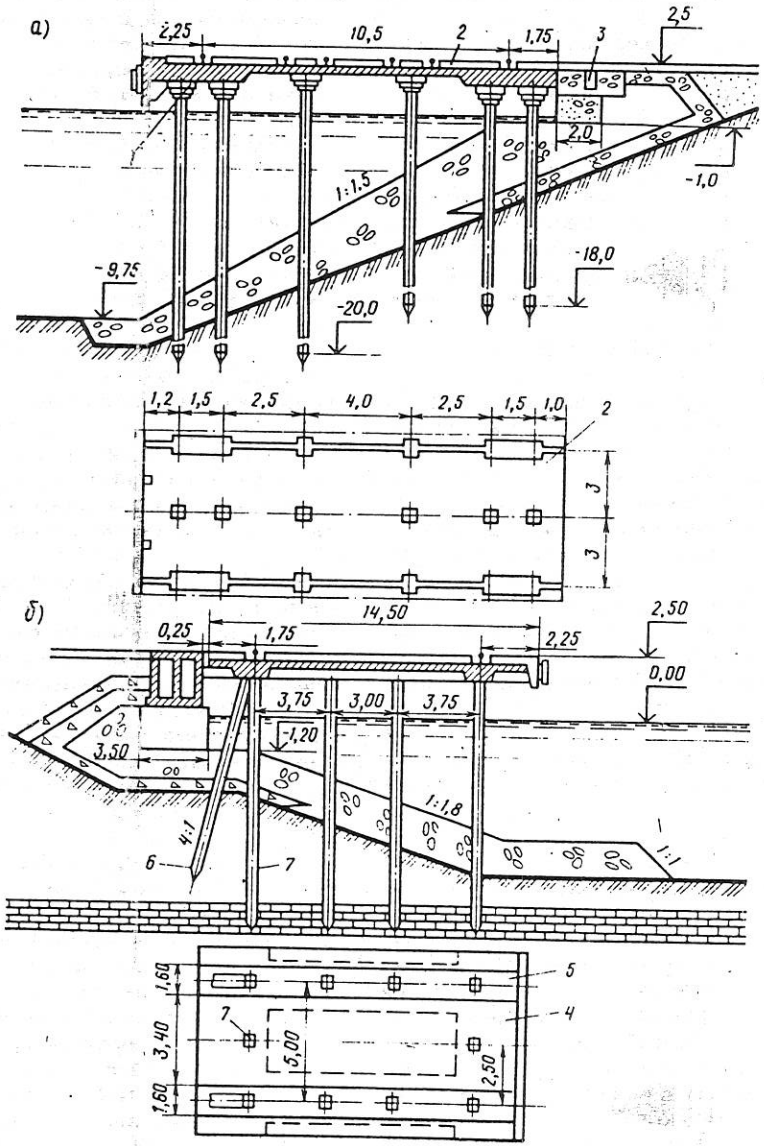


Рис. 9.8. Набережные-эстакады на железобетонных сваях:

а — на вертикальных предварительно напряженных сваях 0,4×0,4 м; *б* — на вертикальных и наклонных сваях 0,45×0,45 м; *1* — оголовники; *2* — сборная железобетонная плита массой 80 т; *3* — потерна; *4* — сборная плита массой 50 т; *5* — монолитный железобетон; *6* — наклонная свая; *7* — вертикальная свая

тами длиной 12 м, представляющими собой температурно-осадочные вставки. Сопряжение с берегом осуществлено с помощью железобетонных коробов сквозной конструкции с каменным заполнением внутри.

Союзморниипроектом разработаны проекты набережных-эстакад со сборным верхним строением продольно-ригельной системы. Набережные-эстакады из четырех основных унифицированных элементов, каждый из которых имеет массу не более 100 т: сваи-оболочки, имеющие звенья длиной 12, 8 и 6 м, благодаря чему можно собирать оболочки с длинами, кратными 3 м; ригели, бортовые балки; панели верхнего строения, уложенные перпендикулярно ригелям с опиранием на их полки (рис. 9.11.). В местах опирания ригеля на оболочки полка ригеля имеет вырезы и выпуски арматуры. В свою очередь, в верхней части оболочек имеются бетонные пробки с выпусками арматуры. Таким образом, основной несущий элемент верхнего строения — ригель омоноличивается с оболочками, создавая жесткие продольные ригели рамы. Выпуски арматуры ригелей и ребер панелей свариваются, и производится омоноличивание. В ригель заделаны расположенные перпендикулярно кордону монолитные консоли, поддерживающие бортовую балку. Расстояние между консолями 8 м. Для пропуска инженерных сетей, расположенных в потерне, в консолях заложены трубки. На набережной может быть установлен двух- или трехпутный кран.

Набережные-эстакады с продольной ригельной системой состоят из секций длиной 36 м. Оболочки прикордонного ряда, несущие большую вертикальную нагрузку, могут быть выполнены из ненапряженного железобетона. При недостаточной несущей способности свай в грунте шаг опор прикордонного ряда уменьшается до 8 м. Для глубин 8,25 и 6,5 м набережные-эстакады имеют только два продольных ряда опор с расстоянием между ними 10,5 м. Тыловая подпорная стенка отсутствует. Шаг опор 16 м в прикордонном ряду и 8 м в тыловом. При недостаточной несущей способности опор в грунте шаг в прикордонном ряду уменьшается до 8 м. В глубоководных сооружениях толщины стенок оболочек увеличиваются с 0,12 до 0,15 м. Во всех случаях оболочки армируются 24 продольными стержнями, варьируется только диаметр стержней и добавляется третий береговой пролет шириной 10,5 м. Проектные проработки показали, что, используя схемы с тремя или четырьмя продольными рядами оболочек в зависимости от глубины и геологических условий, можно возводить набережные глубиной 11,5; 13; 15; 16,5; 18 и 20 м.

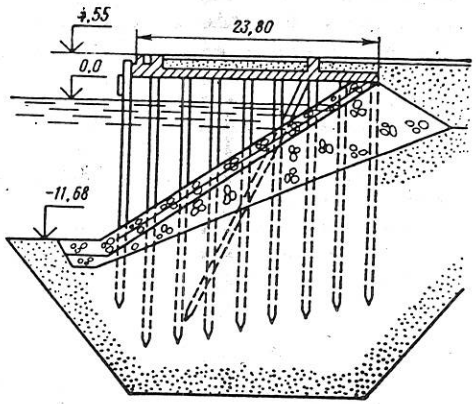


Рис. 9.9. Набережная-эстакада на железобетонных сваях без тыловой сопрягающей стенки

Аналогичную схему имеют и набережные судоремонтных заводов. Глубина у них 8,25 или 6,5 м, продольный шаг опор 8 м, однако в связи с значительным количеством инженерных коммуникаций вылет кордона здесь бо́льший. Эти же унифицированные элементы используются и в пирсах (судоремонтных, нефтеналивных и др.).

В устье р. Тис (Великобритания) в 1961 г. построена набережная-эстакада свободной высотой 4,2 м. Вначале погружались металлические обсадные трубы диаметром 2,13 м. Затем грунт из полости трубы извлекался, и в нее опускалась железобетонная оболочка, собранная из звеньев длиной 1,83 м и диаметром 1,9 м, а металлическая труба извлекалась из грунта. В зазоры между оболочкой и грунтом нагнетался цементный раствор.

Сквозные набережные на металлических сваях. Верхние строения выполняются обычно железобетонными монолитными или сборно-монолитными. При этом можно воспользоваться известными конструктивными схемами с заменой железобетонных свай и свай-оболочек на стальные. Некоторые особенности имеются в конструировании узлов соединения свай с элементами верхнего строения. При ограниченном сроке строительства верхнее строение может быть выполнено из металла.

В конструкции на рис. 9.12, *а* верхнее строение плитного типа состоит из железобетонной плиты, балластного слоя и цементно-бетонного покрытия. Деревянная опалубка оставлена в качестве элемента, защищающего бетон ростверка от коррозии. Роль тыловой подпорной стенки выполняет вертикально расположенная железобетонаая плита, омоноличенная с ростверком.

Стальные сваи, хорошо воспринимающие динамические нагрузки, широко применяются в сквозных сооружениях,

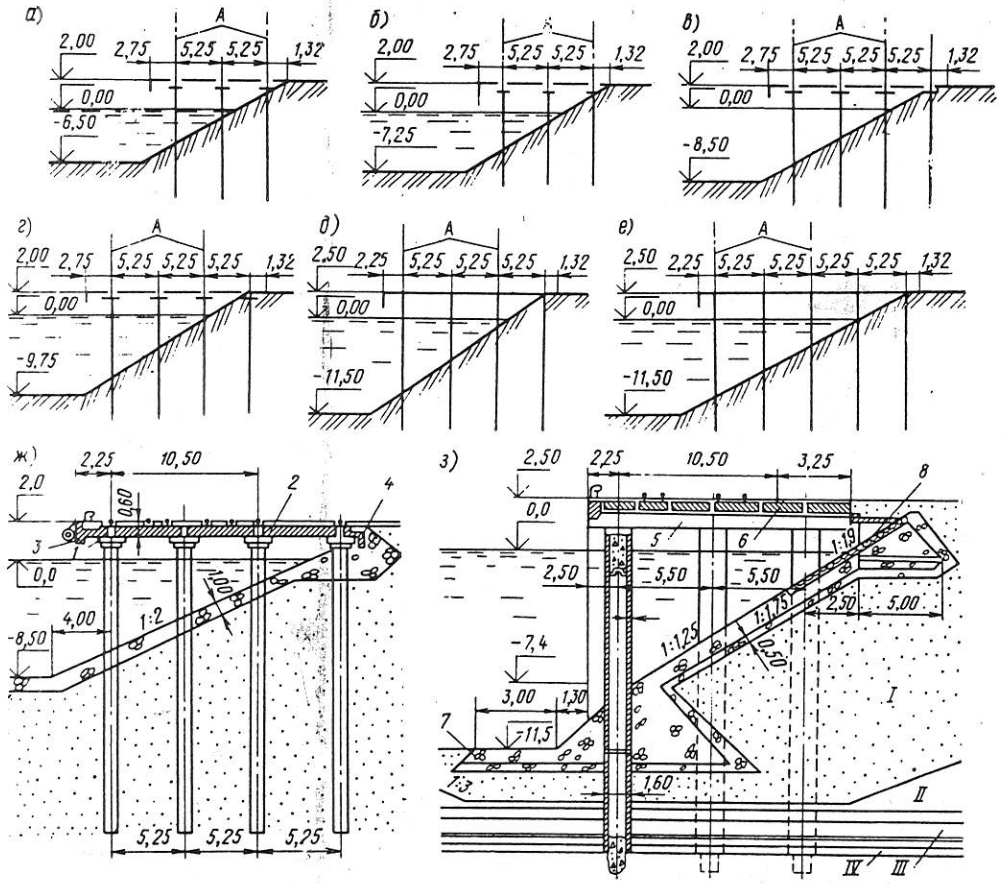


Рис. 9.10. Набережные-эстакады на сваях-оболочках:

а—е — унифицированные набережные эстакадного типа на сваях-оболочках диаметром 1,2 м; *ж* — диаметром 1,2 м с продольным шагом 5,25 м и верхним строением плитного типа; *з* — диаметром 1,6 м с шагом 12 м и верхним строением по поперечно-ригельной системе; *1* — капители 2×2×0,45 м; *2* — плиты 5,25×5,25×0,6 м, опирающиеся по углам на капители; *3* — бортовая балка; *4* — тыловая балка; *5* — сборные ригели 2,4×0,55 м; *6* — плиты верхнего строения длиной 10,3 м и высотой сечения в пролете 0,68 м и на опорах — 0,95 м; *7* - камень массой 10—100 кг; *8* — камень массой 300—500 кг; *А* — оси крановых путей; *I* — крупнозернистый песок; *II* — глина средней плотности; *III* — глина плотная с щебнем и галькой; *IV* — мергель

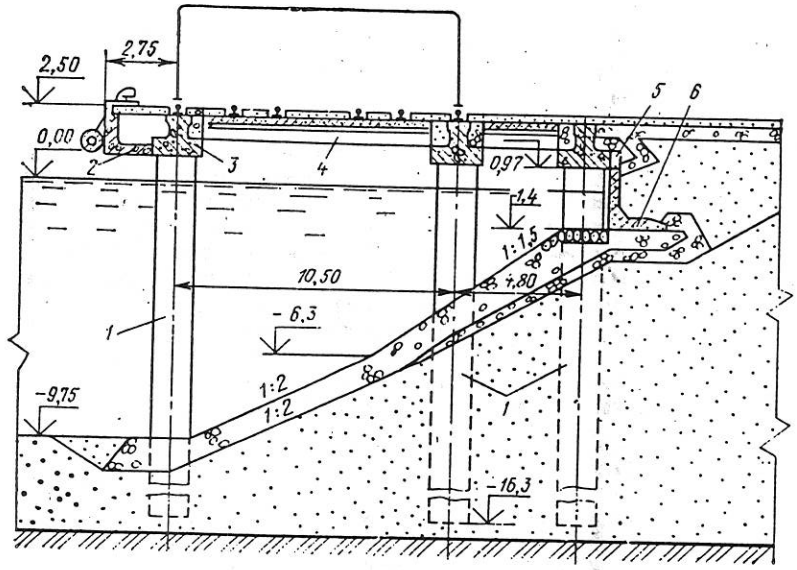


Рис. 9.11. Набережная-эстакада с продольно-ригельной системой верхнего строения:

1 — сваи-оболочки с продольным шагом 16 м в крайних рядах и 8 м в среднем ряду; *2* — бортовая балка; *3* — предварительно напряженные ригели таврового сечения высотой 1,4 м и шириной 1,7 м; *4* — преднапряженные двухребристые панели шириной 3,98 м с толщиной плиты 0,18 м; *5* — бетонный нащельник; *6* — уголковая железобетонная стенка

возводимых в сейсмических районах. В набережной построенной в порту Иокогама (рис. 9.12, *б*), верхнее строение выполнено в виде ребристой плиты из монолитного железобетона. Подпричальный откос укреплен наброской камня массой 0,5—0,6 т. Эстакада и тыловая стенка соединены между собой свободно опертыми скользящими на опорах плитами. Блгодаря этому принципу, который широко применяется в Японии при возведении сооружений самой различной конструкции, обеспечивается раздельная работа эстакады и береговой стенки и повышается сейсмостойкость сооружения. Набереж-

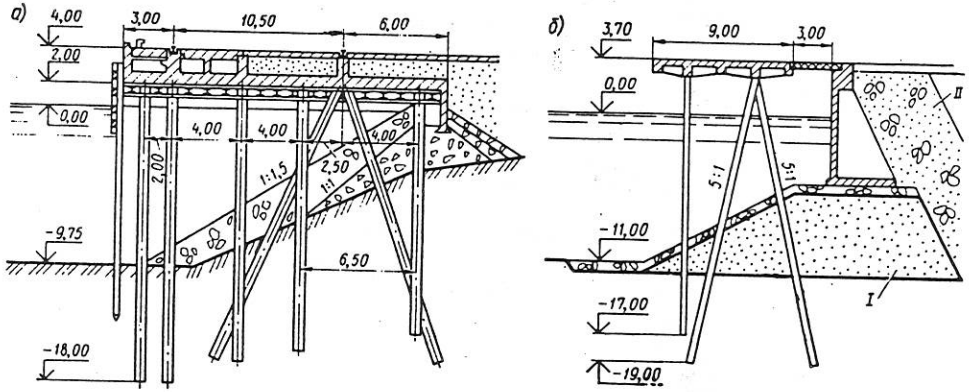


Рис. 9.12. Набережные-эстакады на стальных сваях:

а — на коробчатых сваях, сваренных из шпунта Ларсен-V с монолитным верхним строением; *б* — на стальных трубчатых сваях диаметром 500 мм; *I* — постель из песка; *II* — засыпка песком и камнем

ные с такой же конструктивной схемой возводились и из стальных труб диаметром 700 мм. Сейсмостойкость подобных конструкций повышают также путем уширения подошвы уголковых подпорных стенок и уположения подпричального откоса.

Речной причал на сваях из стальных труб диаметром 720 мм с толщиной стенки 10 мм построен на Севере СССР (рис. 9.13, *а*). На монолитные оголовки свай устанавливались сборные железобетонные ригели, а на них — сборные железобетонные плиты. Передние ряды свай в двух уровнях объединены поясами из монолитного железобетона. Пояса оснащены тумбами для швартовки судов при различных навигационных уровнях.

На рис. 9.13, *б* показана набережная, построенная в порту Кобе (Япония). Шпунтины в тыловой части ячейки короче, чем в лицевой. Ростверк опирается на стальные наклонные сваи, береговой конец плиты верхнего строения опирается на балку, покоящуюся на вертикальных трубчатых сваях. При проектировании рассматривались также еще три варианта: набережная ячеистой конструкции из металлического шпунта; из массивов-гигантов; больверк из металлического шпунта.

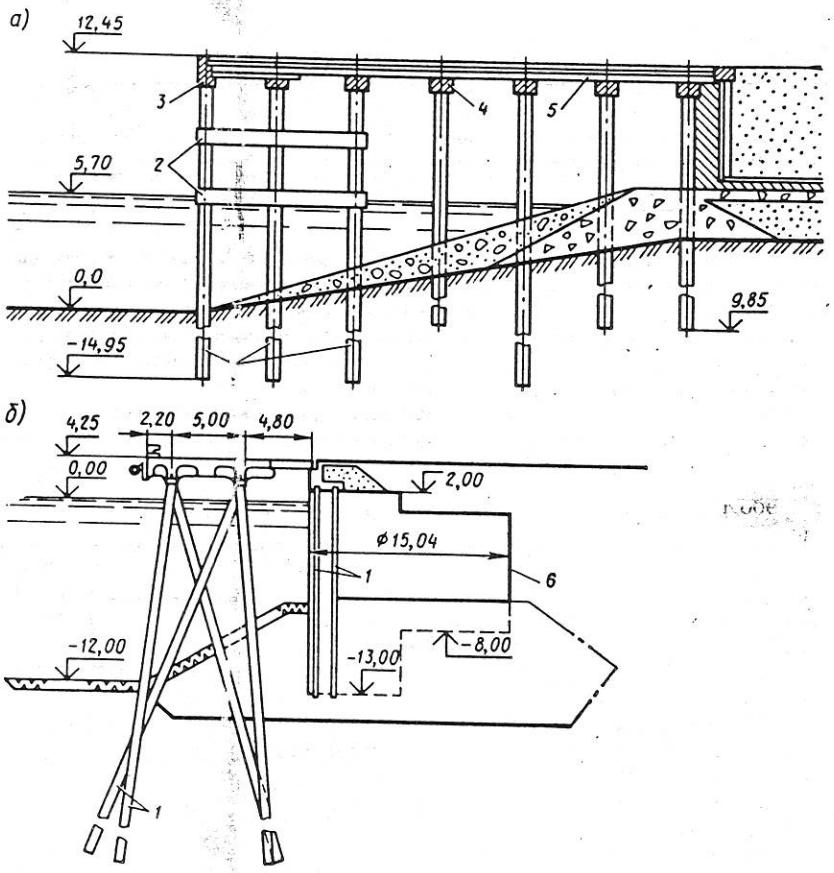


Рис. 9.13. Набережные-эстакады на стальных сваях:

а — с монолитно-сборным верхним строением; *б* — с тыловой стенкой ячеистой конструкции; *1* — стальные трубчатые сваи; *2* — монолитные железобетонные пояса; *3* — монолитная шапочная балка; *4* — оголовок; *5* — ригель; *6* — стальной шпунт

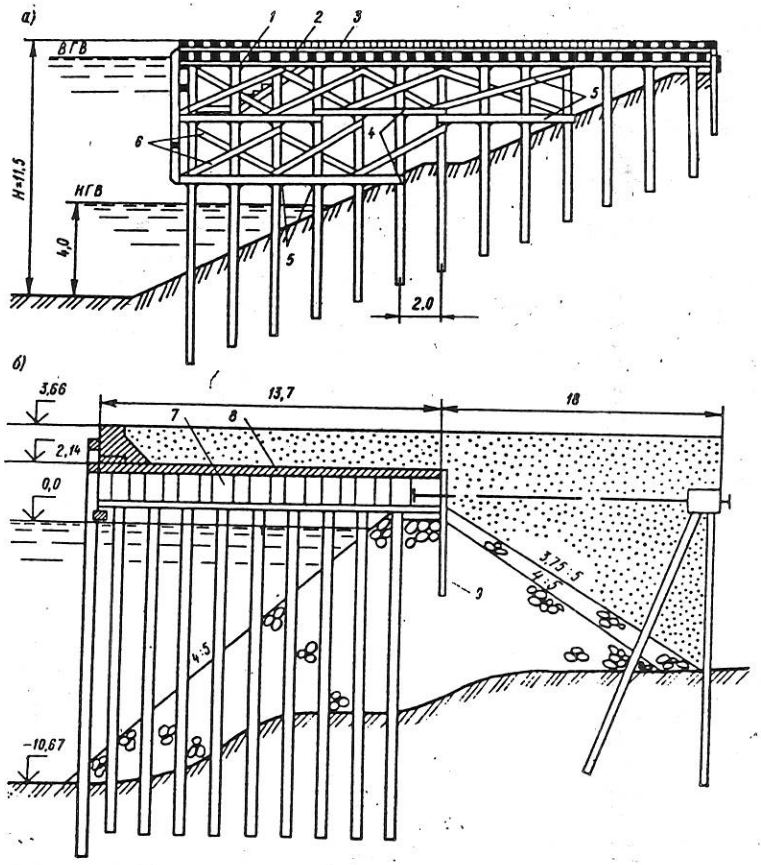


Рис. 9.14. Набережные-эстакады на деревянных сваях:

а — с верхним строением решетчатого типа; *б* — с железобетонным верхним строением и деревянными сваями с шагом 2,44 м вдоль кордона; *1* — насадки; *2* — прогоны; *3* — двойной дощатый настил; *4, 5* — поперечные и продольные горизонтальные связи; *6* — диагональные схватки; *7* — железобетонные наголовники, омоноличенные с плитой; *8* — железобетонная плита верхнего строения; *9* — деревянный шпунт; ВГВ — верхний горизонт воды; НГВ — нижний горизонт воды

Набережные-эстакады на деревянных сваях. Их возводят с верхним строением из дерева или железобетона. Деревянное верхнее строение может быть балочного типа, решетчатого типа или в виде ряжа. Сваи обычно вертикальные. Верхнее строение эстакад может анкероваться или может ограждаться палами. Нагрузки от судов палы могут воспринимать самостоятельно или передавать их верхнему строению. В последнем случае эти нагрузки сваями эстакады передаются грунту. Для восприятия швартовных нагрузок палы иногда анкеруются за береговые опоры, при этом анкерные тяги отклоняются на некоторый угол (до 45°) от нормали к линии кордона. Иногда суда швартуются за тумбы, расположенные на берегу.

Конструкция эстакад балочного или решетчатого типа по конструкции аналогична деревянным мостам. Они используются для швартовки небольших судов и проектируются на нагрузки от безрельсового транспорта. По головам деревянных свай (рис. 9,14, *а*) устанавливаются в поперечном или продольном направлениях балки-насадки, перпендикулярно насадкам укладываются прогоны и по ним одинарный или двойной

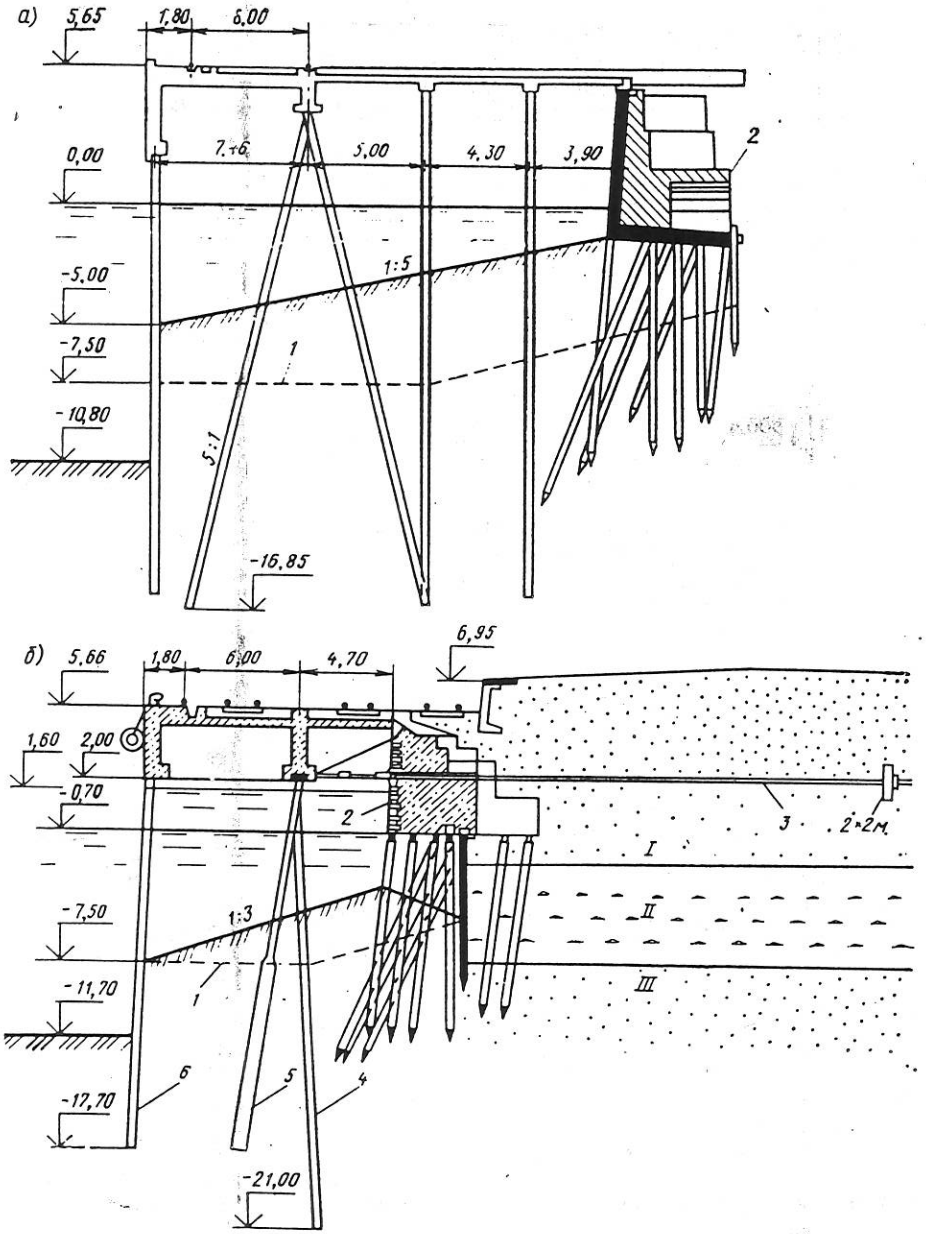


Рис. 9.15. Конструкции оторочек:

а — набережная Африканай в Гамбурге; *б* — оторочка набережной в Гамбурге; *I* — дно перед старой набережной; 2 — старая набережная; 3 — анкеровка старой стенки анкерами из стального каната диаметром 54 мм, установленными через 5 м и рассчитанными на усилие 1440 кН; *4* — стальные коробчатые сваи; *5* — комбинированные сваи (нижняя часть из стальных коробчатых свай, верхняя — железобетонная 0,34×0,38 м); *6* — сплошная стенка из шпунта Ларсен-IV; *I* — песчаная засыпка; *II* — ил; *III* — песок

дощатый настил. Для увеличения жесткости сооружения и уменьшения расчетной свободной длины свай в надводной части в один или два яруса устанавливаются в поперечном и продольном направлениях горизонтальные и наклонные связи (схватки, подкосы). Таким образом, эстакада превращается в пространственную неизменяемую каркасную систему с включением в работу всех элементов решетки при восприятии горизонтальных нагрузок. В конструкции на рис. 9.14, *а* роль швартовных тумб выполняют деревянные кнехты. Это надежно закрепленные к верхнему строению отрезки бревен (на рис. 9.14, *а* не показаны).

Сооружения, аналогичные показанному на рис. 9.14, *б*, широко распространены в США. В частности, в середине 70-х годов в Нью-Йоркском порту построено 25 подобных причалов. На других причалах, оборудованных контейнерными перегружателями, в подобной конструкции бетонировались не связанные с эстакадой самостоятельные железобетонные подкрановые балки прикордонной и тыловой ниток, опирающиеся на ряды козловых стальных трубчатых свай.

О т о р о ч к и. В 1967 г. в Гамбургском порту построена набережная длиной 965 м, представляющая оторочку с передним рядом из шпунта Ларсен, расположенную впереди старой мелководной стенки (рис. 9.15, *а*). Конструкция была принята в результате конкурса проектов, представленных девятью фирмами, как обладающая наилучшими технико-экономическими показателями. Опорами оторочки являются козловые и вертикальные железобетонные сваи 0,34× ×0,38 м. Шаг сжатых наклонных свай в продольном направлении 2 м, остальных 4 м. Бетонирование монолитного верхнего строения выполнено в скользящей опалубке. Песчаная призма, отсыпанная с откосом 1 : 5 на ранее существовавшее дно, была уплотнена и облегчила работу старой стенки и железобетонных свай. Вертикальная нагрузка на шпунтовую стенку составила 320 кН на длину 1 м, на сваи 870—920 кН.

Построенная в конце 50-х годов оторочка (рис. 9.15, *б*), помимо увеличения глубины, имела предназначение для расширения портовой территории, стесненной городской застройкой. Старая стенка воспринимает все действующие нагрузки. Она усилена подсыпкой откоса со стороны акватории и анкерами, установленными в целях предотвращения деформаций старой стенки до забивки свай и шпунта оторочки.

Монолитное верхнее строение образовано двумя продольными железобетонными балками высотой 3,66 м, опирающимися на шпунтовую стенку и на свайный ряд, забитый с небольшим уклоном в виде козел, и поперечными балками такой же высоты, связанными со старой стенкой. Оторочка воспринимает вертикальные нагрузки, распор грунта в нижней части шпунтовой стенки, швартовые усилия и навал судна, который передается на старую стенку.

Оторочка в порту Бордо (Франция) свободной высотой 16,5 м состоит из одного продольного ряда заполненных бетоном оболочек диаметром 3,75 м с толщиной стенок 15 см. Оболочки, установленные с шагом 10 м, заглублены в скальный грунт на 1 м. Поверх оболочек положена массивная железобетонная балка, а по ней мощная железобетонная плита верхнего строения, береговой конец которой оперт на надстройку старой набережной.

Оторочки сквозной конструкции. Возводятся перед существующими причалами для увеличения глубины. Одна из таких конструкций показана на рис. 9.16. Благодаря отсутствию распора можно облегчить конструкцию оторочки, используя одни лишь вертикальные сваи. Сквозная оторочка может объединяться с существующим свайным сооружением в единую конструкцию, но с гравитационной стенкой обычно жестко не связывается. При проектировании особое внимание должно быть обращено на обеспечение общей устойчивости существующего сооружения и оторочки.

Д р у г и е к о н с т р у к ц и и с о о р у ж е н и й. Набережные на колоннах, опускных колодцах, кессонах и другие иногда называют сооружениями на специальных основаниях. Их приходится возводить в тех случаях, когда исключается возможность применения обычных конструкций: тяжелые гидроме-

теорологические условия, высокая агрессивность воды, мощная толща слабого грунта, истирающее действие наносов и пр.

В 1984 г. в Массандре построен причал, рассчитанный на сейсмичность 9 баллов и предназначенный для переработки минерально-строительных материалов, в котором применены унифицированные элементы заводского изготовления (рис. 9.17). Верхнее строение состоит из предварительно напряженных продольных ригелей, на которые опираются предварительно напряженные железобетонные плиты верхнего строения.

Тыловая часть верхнего строения выполнена в виде монолитной железобетонной плиты, закрепленной с помощью анкерной тяги за анкерный массив (авт. св. № 400660, авторы Баранов И. И. и др.), имевший в плане вид равнобедренной трапеции с основаниями 3 м (передняя грань), 6,5 м (тыловая грань) и высотой перпендикулярно кордону 5 м. Анкерная тяга проходит через отверстие в переднем выступе анкерного массива и крепится к нему с помощью гайки и металлической прокладки.

Длина секции причала 56 м. Два анкерных массива располагаются относительно оси секции симметрично. Расстояние между массивами одной секции

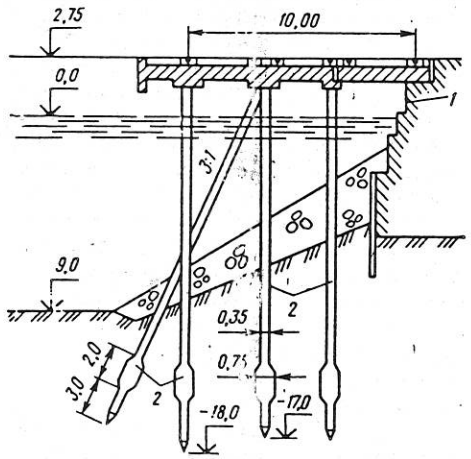


Рис. 9.16. Оторочка на железобетонных сваях:
1 — старая набережная; *2* — сваи 0,35×0,35 м с утолщениями

41,27 м. Набережная оборудована швартовными тумбами ТСО-80, расстояние между которыми 32 м, и отбойными устройствами длиной 2,6 м, состоящими из четырех резиновых цилиндров диаметром 400 мм.

Подпричальный откос отсыпан по кровле глинистого сланца. Верхняя часть откоса прикрыта горизонтальными и наклонными предварительно напряженными решетчатыми железобетонными плитами.

В тыловой части эстакады установлен волногасящий короб с перфорированными передней и задней стенками и отверстиями в поперечных диафрагмах.

В порту Южный для приема судов типа «Зоя Космодемьянская» дедвейтом 50 тыс. т в 1984 г. построен причал длиной 380 м для переработки угля и руды. Это сооружение II класса со сроком службы 50 лет и категорией нагрузок «О» по ВНТП 01—78. Второй причал длиной 270 м сдан в эксплуатацию позднее. Причал оборудован портальными кранами типа «Сокол» грузоподъемностью $^{16}/_{30}$ т. На причале предусмотрена возможность установки грейферных или контейнерных перегружателей (рис. 9.18). Глубина причала на перспективу 19 м с возможностью приема углерудовозов типа «Маршал Буденный» дедвейтом 100 тыс. т.

Конструкция (она названа проектировщиками эстакадой) представляет собой ростверк со сборно-монолитными продольными ригелями, установленными на три ряда металлических трубчатых вертикальных свай. Передний шпунт, покрытый тремя слоями кузбаслака с устройством электрохимической защиты, закреплен за анкерную опору в виде тылового свайного ростверка из трех рядов свай: козлового, вертикального и наклонного. В конструкции анкерной опоры, осуществленной также в виде продольно-ригельной системы, использовано изобретение И. И. Баранова (авт. св. № 863772): благодаря наличию анкерной консоли в вертикальной свае возникают растягивающие, а в наклонной сжимающие усилия, из-за чего в конечном счете уменьшаются усилия в этих сваях.

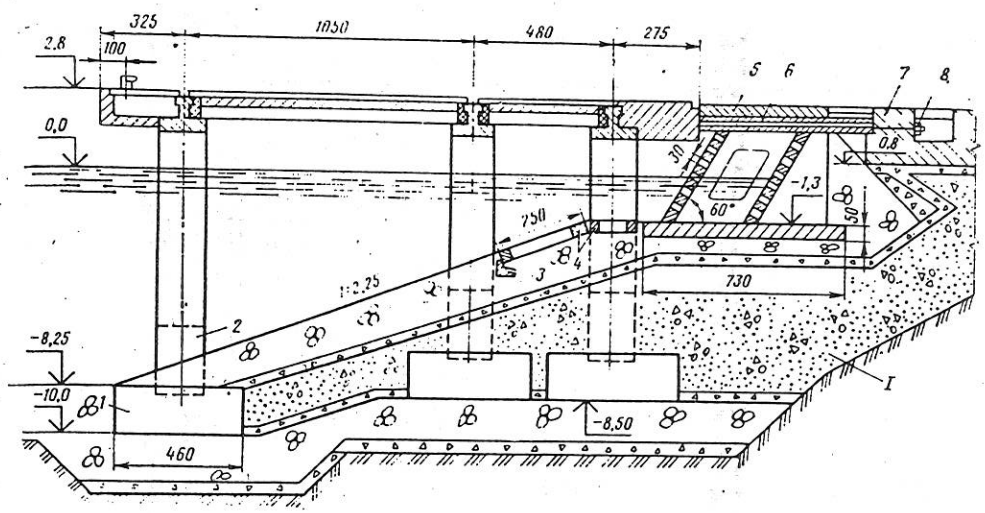


Рис. 9.17. Набережная-эстакада в Массандре (Крым) с применением оболочек диаметром 1,6 м, забетонированных в башмаки:
1 — башмак с размерами в плане 4,6×3 м; *2* — бетонная пробка; *3* — железобетонный упор; *4* — решетчатые плиты; *5* — плита перекрытия короба; *6* — анкерная тяга диаметром 75 мм; *7* — анкерный массив; *8* — гайка крепления анкерной тяги; *I* — карьерные высевки

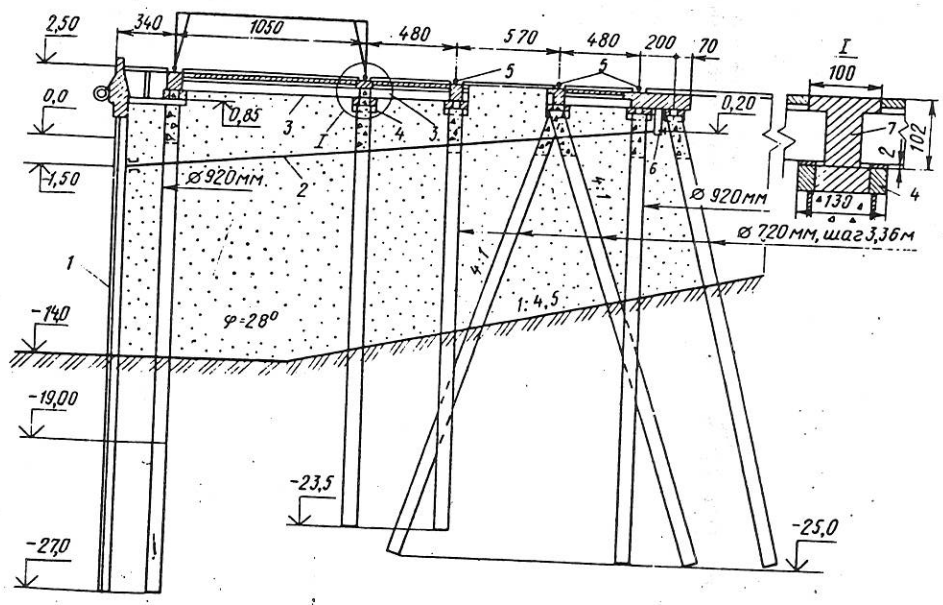


Рис. 9.18. Причал в порту Южный:
1 — шпунт Ларсен-V (два сварных короба каждый из двух шпунтин, погружаемые по длине причала через две обычные шпунтины); *2* — анкерные тяги диаметром 90 мм с шагом 1,68 м; *3* — типовые двухребристые предварительно напряженные плиты шириной 371 см, высотой 100 см, толщиной плиты 18 см; *4* — сборная часть ригеля длиной 13,4 м, высотой 45 см в двух крайних рядах и 35 см в остальных четырех рядах; *5* — рельсовые пути на перспективу; *6* — анкерная консоль разгружающего блока; *7* — монолитная часть ригеля

В верхней части свай в узле сопряжения устраивается бетонная пробка, до уровня пробки сваи заполняются песком. В пробке, начиная с отметки —0,15 м, размещаются выпуски арматуры диаметром 36 мм: 22 выпуска по контуру сваи и 4 в середине.

Сооружение оборудовано швартовыми тумбами ТСО-80, устанавливаемыми с шагом 33,6 м на расстоянии 1м от кордона, и отбойными устройствами из резиновых труб диаметром 400 мм и длиной 2 м.

§ 9.2. УЗКИЕ СКВОЗНЫЕ ПИРСЫ

Сквозные свайные пирсы могут быть мостового типа (рис. 9.19, *а*, *б*), пролетное строение которых может, в свою очередь, опираться на промежуточные свайные опоры (рис. 9.19, *б*), и эстакадного типа (рис. 9.19, *в*; 9.20), в которых поперечные свайные ряды расположены по длине сооружения равномерно и на небольших расстояниях один от другого. На рис. 9.20 штриховыми линиями показаны сваи, расположенные в плоскостях, не совпадающих с плоскостью размещения основных свай, показанных сплошными линиями.

В глубоководных пирсах эстакадного типа для увеличения жесткости сооружения и повышения несущей способности свай рекомендуется выполнять замену слабого грунта в основании, т. е. во всем котловане или в предварительно погруженных сквозь толщу илов оболочках большого диаметра, повышать отметки дна путем устройства ограждающих стенок, устраивать связи между сваями в виде диафрагм и пространственных металлических структур, повышать жесткость свай путем усиления сечений или заполнений свай-оболочек бетоном, устраивать уширения на стволе или уширенную пяту в основании, забуривать нижние концы свай-стоек в скальный грунт. Заделка должна выполняться на глубину не менее 0,5 м в сплошной скале, имеющей предел прочности на сжатие 40 МПа и на глубину не менее 1,5 м в остальных скальных грунтах. Сваи, подверженные действию растягивающих или повторно-переменных усилий, следует выполнять из металла.

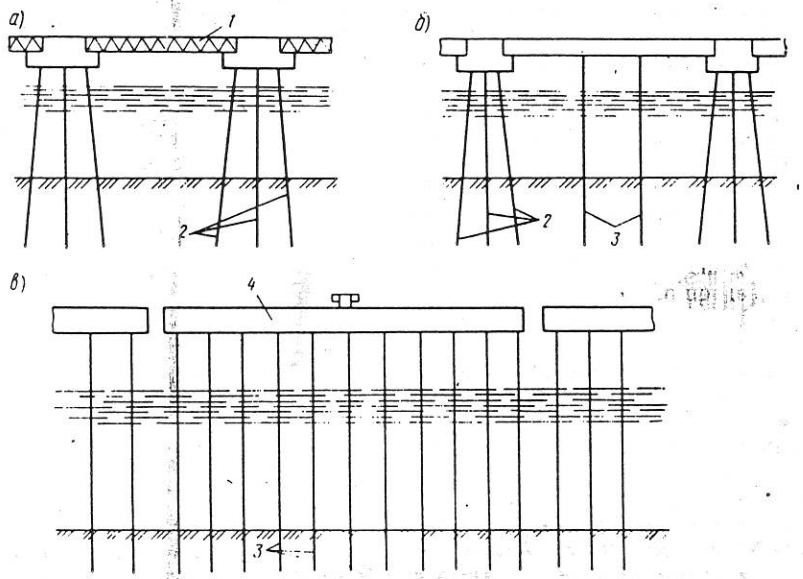


Рис. 9.19. Узкие свайные пирсы:
а, б — пирсы мостового типа; *в* — пирсы эстакадного типа; *1* — пролетное строение; *2* — бычковая опора свайного типа; *3* — поперечные ряды свай; *4* — верхнее строение

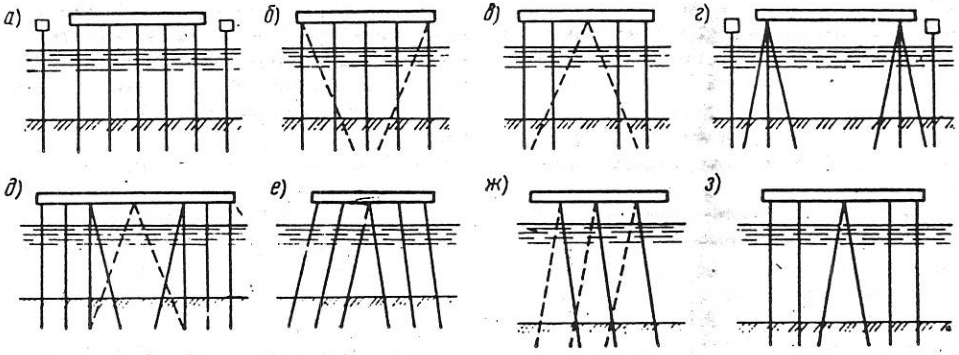


Рис. 9.20. Схемы пирсов эстакадного типа:
а — на вертикальных сваях с отбойными палами из гибких стальных свай; *б, в, д, е, ж, з* — схемы с использованием наклонных свай; *г* — схема с вертикальными и наклонными сваями и отбойными палами из гибких стальных свай

Расстояние между осями висячих свай на уровне их нижних концов должно быть не менее трех диаметров сваи, а расстояние в свету между стволами свай не менее 1 м. Значение наклона свай и свай-оболочек, погружаемых способом вибрации, следует принимать круче чем 3 : 1 при диаметре $d<1{,}0$ м; 4 : 1 при $d=1\div1{,}2$ м; 5 : 1 при $d=1{,}6$ м; 8 : 1 при $d=2$ м. При диаметре более 2 м наклон опоры не рекомендуется. Стальные трубчатые сваи диаметром 0,6 м и более погружаются с открытым нижним концом. В нижней части свай, погружаемых с выемкой грунта из внутренней полости, выполняется бетонная пробка высотой не менее 3 м. При этом должны быть приняты меры, обеспечивающие передачу нагрузок от стенок сваи на пробку.

Металлические конструкции узких пирсов должны защищаться от агрессивных воздействий окружающей среды лакокрасочными покрытиями и, если этого недостаточно, то необходимо применить дополнительно электрохимические методы защиты. Сваи в зонах истирающего воздействия льда или наносов следует защищать железобетонными или металлическими коробами с бетонным заполнением или другими способами.

В качестве верхних строений соединительных эстакад рекомендуется применять типовые унифицированные элементы пролетных строений авто- и железнодорожных мостов. При расположении автодороги и трубопровода в разных уровнях их пролет не должен превышать 33 м; в одном уровне до 42 м. Указанные значения относились к пролетным строениям автодорожных мостов. При использовании типовых пролетных строений железнодорожных мостов для нефтепирсов пролет может приниматься до 75 м.

В поперечном сечении соединительной эстакады пирсов эстакадного типа необходимо устраивать не менее двух вертикальных или наклонных от 10 : 1 до 5 : 1 в сторону кордона свай при ширине эстакады до 10 м и не менее четырех при большей ширине эстакады. В этом случае две крайние опоры должны быть вертикальными, а средняя козловой.

Верхнее строение технологической площадки при переработке навалочных грузов устраивается одноярусным; при переработке наливных грузов оно может быть одно- и многоярусным, например рамной конструкции. Верхнее строение одноярусной площадки устраивается в виде сборной или сборно-монолитной ребристой плиты. Применяется поперечно-ригельная система и только в пирсах для навалочных грузов при массе перегрузочных машин свыше 250 т — продольно-ригельная.

Основание технологической площадки пирсов эстакадного типа устраивается из вертикальных и наклонных до 3 : 1 металлических свай. В местах передачи на верхнее строение сосредоточенных

горизонтальных, вертикальных и моментных нагрузок могут устанавливаться дополнительные козловые и вертикальные сваи. При этой верхнее строение усиленных опор выполняется совместно с верхним строением площадки или отделяется от него деформационными швами.

Значительный исторический интерес представляет конструкция первого в нашей стране пирса на оболочках, построенного в 1928—1930 гг. в Сухуми под руководством проф. А. Т. Федорова по проекту проф. Н. Н. Джунковского. Пирс состоит из соединительной эстакады шириной 8,3 м и длиной 172 м и головной причальной части длиной 102 м (рис. 9.21), расположенной по лучу господствующего волнения вследствие поворота в плане эстакады на 50°.

Эстакада имеет монолитное железобетонное ребристое верхнее строение и опирается на поперечные ряды свай 35×35 или 40×40 см с шагом 5 м. В каждом ряду три сваи: средняя вертикальная и две крайние с уклоном 5 : 1.

Причальная часть пирса также имеет монолитное железобетонное ребристое верхнее строение, опирающееся по ширине на 3 куста железобетонных свай 30×30 см по 4 сваи в каждом кусте. Расстояние между поперечными рядами опор 8—9 м. Сваи защищались, в том числе от истирающего воздействия донных отложений, надеваемыми на кусты железобетонными оболочками наружным диаметром 2 м, и толщиной стенок 8 см с заполнением пространства между сваями и оболочкой бетоном методом подводного бетонирования. Оболочки изготовлялись секциями длиной 2,15—2,8 м. Нижние секции и сваи погружались в грунт с подмывом. Этот пирс представляет по существу конструкцию на сваях, защищенных от воздействия моря железобетонными оболочками.

В районе порта Новороссийск (в Шесхарисе) было осуществлено скоростное строительство (март — сентябрь 1978 г.) глубоководного (25 м) нефтепирса сквозной конструкции на стальных трубчатых сваях со стальным пролетным строением коробчатого типа. Пирс построен на открытой акватории, не защищенной от господствующих направлений ветров и волнений с ориентацией его оси по лучу господствующего волнения. В этом случае судно, стоящее у причала, подвергается в основном продольной килевой качке и меньше ударяется о причал. В основании пирса ниже отметки дна (—25 м) залегали грунты: слой ила толщиной 4 м, слой глины толщиной 7 м, слой гравия с галькой толщиной 4 м, от отметки —40 м и ниже— флиш.

Нефтепирс состоит из соединительной эстакады, шести швартовных и четырех отбойных палов, технологической площадки и переходных мостиков (рис. 9.22; 9.23).

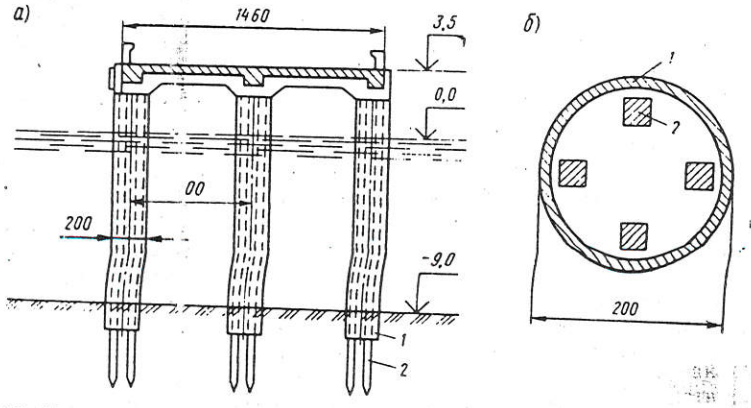


Рис. 9.21. Причальная часть пирса в Сухуми:
а — поперечный разрез; *б* — куст свай в плане; *1* — железобетонные оболочки; *2* — железобетонные сваи сечением 30×30 см

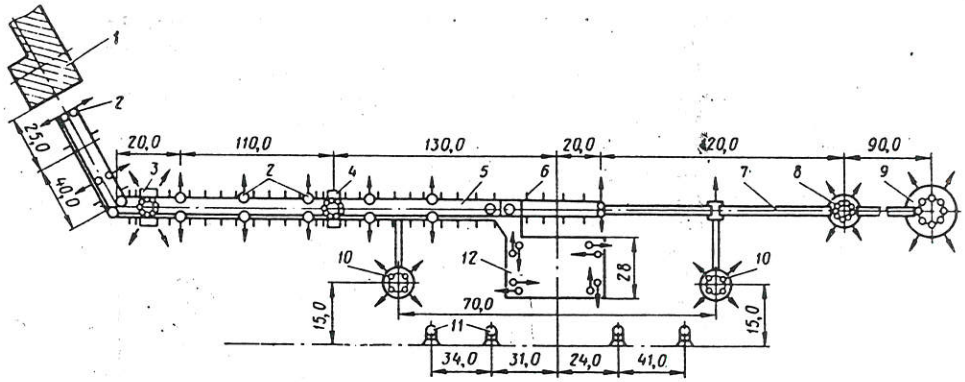


Рис. 9.22. План пирса в Шесхарисе:
1 — существующий мол; *2* — сваи соединительной эстакады; *3* — швартовный пал А=1; *4* — швартовный пал *А*=2; *5* — соединительная эстакада; *6* — консоли пролетного строения для прокладки трубопроводов; *7* — переходные мостики; *8* — швартовный пал *А*=3; *9* — головной швартовный пал А=4; *10* — швартовные палы А=7 и А=8; *11* — отбойные палы; *12* — технологическая площадка

Соединительная эстакада (рис. 9.23) состоит из свайных опор, забитых с шагом 40 м по длине эстакады; ригеля, пролетного строения размером 4×2,5 м, длиной 40 м, выполненного из стальных балок коробчатого сечения; закрепленных на балках пролетного строения с шагом 10 м консолей из двутавра, предназначенных для прокладки нефтепроводов. Две наклонные сваи эстакады, расположенные в месте сопряжения эстакады с технологической площадкой, находятся в плоскости продольной оси эстакады.

В зависимости от воспринимаемых нагрузок шесть швартовных палов, оборудованных крюками швартовки (самоотдающимися гаками) (рис. 9.22), имеют различную конструкцию, отличаясь размером и конфигурацией ростверка, количеством свай и толщиной их стенок. Сваи в палах (кроме одного пала) забиты с уклоном 2,5 : 1 и имеют диаметр 1219 мм. Ростверки всех палов — железобетонные, монолитные. На палах А-7 и А-8 установлены противопожарные вышки с мониторами. Для гашения кинетической энергии от навала судна при нештатной ситуации головной пал оборудован четырьмя резиновыми амортизаторами. Швартовные концы доставляются на швартовные палы буксирами. Отдача швартовных концов автоматизирована и производится с центрального пульта.

На технологической площадке размещаются стендера, контрольные вышки, противопожарные мониторы, емкости для сбора загрязненных вод и др. Площадка имеет размеры в плане 41,5×28 м и состоит из расположенных по ее контуру четырех металлических балок коробчатого сечения размером 5×2,45 м, опирающихся на четыре куста

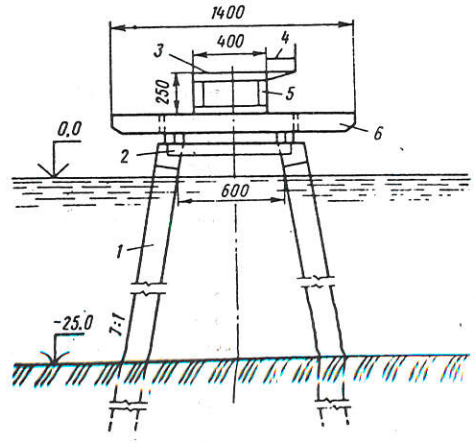


Рис. 9.23. Соединительная эстакада пирса в Шесхарисе:
1 — стальные трубчатые сваи диаметром 1422 мм, длиной 44,45—55,5 м, с толщиной стенок 21 мм; *2* — стальной ригель сечением 1×0,8 м; *3* — проезжая часть; *4* — тротуар; *5* — пролетное строение; *6* — консоли для прокладки трубопроводов

свай, каждый из которых состоит из двух стальных свай длиной 55 м, диаметром 1422 мм, толщиной стенки 22 мм, забитых по углам площадки с уклоном 2,5 : 1. Площадь, образованную контуром четырех коробчатых балок, перекрывали металлическими плитами.

Вдоль линии причаливания расположены четыре отбойных пала, каждый из которых представляет собой стальную трубу диаметром для средних палов 2,75 м и крайних 1,8 м. Сваи изготовлены из стали с высоким пределом текучести (477 МПа). Переменная толщина стенок определена расчетом. В верхней части труб смонтированы щиты с амортизаторами. Максимальное перемещение свободного конца от навала судов составляет для внешних палов 1,99 м и для средних 1,87 м. Всего в конструкции пирса погружено 68 свай, имеющих в зоне переменного горизонта припуск на коррозию.

Переходные мостики смонтированы из стальных труб диаметром 2,2 м, внутри которых проложены инженерные коммуникации и пешеходная дорожка. Мостики для связи с палами А-7 и А-8 выполнены из труб диаметром 0,76 м с устройством сверху настила из рифленых металлических листов и леерного ограждения.

Строительство сооружений пирса осуществлялось при помощи самоподъемной платформы-понтона GEM-III размерами 56,7×27,42 м, оснащенной восемью стальными опорами диаметром 1,8 и длиной 67,45 м. От стоянки к стоянке платформа перемещалась на плаву при помощи якорных канатов. На месте монтажа элементов пирса платформа поднималась по опорам (или спускалась после окончания работ) в рабочее положение с помощью восьми подъемных устройств, каждое из которых состоит из зажимных колец и домкратов грузоподъемностью 5000 кН.

Платформа имеет автономное энергооборудование и оснащена: перемещающимся по рельсам полноповоротным краном со стрелой длиной 54,9 м, снабженной двумя гаками грузоподъемностью 200 и 25 т; дизель-молотом, приспособленным для погружения вертикальных и наклонных свай диаметром 1422 и 1219 мм с максимальной энергией удара 180 кДж; паровоздушным молотом, приспособленным для погружения вертикальных и наклонных свай диаметром 1,8 и 2,75 м с максимальной энергией удара 312,5 кДж; буровой установкой с буровыми головками диаметром 2,5 и 1,65 м для рыхления тяжелых пород грунта, оснащенной эрлифтом для выброса разрыхленной породы из полости сваи; кондукторами, обеспечивающими высокую точность погружения вертикальных и наклонных свай; аппаратами электросварки, автогенной резки, механизмами зачистки и шлифования швов; внутренней телефонной связью, радиостанцией и телетайпной установкой для связи с фирмой (работы по возведению пирса вела иностранная компания) и субподрядной организацией, мегафонной связью с рабочими местами и др.

Для бетонирования ростверков швартовных пал использовался плавучий бетонный завод производительностью 20 м³/ч с автономным энергооборудованием и бетоноводом для подачи бетона к месту бетонирования. Технологическая площадка монтировалась с двух стоянок платформы, каждый швартовный и отбойный пал с одной стоянки.

Всего в строительстве пирса участвовало 79 чел., в том числе команда платформы составляла 35 чел., команда плавучего бетонного завода 12 чел. Работы с платформы можно вести при волнении до 5 баллов, простои платформы по гидрометеоусловиям составили 1,2 %. В это время экипаж выполнял профилактические работы по ремонту механизмов и оборудования.

§ 9.3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СООРУЖЕНИЙ

При выборе варианта конструкции любого сооружения необходимо учитывать грунтовые, волновые и ледовые условия, агрессивность среды, сейсмичность района, наличие местных строительных материалов, возможность строительной организации, транспортные связи района строительства и др.

Набережные и пирсы эстакадного типа применяются при наличии грунтов, в которые можно погружать сваи на необходимую глубину.

В акваториях с неблагоприятным волновым режимом при отсутствии ледовых воздействий в первую очередь следует использовать в качестве вариантов конструкции эстакадного типа с подпричальным откосом, а в необходимых случаях и с волногасящими устройствами.

Эстакады и больверки проектируются также в условиях сильных придонных течений, размывающих дно. При этом предусматриваются меры по укреплению дна и предотвращению его размыва у причального сооружения или это явление учитывается при расчете сооружения.

Набережные и пирсы эстакадного типа на железобетонных сваях являются несейсмостойкими конструкциями, применяемыми при ограничении динамических и ударных воздействий. При этом конструкции на призматических сваях применяются при глубине до 9,75 м, высоте волны до 1 м и толщине льда до 0,25 м, а на трубчатых железобетонных сваях — при глубине до 11,5 м, высоте волны более 1 м и толщине льда до 0,4 м.

Набережные и пирсы эстакадного типа на трубчатых металлических сваях являются сейсмостойкими конструкциями, предназначенными для обработки крупнотоннажных судов с использованием высокопроизводительных перегрузочных комплексов при глубинах более 11,5 м, высоте волны более 1,0 м и толщине льда более 0,6 м.

При выборе продольного шага опор (пролета) следует добиваться такого соотношения стоимостей верхнего строения и опор, при котором стоимость 1 м сооружения минимальна. При этом допускаемые прогибы элементов не должны превышать $^1/_{500}$ пролета и $^1/_{250}$ консоли.

Расстояние между осями вертикальных опор, воспринимающих горизонтальные нагрузки, следует принимать не менее 6 D, а расстояние между осями вертикальных и наклонных висячих свай в плоскости их нижних концов должно быть не менее 3 D, для свай-строек не менее 2,5 D, где D — бо́льшая сторона прямоугольного сечения сваи или наружный диаметр сваи-оболочки.

При наличии интенсивного истирающего воздействия наносов нижнюю часть свайных опор в прибойной зоне следует защищать съемными железобетонными чехлами. При значительной коррозии в зоне переменного уровня воды стальные трубчатые сваи часто защищают железобетонными обоймами.

При неблагоприятных грунтовых условиях обеспечение устойчивости подпричального откоса достигается путем увеличения ширины верхнего строения. Однако целесообразность этого способа должна быть обоснована сравнением с другими способами (замена или закрепление грунта, уменьшение шага опор, применение анкерующих устройств и др.).

При расстоянии между температурно-деформационными швами до 40 м выполнение статического расчета работы опор на дополнительный изгиб от температурных деформаций ростверка не требуется. При большой длине необходимо выполнять расчет на температурно-влажностные воздействия с учетом межсезонного (годового) перепада температуры. В типовых проектах свайных набережных Черноморниипроекта длина секции принималась равной 50 м и достигала до 60 м.

В температурных швах эстакад для передачи нагрузок от судов на соседние секции следует предусматривать зубья, шпонки или иные упорные устройства.

Ростверки эстакад устраиваются без грунтового (песчаного или щебеночного) балластного слоя, который допускается применять лишь при специальном обосновании. Для выравнивания поверхности, образуемой сборными элементами ростверка, ее покрывают слоем цементного или асфальтового бетона. В ростверках необходимо предусматривать устройства для удаления атмосферных осадков, вентиляции подпричального пространства и предотвращения смыва в море вод с вредными включениями, особенно при переработке химических грузов.

Для верхнего строения эстакад следует применять железобетон, предварительно напряженный или без предва-

рительного напряжения, а для свай и свай-оболочек — предварительно напряженный.

Рабочие стыки сборных элементов ростверков, воспринимающие изгибающие моменты и поперечные силы, создаются путем сварки выпусков арматуры и укладки бетона омоноличивания или путем сварки закладных частей.

Верхнее строение жестко соединяется с опорами путем заделки в ростверк ствола сваи на глубину не менее 5 см и выпусков арматуры из сваи на длину, обеспечивающую их анкеровку.

В ростверк из предварительно напряженного железобетона стволы свай-оболочек не заделываются. В этом случае в месте соединения торца оболочки с ростверком укладывается монолитный бетон или раствор с установкой шашек, обеспечивающих проектные отметки ростверка, а омоноличивание опор с ростверком осуществляется с помощью дополнительной арматуры, пропущенной через штрабы в ригеле и заделанной концами в монолитном бетоне полостей в свае-оболочке и плите ростверка.

Выбор конструктивной схемы и предварительных основных размеров сооружения осуществляется на основании технико-экономического сравнения вариантов.

Разработку расчетной схемы эстакады начинают с расстановки свай, сбора нагрузок на них и определения их несущей способности. Окончательная глубина забивки свай определяется после уточнения нагрузок на опоры из расчета рамных систем.

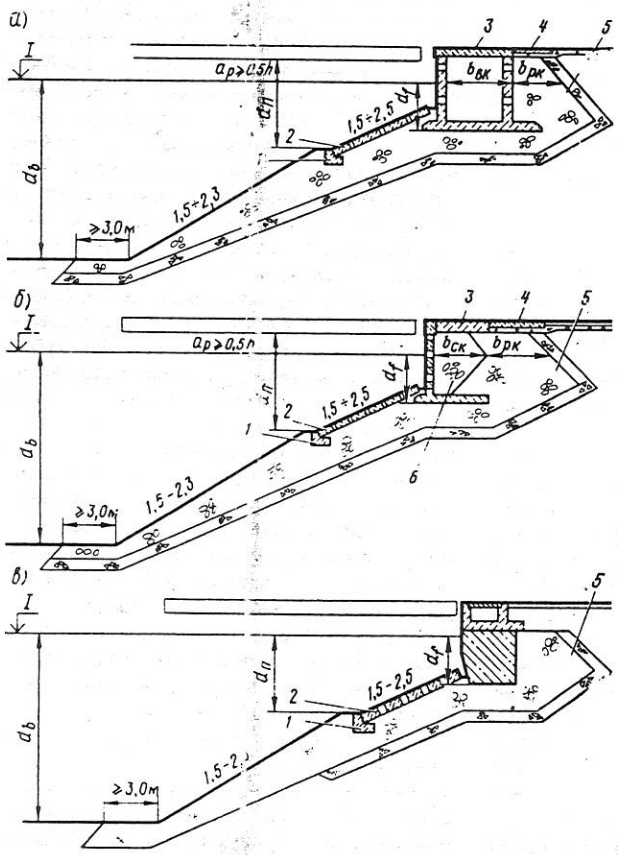


Рис. 9.24. Типы крепления подпричального откоса и конструкции тылового сопряжения:
а — волногасящий перфорированный короб с камерой гашения; *б* — перфорированная уголковая контрфорсная стенка; *в* — массивовая стенка; *1* — фигурный массив (упор); *2* — щелевые плиты; *3, 4* — плиты; *5* — призма из рядового камня массой 15—100 кг; *6* — призма из сортированного камня массой 200—300 кг; *I* — расчетный уровень

При высоте волны $h>1$ м и длине волны $\bar{\lambda}>30$ м рекомендуется применять крепление подпричального откоса и конструкцию тылового сопряжения по типу 1 (рис. 9.24, *а*) при $h=1{,}5\div3$ м, $\bar{\lambda}=50\div100$ м; по типу 2 (рис. 9.24, *б*) при $h=1{,}5\div2$ м, $\bar{\lambda}=50\div80$ м; по типу 3 (рис. 9.24, *в*) при $h=1{,}0\div1{,}5$ м, $\bar{\lambda}=30\div80$ м. При определении высоты волны h у набережных-эстакад следует принимать коэффициенты отражения при сопряжении по типу 1 0,15÷0,30; по типу 2 0,30÷0,45; по типу 3 0,55÷0,80 (меньшие значения относятся к крутым волнам $h/\bar{\lambda}>1/20$, бо́льшие к пологим $h/\bar{\lambda}<1/20$).

При установке тыловой стенки на глубине $d_f=d_п$ откос можно выполнять из рядового камня без крепления его плитами ($d_п$ — определяемая расчетом глубина нижней границы крепления плитами). Во всех случаях, когда 3 м$\geqslant h>2$ м, неукрепленная плитами часть откоса должна быть не круче 1 : 2.

Площадь щелей в плитах *2* (рис. 9.24) следует принимать от 10 до 25 % от площади плиты, а ширину щелей 0,15 м. В построенных сооружениях $d_п=3{,}15\div4{,}5$ м; $d_f=1{,}95\div2{,}7$ м, а размеры плит в плане принимались 2,4×2,4 м при толщине 0,30 м и 3,4×3,4 м при толщине 0,40 м.

У основания щелевых плит устанавливаются фигурные массивы (упоры) *1* шириной 1,0—1,5 м и высотой 0,7—1,0 м. Под щелевыми плитами следует выполнять тщательное, а под упором весьма тщательное ровнение камня.

Площадь перфорации в тыловой стенке короба принимается 10—15 % от площади стены. В боковых стенках короба устраиваются проемы с размером от 1×1 до 2×2 с площадью 10—12 % от площади стен.

В лицевой стенке должны быть выполнены горизонтальные щели шириной 0,2—0,4 м или круглые отверстия диаметром $(0{,}25\div0{,}4)\,h$ общей площадью не менее 25÷30 % от площади стены.

Другие размеры короба рекомендуется принимать такими:
$d_f=(0{,}8\div1{,}2)h$; $b_{bk}=(1{,}5\div2{,}0)h$;
$b_{pk}=(1{,}0\div1{,}5)h$.

В процессе расчета следует определить ординаты эпюры волнового давления на лицевую и тыловую стенки, фундаментную плиту и плиту перекрытия *3*.

В сопряжении уголкового типа площадь горизонтальных щелей должна составлять не менее 30 % от площади стены и иметь ширину $\geqslant0{,}3$ м, а основные размеры рекомендуется принимать: $d_f=(0{,}8\div1{,}2)h$; $b_{ck}=(1{,}5\div2{,}0)h$; $b_{pk}\geqslant h$.

При расчете определяется волновое давление на плиты *3* и *4*, на фундаментную плиту и перфорированную стенку.

Приведенные рекомендации можно использовать при проектировании сопряжения с берегом пирсов эстакадного и мостового типов, расположенных на акваториях с интенсивным волнением.

При конструировании подпричального откоса допускается выход нижней бровки откоса на линию отбойных устройств. Однако во всех подобных случаях должна быть обеспечена нормальная стоянка судна у причала при минимальном зазоре 20 см между подводной частью корпуса судна и выступающими частями сооружения или подпричального откоса с учетом возможности обжатия отбойных устройств и крена судна.

В сейсмических районах сооружение следует разделить антисейсмическими швами шириной не менее 40 мм на отдельные секции ограниченных размеров и простой формы. Применение призматических железобетонных свай при сейсмичности 7 и более баллов не допускается.

Сборные железобетонные плиты верхнего строения в пределах секции должны быть надежно замоноличены, а в узлах и элементах металлических и железобетонных конструкций следует предусматривать возможность развития пластических деформаций. Узлы сопряжения ригелей со сваями при сейсмических воздействиях должны быть усилены с учетом знакопеременных нагрузок.

Проектирование эстакад включает, в частности, следующие этапы: расчет основной пространственной рамной конструкции; расчет свай и ростверков в целом на несущую способность (устойчивость) и на деформации (перемещения, углы поворота, прогибы) в соответствии

с требованиями СНиП 2.02.63—85 «Свайные фундаменты»; конструктивный расчет элементов сооружения на прочность, трещиностойкость и деформации; расчет общей устойчивости сооружения и устойчивости подпричального откоса.

Произвольную статически неопределимую стержневую систему рассчитывают как пространственную рамную с использованием автоматизированного расчета. При отсутствии программ расчленяют эту систему с учетом схемы ростверка (поперечно-ригельная, продольно-ригельная, смешанная кессонная, плитная безбалочная) и степени омоноличивания узлов на отдельные плоские системы, выбирая из них основную несущую систему.

В качестве таковой принимается поперечная рама при монолитно-жестком соединении ригеля и опор в поперечно-ригельной схеме, получившей наиболее широкое распространение в конструкциях из свай-оболочек. При расчете продольно-ригельной системы за основную принимается продольная рама.

Глава 10

СПЕЦИАЛЬНЫЕ ТИПЫ ПРИЧАЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ

§ 10.1. СПЕЦИАЛИЗИРОВАННЫЕ ПРИЧАЛЫ В ВИДЕ УЗКИХ ПИРСОВ

Под узкими пирсами понимают причальные сооружения, предназначенные для стоянки судов и производства перегрузочных операций, на территории которых не предусматривается складирование перерабатываемых грузов. Узкие пирсы могут примыкать торцом непосредственно к береговой линии или быть связанными с берегом соединительной эстакадой.

Исторически узкие пирсы применяются с давних пор в качестве нефтяных, зерновых, судоремонтных и пассажирских причалов. В послевоенные годы узкие пирсы, оборудованные перегрузочными машинами и конвейерными линиями, стали широко применять для переработки навалочных грузов.

Глубоководные узкие пирсы в большинстве случаев возводятся из металла. Во многих случаях для устройства верхнего строения используется железобетон, который также широко применяется при строительстве пирсов на небольших и средних глубинах, а также для узких пирсов с опорами гравитационного типа.

Узкие пирсы могут располагаться нормально, под углом или параллельно береговой линии. Суда к пирсам могут швартоваться с двух сторон (рис. 10.1, *а*, *б*, *д*, *ж*) или с одной стороны (рис. 10.1, *в* *г*, *е*).

Для приема танкеров, размерения которых отличаются незначительно, следует предусматривать два отбойных пала с каждой стороны пирса (рис. 10.1, *е*). Прием танкеров разного типа обеспечивается с помощью четырех отбойных палов, расположенных с каждой стороны причала (рис. 10.1, *д*).

При включении отбойных палов в состав технологической площадки линия отбойных устройств после их обжатия должна быть расположена не менее чем на 1,5 м впереди ближайших поверхностей остальных конструктивных элементов площадки. При отдельных отбойных палах причальная линия должна располагаться на расстоянии 1,5—3,5 м впереди линии кордона технологической площадки.

В соответствии со схемой (рис. 10.2, *а*) можно принимать такие расстояния между палами:

$A/L \geqslant 1{,}25 \div 1{,}60$; $E/L = 0{,}4$; $D/L = 0{,}5$; $D_1/L = 0{,}2$; $D_2/L \approx 0{,}3$; $C/L = 0{,}1$.

Число швартовных палов зависит от принятой раскладки швартовных концов обрабатываемых на причале основных типов судов (рис. 10.2, *б*, *в*). Для крупнотоннажных судов используется не менее шести швартовных палов с учетом палов, конструктивно включенных в состав технологической площадки. На защищенных акваториях допустимо использование схемы с четырьмя швартовными палами. Расстояние между соседними палами должно быть не менее 0,3 наибольшей длины расчетного судна и составлять при четырех палах 65—90 м и более, при шести палах 60—75 м, при восьми палах 45—55 м.

Узкие пирсы могут быть сплошной и сквозной конструкции. Сплошные пирсы представляют собой непрерывную по длине сооружения стенку, которая по конструкции подводной части во многом похожа на оградительные сооружения. Например, стенки из массивовой кладки, массивов-гигантов, поставленных в ряд оболочек большого диаметра, ряжей, ячеистые из металлического шпунта. Сплошные пирсы применяются сравнительно редко главным образом при тяжелых ледовых условиях. Некоторые схемы конструкций засыпных пирсов, применяемых в арктических районах, показаны на рис. 10.3. В схеме на

рис. 10.3, *в* основные усилия от давления грунта воспринимаются жесткой экранирующей стенкой, а на лицевую стенку передается незначительное распорное давление грунта.

Массивы-гиганты для опор пирсов мостового типа имеют днище и доставляются к месту установки на плаву. Они могут иметь прямоугольную, круглую, или полигональную форму поперечного сечения.

Сечение полигональной формы представляет собой, например, равносторонний или удлиненный восьмиугольник. Оболочки большого диаметра для опор пирсов мостового типа изготавливаются без днища и устанавливаются с помощью плавучего крана на каменную постель или погружаются в грунт на глубину не менее 1,5 м на плотных глинистых основаниях и не менее 2 м на песчаных основаниях. В плане оболочки большого диаметра могут быть круглой или полигональной, в частности восьмиугольной, формы. Каждая опора состоит из одной или двух оболочек, устанавливаемых

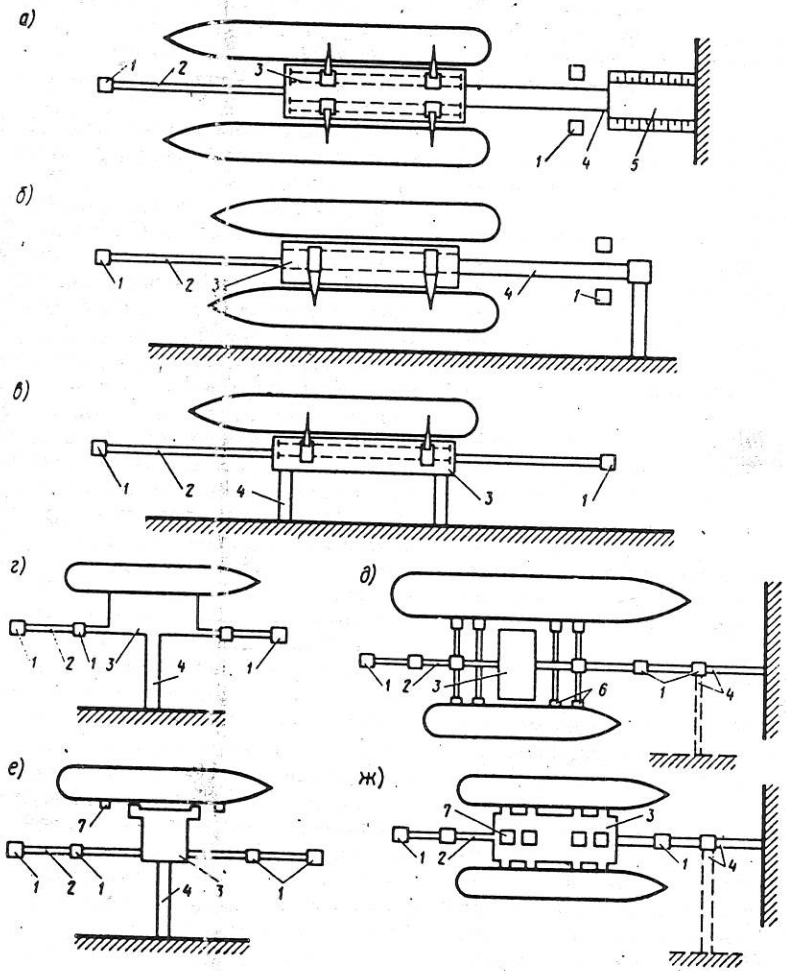


Рис. 10.1. Основные элементы узких пирсов:

а, б, в — узкие пирсы для навалочных грузов; *г, д, е, ж* — пирсы для наливных грузов. *1* — швартовные палы; *2* — переходный мостик; *3* — технологическая площадка; *4* — соединительная эстакада; *5* — дамба; *6* — отбойные палы; *7* — причальные палы

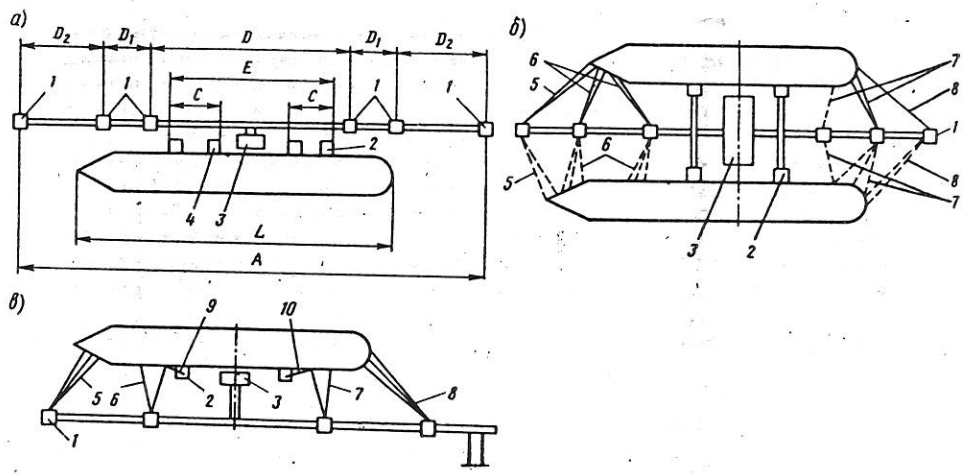


Рис. 10.2. Схемы взаимного расположения основных элементов узких пирсов:

а — схема расстановки палов; *б* — швартовка с двух сторон пирса; *в* — швартовка с одной стороны пирса; *1* — швартовные палы; *2* — основные отбойные палы; *3* — технологическая площадка; *4* — отбойные палы для малых судов; *5* — носовой передний продольный шпринг; *6* — носовой прямой прижимной шпринг; *7* — кормовой прямой прижимной шпринг; *8* — кормовой задний продольный шпринг; *9* — носовой задний шпринг; *10* — кормовой передний шпринг

с зазором и объединяемых верхним строением, которое обеспечивает совместную работу оболочек в опоре. Могут применяться и двухстенные оболочки с перегородками между стенками и с днищем, благодаря чему обеспечивается плавучесть оболочки (рис. 10.4). Так же, как и массивы-гиганты, такие оболочки буксируются на плаву и для их постройки необходимы судоспускные устройства — слипы, сухие или плавучие доки и др.

В порту Восточный построен комплекс для перевалки угля пропускной способностью 10 млн. т в год, состоящий

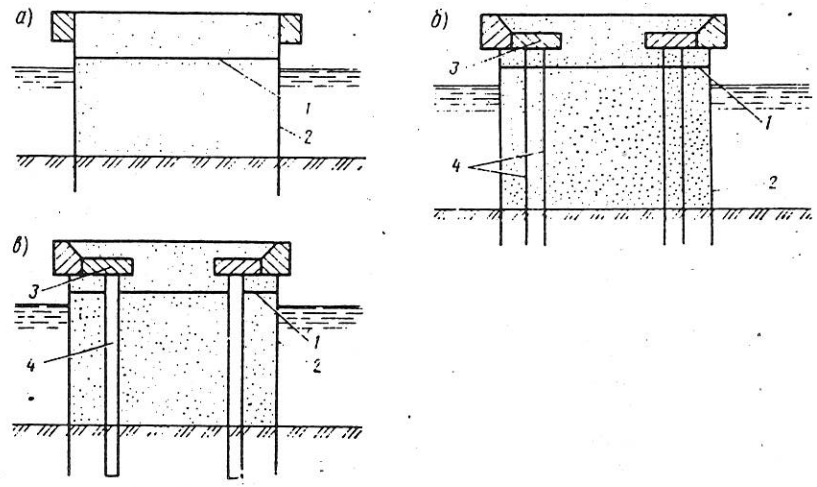


Рис. 10.3. Схемы конструкций засыпных пирсов:

а — взаимозаанкеренные больверки из стального шпунта или элементов повышенной жесткости; *б* — взаимозаанкеренные экранированные больверки; *в* — взаимозаанкеренные экранированные больверки с передним экраном; *1* — анкер; *2* — лицевые стенки; *3* — разгрузочные платформы; *4* — экранирующие стенки

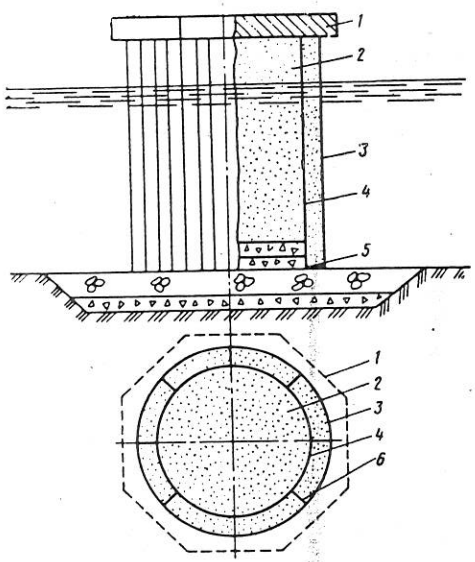


Рис. 10.4. Опора пирса мостового типа из двухстенной оболочки с перегородками:

1 — монолитная или сборно-монолитная железобетонная надстройка; *2* — песчаная засыпка; *3* — наружная стенка оболочки; *4* — внутренняя стенка оболочки; *5* — днище; *6* — перегородка

из глубоководного пирса с углепогрузочными машинами; здания вагоноопрокидывателей, расположенного на берегу на расстоянии 800 м от пирса; открытого склада угля, оборудованного стакерами и реклаймерами. Склад расположен между зданием вагоноопрокидывателей и пирсом. Под стакеры и реклаймеры устроены железобетонные подкрановые балки трапецеидального сечения высотой 120 см на свайном основании. К зданию вагоноопрокидывателей подходят две железнодорожные линии, на каждой из которых установлены по два вагоноопрокидывателя. От здания вагоноопрокидывателей по ленточным транспортерам подземных галерей уголь перемещается на пирс и открытый склад.

Пирс расположен перпендикулярно береговой линии на незащищенной акватории, подверженной сильному волнению. Общая длина пирса 578 м, в том числе длина причальной части шириной 56 м, глубиной 16,5 м составляет 381 м, отметка кордона +5 м. Пирс (рис. 10.5) представляет сквозную конструкцию со сборно-монолитным железобетонным верхним строением на отдельных ячеистых опорах диаметром 20,4 м из плоского стального шпунта типа *VSP—FA* шириной 40 см. Опоры заполнены песчаным грунтом.

Соединительная эстакада шириной 19 м возведена на одном ряду ячеистых опор с расстоянием между осями 30 м. Покрытый кузбасслаком за два приема шпунт ячеистых опор эстакады срезали на отметке +1,5 м; верхнюю часть опор от отметки —0,4 м до +5 м выполняли в виде монолитного кольцеобразного же

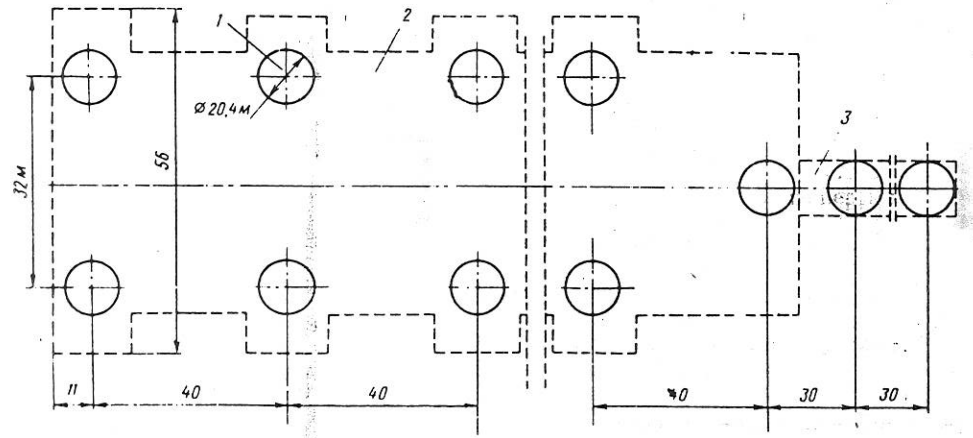


Рис. 10.5. Пирс для навалочных грузов в порту Восточный:

1 — ячеистая опора из плоского шпунта; *2* — верхнее строение из железобетона; *3* — соединительная эстакада

лезобетонного оголовка толщиной 1 м внизу и 0,5 м вверху. Внутри каждой ячеистой опоры эстакады погружали 7—11 стальных коробчатых свай из двух спаренных шпунтин корытного профиля типа *FSP—VJL*. Аналогичные сваи погружались и с внешней стороны ячеистых опор в местах уширения эстакады. Транспортерная эстакада опиралась на сборные железобетонные ригели, установленные на коробчатые сваи. Транспортерная эстакада в широкой причальной части пирса монтировалась на таких же ригелях и коробчатых сваях, забитых в промежутке между двумя продольными рядами ячеистых опор. После заполнения ячеистых опор грунтом на них устраивали цементобетонное покрытие толщиной 18 см.

В причальной части пирса погружено 20 ячеистых опор, расположенных в два ряда по ширине пирса с продольным шагом 40 м. Внутри каждой опоры диаметром 20,4 м погружали 8 опорных коробчатых свай длиной до 46 м, сваренных из четырех шпунтин корытного профиля типа *FSP—VJL*. Шпунтины забивались по периметру квадрата со стороной 12 м и расстоянием между сваями 6 м. Шпунт опор срезали на отметке +1,5 м, по верху опор с отметки —0,4 м до отметки +5 м устраивали сборно-монолитные кольцеобразные железобетонные оголовки.

На восьми опорных коробчатых сваях, погруженных внутри ячеистой опоры, устраивали монолитные железобетонные восьмигранные капители с отметки +1,0 до отметки +2,5 м. На капители по периметру квадрата устанавливали полками наружу сборные железобетонные Г-образные ригели высотой 2,5 м. По ригелям, которые параллельны кордону, прокладывались подкрановые пути для углеперегружателей. Между оболочками на оголовок устанавливали шесть стальных балок пролетного строения длиной 27,4 м, из которых две крайние балки предназначались для укладки путей углеперегружателя. По балкам пролетного строения устанавливали сборные железобетонные плиты покрытия. Внутри ячеистых опор по уплотненному грунту устраивали цементобетонную плиту, по которой укладывали сборные железобетонные плиты покрытия. К оголовкам ячеистых опор с причальной стороны крепили сборные железобетонные плиты 8,5×4 м с навешенными на них четырьмя трапецеидальными резиновыми японскими амортизаторами типа *SA* 800*H*×3000.

У последней ячеистой опоры соединительной эстакады, расположенной по оси пирса и ближе к причальной части, так же размещались кордонные плиты с четырьмя трапецеидальными амортизаторами. На этой опоре установили четыре швартовные тумбы на усилие 1000 кН по две с каждой стороны пирса. На каждой ячеистой опоре со стороны кордона имелись две швартовные тумбы на усилие 1000 кН и, кроме того, через одну опору на внутренней стороне оголовка располагались по две швартовные штормовые тумбы на усилие 1600 кН.

Все работы при возведении соединительной эстакады выполнялись насухо. Для этого от берега до причальной части пирса была отсыпана грунтовая дамба с отметкой гребня +1,5 м и шириной по гребню до 40 м. Ячеистая оболочка для первых трех от берега опор собиралась на берегу с внешней стороны стационарного кондуктора, и на траверсе с помощью плавучего крана «Богатырь-2» грузоподъемностью 300 т транспортировалась на весу на место установки. Оставшиеся три ячеистые опоры эстакады собирались на месте установки. Ячеистые опоры эстакады погружались в грунт пакетами по три шпунтины с помощью сухопутной копровой установки с дизель-молотом. Таким же способом забивались и коробчатые опорные сваи.

Коробчатые сваи причальной части погружались с помощью плавучего кондуктора. Все восемь свай плавучим краном устанавливали в ячейки закрепленного на якорях плавучего кондуктора и погружали с помощью вибропогружателя ВП-170. Затем плавучий кондуктор через головы погруженных свай снимали плавучим краном и буксировали к месту погружения следующего куста свай.

На четыре угловые опорные коробчатые сваи навешивался круговой инвентарный кондуктор, вокруг которого собиралась вся ячеистая оболочка, состоя-

щая из 16 пакетов по 10 шпунтин в пакете. Шпунт собранной оболочки погружали секциями по 3 шпунтины. Сборка пакетов шириной 4 м из десяти шпунтин, изготовления всех коробчатых свай и других металлоконструкций производились на площадке отдельного причала, оборудованного сборочными стендами, стеллажами и портальными кранами грузоподъемностью 5 и 50 т. Коробчатые сваи сваривали прерывистым швом длиной 120 мм через 130 мм по всей длине сваи. Пакеты шпунта и коробчатые сваи покрывали антикоррозионным составом за два приема из краскопульта. Заполнение оболочки песком на всю высоту выше уровня дна осуществлялось с помощью плавучего крана, оснащенного грейфером.

На рис. 10.6 показаны план и поперечный разрез третьего глубоководного нефтепирса в порту Вентспилс для приема судов дедвейтом 120 тыс. т. Пирс построен в нефтегавани Вентспилсского аванпорта в сложных гидрологических условиях, когда на акваторию аванпорта проникали волны высотой до 4 м. В начальный период построили берегоукрепление *3* и корневую часть пирса *5*, затем технологическую площадку *6* и в последнюю очередь два пала в головной части сооружения *4* и *8* соединенных между собой и с технологической площадкой переходными мостиками *7*.

Корневая часть осуществлена в виде эстакады на сваях-оболочках диаметром 1,2 м со сборным ростверком из железобетонных плит 5,23×5,23 м. Два жестких пала корневой части выполнены в виде ростверка на сваях-оболочках диаметром 1,6 м.

Продольные ряды свай-оболочек *1* в направлении, перпендикулярном оси пирса, взаимно заанкерованы тягами диаметром 95 мм. Шпунтовая стенка *2* заанкерована за элементы основной стенки *1* анкерами диаметром 90 мм. Пространство между стенками *2* и *1* перекрывается сборными железобетонными плитами, установленными на сваи-оболочки. Таким образом, для увеличения эффекта экранирования в конструкции принято обратное соотношение жесткостей лицевой и основной стенки, равное 1 : 17. Пирс оборудован швартовными тумбами, рассчитанными на усилие 1000 кН.

В верхнем строении пирса смонтированы технологические трубопроводы для налива нефтью танкеров, маслопроводы, трубы для подачи пара, воды, кабельные сети и др. На технологической площадке расположены шлангующие устройства (стендеры), башенный кран для подачи трапов, масляных шлангов и грузов снабжения, маслонапорные станции, пульты для дистанционного автоматизированного управления наливом нефти, а также имеется служебное здание, в котором размещены камера управления задвижками, операторная, склад запчастей и др.

Сваи-оболочки погружали с помощью плавучего крана грузоподъемностью

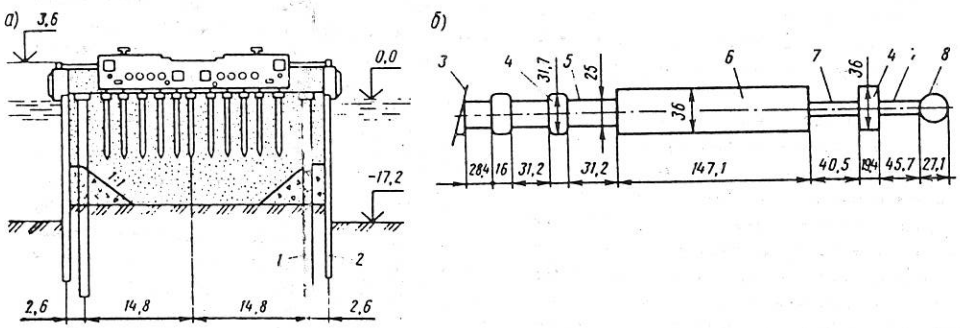


Рис. 10.6. Третий глубоководный нефтепирс Вентспилсского порта:

а — поперечный разрез по технологической площадке; *б* — план пирса; *1* — основной ряд из предварительно напряженных свай-оболочек диаметром 1.6 м с шагом по осям 3,36 м; *2* — передний экран из стального шпунта Ларсен-V; *3* — берегоукрепление; *4* — швартовные палы; *5* — корневая часть; *6* — технологическая площадка; *7* — переходные мостики; *8* — головной пал

60 т и вибропогружателей ВП-80 для свай диаметром 1,2 м и ВП-170 для свай диаметром 1,6 м. Шпунт для лицевой стенки собирали на берегу на специальном стенде в пакеты из 11 шпунтин, которые погружали с помощью вибропогружателя ВП-170. Засыпку песка в тело технологической площадки осуществляли с берега с использованием автосамосвалов и с моря с помощью барж и плавучих кранов. На строительстве пирса впервые были применены способы предохранения свай-оболочек от разрушения при вибропогружении через слой воды.

Выполненные модельные и натурные исследования показали, что суммарный изгибающий момент в несущих элементах больверка с передним экраном в 2—2,6 раза меньше, чем в лицевой стенке обычного больверка, спроектированного по схеме свободного опирания в грунте. В натурных условиях измерялись напряжения в оболочках и шпунте в процессе погружения, усилия в основных и передних анкерах, изгибающие моменты в оболочках и шпунте в процессе эксплуатации, деформации элементов сооружения в процессе строительства и эксплуатации и др.

§ 10.2. ЖЕСТКИЕ И ГИБКИЕ ПАЛЫ

Палы как основные элементы могут использоваться в качестве причалов или могут разгружать основные конструкции причала от действия нагрузок от судов.

Различают швартовные палы, воспринимающие швартовные нагрузки: отбойные, на которые передаются усилия от навала судна; причальные или отбойно-швартовные, воспринимающие нагрузки обеих групп. В ряде случаев также применяются направляющие палы, облегчающие подход судна к причалу или вход в шлюз, и разворотные палы, служащие для поворота судна на угол до 180°.

Практически жесткие палы можно считать недеформирующимися. Обычно они выполняют роль швартовных пал, для которых гибкость не нужна, так как усилие, передаваемое на пал, в сущности не зависит от его податливости. В этом случае при невозможности контакта пала с судном палы не оборудуются отбойными приспособлениями. Если же жесткий пал используется в качестве отбойного, то на нем устанавливаются амортизирующие отбойные приспособления.

Гравитационные жесткие палы могут сооружаться из массивов-гигантов различной формы или из железобетонных оболочек большого диаметра. Нередко применяются ячеистые конструкции круглой или прямоугольной формы из плоского металлического шпунта, заполняемые бетоном, песком, гравием или камнем с армированным бетонным оголовком, к которому крепятся швартовные тумбы и отбойные устройства. Свайные опоры сооружаются в виде высокого или низкого ростверка. В основание жестких свайных пал забиваются наклонные металлические и железобетонные сваи.

К гибким относят достаточно податливые в горизонтальном направлении конструкции, состоящие из одной (диаметром от 2 м и более) или нескольких трубчатых или фасонных вертикальных или слегка наклоненных металлических свай. Податливость пала «смягчает» удар и уменьшает усилия от навала судна, поэтому гибкими сооружают отбойные или причальные палы.

Для обеспечения совместной работы свай верхнее строение выполняют в виде железобетонной плиты или стальной диафрагмы. Внутренние полости свай могут заполняться песком или бетоном. Иногда палы выполняются в виде куста свай, объединенных металлическим кожухом, внутреннее свободное пространство которого заполняется песком или бетоном. Для гибких пал могут применяться и предварительно напряженные железобетонные сваи-оболочки.

§ 10.3. РЕЙДОВЫЕ ПРИЧАЛЫ, СООРУЖЕНИЯ И ПОРТЫ НА ИСКУССТВЕННЫХ ОСТРОВАХ

К рейдовым относятся причалы, не имеющие непосредственной связи с берегом. Они создаются на внутреннем или

внешнем рейде и в открытом море. Следует отличать рейдовые причалы от рейдовых стоянок, предназначенных лишь для отстоя судов в ожидании постановки у причала.

По роду перерабатываемых грузов рейдовые причалы делятся на наливные и навалочные. На последних выполняется гидромеханизированная перегрузка железной руды, угля, бокситов, глинозема в виде жидкой пульпы. По назначению рейдовые причалы делятся на погрузочные, разгрузочные, погрузочно-разгрузочные и передаточные (транзитные); по конструкции — на плавучие, стационарные и комбинированные.

Причалы в виде плавучих понтонов, оборудованные отбойными, швартовными и якорными устройствами и инженерными сетями, используются для перегрузочных операций с нефтепродуктами и контейнерными грузами, при пассажирских операциях, ремонте судов и др.

Многоточечные рейдовые плавучие причалы стали применять задолго до одноточечных. Они состоят из нескольких швартовных бочек (судов), которые имеют перегрузочное оборудование, бридели, якорные устройства и пр. При увеличении размеров судна и ухудшении гидрометеорологических условий число необходимых швартовных бочек возрастает.

Для обработки крупных танкеров наибольшее распространение получил одноточечный рейдовый плавучий причал системы Имодко, который разработан в 1958 г. в Швеции и усовершенствован американской фирмой «Имодко». Плавучий причал выполнен в виде стального понтона — швартовного буя, закрепленного цепями или канатами к якорным устройствам, и в том числе к анкерным сваям. Первым таким причалом с буем диаметром 8,53 м, удерживаемым восемью 10-тонными якорями, считается сооружение в Мири (1961 г.).

В соответствующих условиях рейдовые причалы являются дешевыми и быстровозводимыми. Основным достоинством этих причалов является то, что их стоимость почти не зависит от глубины. При расположении судна вдоль направления ветра и течения, что возможно осуществить при швартовке к одноточечным причалам, нагрузки на причал уменьшаются примерно в 10 раз по сравнению с нагрузками при поперечном расположении судна. В настоящее время более чем в 50 странах мира имеется несколько сотен плавучих рейдовых причалов на глубинах 15—150 м с производительностью слива-налива до 28 000 т/ч и более.

Стационарный рейдовый причал отличается от плавучего тем, что вместо буя строится пал. Производительность слива-налива у этих причалов выше, и они в значительно меньшей степени подвержены воздействию отрицательных факторов. Так, например, якоря, якорные цепи, плавучие и подводные шланги буя выходят из строя через 3—4 года, швартовные канаты через 1 год. Буй необходимо ставить в док через 3—4 года. Корпус буя через 10 лет выходит из строя.

Недостатком причалов башенного типа, например причала в Генуе, является большая жесткость. В гибком моносвайном причале в виде одиночной трубчатой сваи большого диаметра удар судна гасится не только с помощью отбойных устройств, но и благодаря упругой деформации самой сваи. Для танкера дедвейтом 500 тыс. т с швартовным усилием 5 МН такой причал при глубине 30 м может быть выполнен из трубы диаметром 4 м у дна и 2,8 м у верхнего конца при переменной толщине стенок 76—50 мм.

Уже имеются целые рейдовые порты. В 1981 г. в Мексиканском заливе введен в эксплуатацию рейдовый порт Лоп (США), состоящий из шести одноточечных плавучих рейдовых одноякорных причалов, соединенных подводными нефтепроводами диаметром 1,4 м с центральной группой стационарных платформ. Расчетный грузооборот порта около 200 млн. т.

Порты на искусственных островах отличаются от рейдовых наличием территории. Широкое их строительство связано с удорожанием земель в перенаселенных странах, с территориальными трудностями при расширении материковых портов, с высокой стоимостью капитальных дноуглубительных работ и последующим ремонтным черпанием, ограниченными возможностями строительства вокруг островов рейдовых причалов, ужесточением требований по охране окружающей среды и в связи с этим вынесением из густонаселенных районов источников загрязнения, шума и неприятных запахов, с трудностями при создании углубленных акваторий и каналов в местах пересечения со шлюзами, тоннелями и другими коммуникациями и др. К недостаткам таких портов следует отнести высокую стоимость территории, необходимость в дополнительной перевалке груза и высокую стоимость сооружений, связывающих остров с материком.

По назначению островные порты разделяют на:

одноцелевые, например, для передачи грузов с крупных судов на меньшие, или наоборот (в трех рейдовых портах Австралии, расположенных в 185 км от берега, руда с судов дедвейтом 80 тыс. т перегружается на углерудовозы дедвейтом 280 тыс. т);

двух- и многоцелевые для перегрузки и хранения грузов, их технологической переработки или сжигания топлива на электростанциях.

По связи с материком порты можно классифицировать на:

чисто островные, например, в Северном море, где связь осуществляется судами и вертолетами;

соединенные с берегом подводными или подземными средствами связи — подземным или плавучим подводным тоннелем для железнодорожного и автомобильного транспорта, трубопроводом или кабелем. Ранее считалось, что при глубинах порядка 30 м заглубления трубопровода не требуется. Однако ураган 1964 г. в Мексиканском заливе, поднявший трубопровод с глубины 75 м, показал ошибочность такого мнения;

полуостровные, соединенные надводными средствами связи — дамбой, эстакадой, мостом (на больших глубинах плавучим). На мелководных участках с плотными грунтами часто отсыпаются дамбы, однако они нарушают существовавший режим вдоль береговых течений и наносов;

с комбинированной связью, когда одновременно используются надводные, подводные и другие средства связи — вертолеты, подвесные канатные дороги, конвейерные линии и др.

По способу устройства острова подразделяют на:

намывные, возводимые путем намыва продуктов дноуглубления в пространство, ограниченное контурными берегозащитными сооружениями в виде вертикальных стенок или откосной формы. При этом способе в отличие от сухого необходимая плотность грунта обеспечивается в большинстве случаев без дополнительного уплотнения;

насыпные, возводимые с использованием судов технического флота и досыпаемые с помощью сухопутных средств или создаваемые ими полностью пионерным способом. При этом можно использовать и отходы производства. На Балтике построен возвышающийся над уровнем моря на 15 м искусственный остров площадью 0,6 км² из 2,3 млн. т гипса — побочного продукта производства;

эстакадные, сооружаемые на сваях или на отдельных крупных структурах сквозного типа при значительных глубинах;

гравитационные в виде массивов-гигантов и т. п.;

плавучие, располагаемые на понтонах плавучего или полупогружного типов при очень больших глубинах;

возделываемые, т. е. создаваемые с помощью растений, кораллов, льда и т. п. Известен случай, когда в Мексиканском заливе на глубине 33,5 м был создан искусственный риф из 27 списанных судов типа «Либерти». Для усиления биологической активности в корпусах судов были прорезаны отверстия.

В простейшем случае намыв или отсыпка может производиться без берегозащитных сооружений с уклонами порядка 1 : 50. При этом требуется периодически восполнять уносимый в море материал. Таким образом, песчаный пляж является простейшим берегозащитным сооружением острова.

Очень часто остров защищается откосными берегоукрепительными сооружениями пассивного типа с широким использованием фасонных блоков. Благодаря хорошей сцепляемости откосам

дается заложение 1 : 1 и даже круче. Заметим, что вследствие низкой экономичности возведение откосных оградительных сооружений из массивовой наброски за рубежом почти полностью прекращено.

Оптимальной формой острова является круг, у которого при заданной площади длина береговой линии минимальна. Благодаря этой форме обеспечивается и минимум приходящейся на остров волновой энергии. Оградительные сооружения могут состоять из двух сходящихся молов или из двух молов и волнолома.

Наибольшее количество островных портов построено в Японии. Они создавались также в ФРГ, Нидерландах, Бельгии, США и других странах.

§ 10.4. ПРИЧАЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ, ВОЗВОДИМЫЕ СПОСОБОМ «СТЕНА В ГРУНТЕ»

Термин «стена в грунте» относится не к конструкции, а к методу возведения сооружения. Обычно причальные сооружения возводят с использованием плавучих механизмов. С этой целью линию кордона выносят от уреза в сторону акватории, благодаря чему одновременно также уменьшается объем дноуглубительных работ. Для использования метода «стена в грунте» не требуется выполнять подводные работы. Этот способ относится к группе способов строительства «насухо», при котором необходимо переносить линию кордона от уреза в сторону суши или отсыпать грунт в акваторию для создания территории, возвышающейся на 1,5—2 м над уровнем воды. Таким образом, подводная часть причала возводится аналогично подземному сооружению на суше с последующим отчерпыванием грунта перед набережной до проектной глубины. Удаление грунта производится с помощью дноуглубительных снарядов, а в непосредственной близости у стенки — грейферными земснарядами или устанавливаемыми на причале грейферными кранами. В необходимых случаях осуществляется поярусная разработка грунта перед стенкой с устройством наклонных грунтовых анкеров, забуренных через стену в грунт. Анкеровка стен может быть обычной, наземной при помощи стальных тяжей и анкерных опор.

Сущность способа «стена в грунте» заключается в том, что разрабатываются узкие глубокие траншеи шириной 0,6—1,5 м, которые заполняются монолитным бетоном, железобетоном или глиной в случае устройства противофильтрационных завес, или в траншеи опускаются сборные железобетонные элементы. При этом возводимые стенки могут иметь различную форму в плане: прямолинейную, криволинейную или ломаную.

В процессе разработки траншеи и возведения конструкции стенки удерживаются от обрушения заполняющим траншею глинистым тиксотропным раствором (бентонитовой суспензией), уровень которого должен быть выше уровня грунтовых вод на 1,0—1,5 м. Благодаря глинистой суспензии, имеющей удельный вес 10,4—11,6 кН/м³, создается гидростатическое давление, превышающее активное давление грунта и грунтовой воды, укрепляется поверхностный слой грунта. Образующаяся малопроницаемая корка (экран) уменьшает фильтрацию воды в окружающий грунт. Стоимость раствора из бентонитовых глин или глинопорошка обычно составляет около 70 % общей стоимости сооружения стенки.

Плотность глинистой суспензии определяется исходя из условий предельного равновесия бортов траншеи с учетом пористости, угла внутреннего трения грунта и расстояния от дна траншеи до уровня грунтовых вод.

Углубление дна траншеи ведется захватками под слоем глинистого раствора. По мере выемки грунта не допускают понижения уровня раствора, который поддерживают с помощью трубопровода диаметром 90—110 мм и насосов не ниже 10—20 см от верха форшахты.

Для рытья траншей глубиной до 13 м применяется грейферное оборудование без телескопической штанги. При глубине более 13 м используется грейферный экскаватор ЭО-5122 с телескопической штангой и раскрытием грейфера 2,5 м, благодаря чему обеспечивается глубина копания до 25 м и ширина траншеи 0,6; 0,8 и 1,0 м. Работы могут вестись и с помощью скреперного ковша, разрабатывающего грунт в торце траншеи в вертикальном направлении. Для создания траншей может использоваться также ударное или вращательное бурение. Захватки располагаются непрерывно или в шахматном порядке (рис. 10.7, *а*).

Железобетонная форшахта, устраиваемая для обеспечения устойчивости бровок траншеи и направления механизмов в процессе отрывки и бетонирования, имеет высоту 60—80 см, ширину 40—60 см, а расстояние между внутренними гранями принимается на 10—15 см больше ширины разрабатываемой траншеи (рис. 10.7, *б*).

В неустойчивых оплывающих грунтах, а также в непосредственной близости от существующих сооружений, когда при использовании суспензии не обеспечивается устойчивость стен, путем бурения скважин устраиваются свайные стенки с применением способа «секущихся свай» (рис. 10.7, *в*).

Способ «стена в грунте» применяется почти для всех грунтов — песчаных и глинистых, за исключением крупнообломочных грунтов с незаполненными пустотами, грунтов с включением крупных валунов, структурно неустойчивых илов с углом внутреннего трения 8—10° и плывунов. В маловлажных устойчивых скальных и полускальных грунтах траншеи разрабатываются насухо, без применения глинистых суспензий.

Бетонирование траншей производится путем подачи бетонной смеси под глинистый раствор методами подводного бетонирования через вертикально перемещаемые трубы (ВПТ) диаметром 150—200 мм. Работы по устройству стенки на длину захватки, т. е. рытье траншеи, установка армокаркаса и укладка бетона должны производиться без перерывов. Продолжительность бетонирования должна составлять один-два срока схватывания цемента. Из этого условия длина секций-захваток принимается 4; 6 или 9 м. Стены армируются с помощью пространственных каркасов, которые на 15—25 см уже ширины траншеи и имеют длину, равную длине захватки между ограничителями. Для фиксации арматурного каркаса в траншее и обеспечения защитного слоя толщиной не менее 70 мм каркас снабжается салазками из полосовой или гладкой арматурной стали диаметром 16—20 мм. К верхней части каркаса приваривают поперечные стержни или балки, с помощью которых он подвешивается на форшахте. В каркасе предусматриваются проемы для опускания бетонолитных труб: при длине захватки до 4 м — один в середине каркаса, при длине захватки 4—6 м — два. Учитывая, что арматура смазывается глинистым раствором, для армокаркасов используется сталь периодического профиля. Нахождение армокаркаса в глинистом растворе должно быть минимальным и ограничиваться временем, необходимым на установку бетонолитных труб и воронок.

Бетон применяется литой с осадкой конуса 16—20 см и крупностью заполнителя до 50 мм. В процессе укладки бетона периодически откачивается насосами вытесняемый излишек глинистого раствора, не допуская снижения его уровня ниже 0,67 высоты форшахты. В конце бетонирования глинистый осадок удаляется и на поверхности остается чистый бетон.

Стыки между захватками конструируются нерабочими (рис. 10.7, *г*), обеспечивающими только грунтонепроницаемость и ограждение бетонируемой захватки от остальной траншеи, и рабочими, обеспечивающими передачу продольной силы, изгибающего момента, поперечного усилия от захватки к захватке (рис. 10.7, *д*). Для лицевых и анкерных стенок больверков применяются менее трудоемкие нерабочие стыки и только для стенок ячеистых конструкций и контрфорсных стен предусматриваются рабочие стыки. В качестве ограничителей использовали также металлические инвентарные удаляемые после укладки бетона и стационарные ограничители — трубы и железобетонные круглые полые сваи, которые остаются в траншее и имеют диаметр на 3—5 см больше ширины траншеи. При использовании метода «стена в грунте» применяются также сборные железобетонные элементы, устанавливаемые в траншею, заполненную глинистым раствором. При

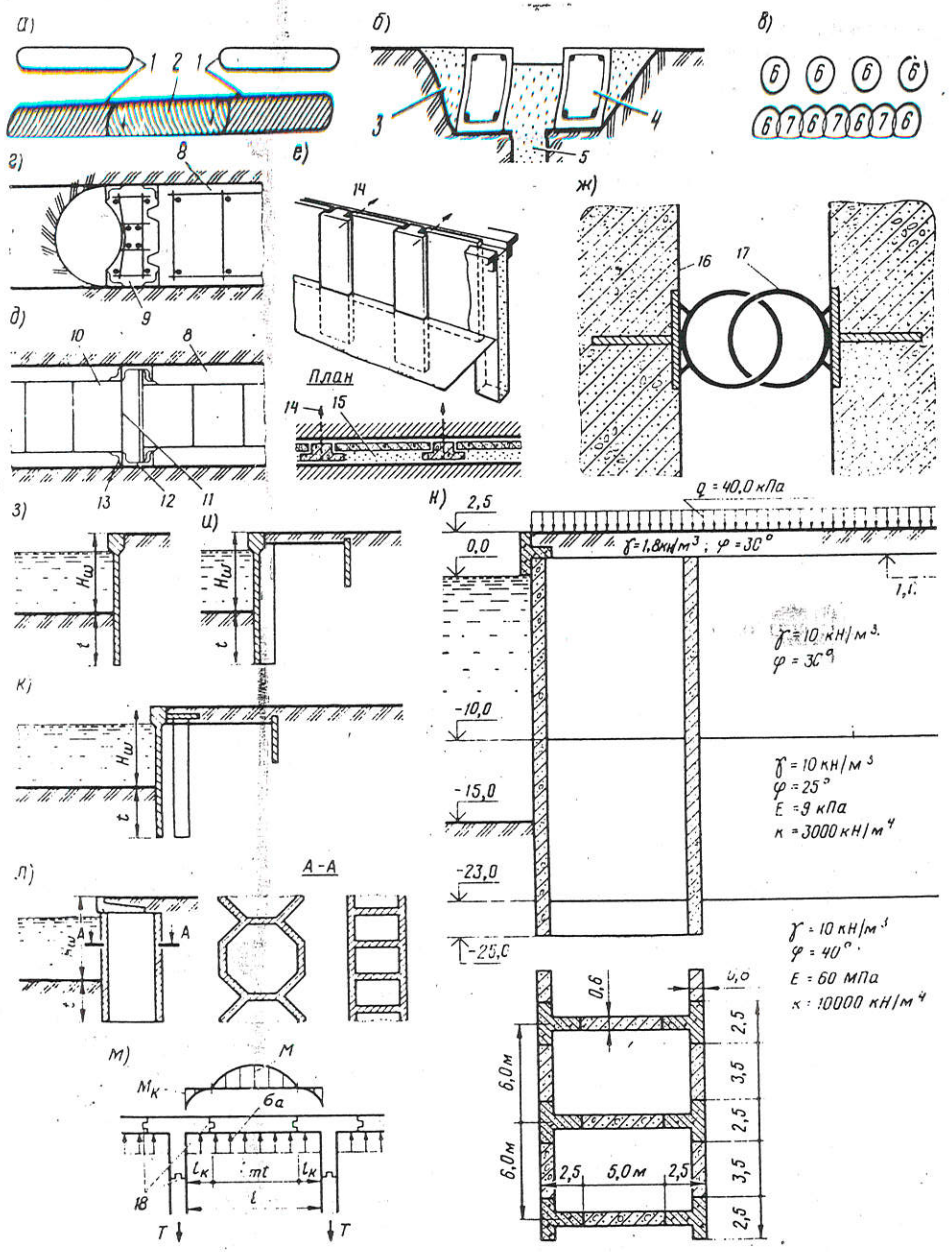


Рис. 10.7. «Стена в грунте»:

а — расположение захваток в шахматном порядке; *б* — конструкция форшахты; *в* — способ «секущихся свай»; *г* — нерабочий стык между захватками; *д* — рабочий стык между захватками; *е* — стенка типа «Панасоль»; *ж* — стык между панелями из стальных разрезных труб; *з, и, к* — схемы больверков; *л* — конструкции ячеистого типа с полигональными и прямоугольными ячейками; *м* — расчетные схемы и усилия в элементах сооружения ячеистого типа; *н* — схема к примеру расчета; *1* — захватки первой очереди; *2* — то же, второй; *3* — обратная засыпка; *4* — стенка форшахты; *5* — траншея, заполненная глинистым раствором; *6* — сваи первой очереди при расстояниях между их центрами менее двух диаметров; *7* — сваи второй очереди, секущие тело свай первой очереди; *8* — бетонируемая захватка; *9* — сборный железобетонный элемент; *10* — ранее забетонированная захватка; *11* — стальная диафрагма; *12* — швеллеры, приваренные к арматурному каркасу ранее забетонированной захватки и являющиеся вертикальными направляющими при установке каркаса следующей захватки; *13* — уголки; *14* — анкер; *15* — удаляемый тампонажный раствор; *16* — панель лицевой стенки; *17* — труба; *18* — рабочий шов захватки

использовании сборных элементов иногда можно не выделять из траншеи изолированные захватки. В рассматриваемом случае имеется возможность применять рациональные формы стенок — пустотные, таврового и двутаврового сечения, поверхности сложных форм и т. д., обеспечить в заводских условиях высокое качество бетона и сократить толщину стен.

Невысокие стенки плитно-стоечной конструкции в варианте с анкерами и без анкеров можно строить по методу французской фирмы «Панасоль» (рис. 10.7, *е*). Конструкция состоит из опорных тавровых элементов, заглубленных в основание на 3—4 м, и устраиваемых между ними плоских панелей толщиной 35 см, воспринимающих распор грунта. По этому методу при разработке траншей используют глиноцементный раствор с замедлителями схватывания, который после монтажа панелей обеспечивает заполнение стыков между элементами и служит твердой прослойкой между ними и тыловой стенкой траншеи, передавая нагрузку на ограждение от грунта ненарушенной структуры. Обращенную к акватории поверхность элементов заранее покрывают специальным составом для того, чтобы можно было легко освободить ее от слоя схватившегося глиноцементного раствора.

В описанном методе исключена операция тампонирования. Используется и другой метод, в котором вначале траншею заполняют бентонитовым раствором, а затем перед установкой панелей в захватку закачивают через трубу тампонажный бентонитоцементный раствор с замедлителем схватывания в таком количестве, чтобы после установки панелей глинистый раствор был бы полностью вытеснен тампонажным.

Стыки между панелями сборных конструкций можно также выполнять из стальных разрезных труб (рис. 10.7, *ж*) с использованием замков от шпунта типа «Ларсен» и в виде полостей между панелями, омоноличиваемых после установки панелей в траншею.

Анкерные крепления «стен в грунте» классифицируют следующим образом: в зависимости от наклона к горизонту — вертикальные, горизонтальные и наклонные; по способу производства работ — буровые, винтовые наклонные сваи с несущей способностью 60—1500 кН, забивные наклонные сваи и комбинированные; по конструкции анкерной тяги — стержневые трубчатые, из проволочных прядей и канатов, из бурильных труб; по степени напряжения — обычные и преднапряженные; по конструкции рабочей части — цилиндрические, которые наиболее распространены (применяются в скальных, песчаных и глинистых грунтах, диаметр буровых скважин 300—400 мм). Кроме того, анкеры могут быть с разбуренным уширением, у которых концевые участки скважин разбуриваются со 150—200 мм до 300—400 мм (применяются в песчаных и глинистых грунтах) и инъекционные анкеры. Для их устройства в скважины диаметром 50—100 мм в песчаном или глинистом грунте вводится расширяющийся цементный раствор или химические и полимерные растворы с высокой проницаемостью и низкой вязкостью. Несущая способность обеспечивается благодаря закреплению объема грунта вокруг рабочей части анкера.

Таким образом, возведение «стен в грунте» выполняется в следующей последовательности: устройство форшахты; разработка траншеи; установка ограничителей между захватками; возведение сборной или монолитной бетонной или железобетонной стенки; устройство верхнего строения с использованием арматурных выпусков из стенки; разработка грунта со стороны акватории с устройством, если это требуется, анкеровки.

Преимущества рассматриваемого способа следующие: в монолитных стенках не требуется завышения прочности, так как отпадает необходимость в расчете на условия транспортировки, как это имеет место в сборных конструкциях; отсутствуют опасения повреждения элементов в процессе принудительного погружения их в грунт; обеспечивается плотный контакт стенки с окружающим грунтом; появляется возможность применения разнообразных форм конструкций и преодоления препятствий в грунте; отпадает необходимость в откачивании грунтовых вод и устройстве перемычек;

достигаются высокие темпы производства и уменьшаются объемы земляных работ; имеется возможность строительства сооружения большой высоты и снижаются затраты.

С конца 60-х — начала 70-х годов за рубежом этот способ стали широко применять при строительстве морских и речных гидротехнических сооружений. Это объясняется тем, что стоимость сооружений, построенных методом «стена в грунте», ниже стоимости сооружений, возведенных другими способами.

Способ «стена в грунте» в морском гидротехническом строительстве целесообразно применять при устройстве набережных в бассейнах; при строительстве на территориях, образуемых засыпкой акватории; при расширении каналов, проходящих по территории; при возведении экранирующих и разгружающих конструкций и опор крановых путей на существующих причалах, особенно в случаях, когда забивка свай нежелательна из-за вибрационных и ударных нагрузок. Этот способ может обеспечить значительный экономический эффект при условии высокой культуры производства, четкой организации работ, при наличии специального оборудования, при больших объемах работ, в условиях тесной застройки территории.

Незаанкероранные больверки применяют для мелководных причалов со свободной высотой стенки $H_w \leqslant 7$ м в сборном или монолитном варианте (рис. 10.7, *з*).

При глубинах 5,5—9,75 м применяют заанкерованные больверки с лицевыми стенками плоского сечения толщиной 0,6—0,8 м, а при глубинах 10—13 м — больверки с лицевыми стенками таврового сечения с такой же толщиной стенок и полок (рис. 10.7, *и*).

При глубинах более 13 м переходят к применению больверков с лицевыми стенками плоского или таврового сечения толщиной 0,8—1,0 м, экранированных способом «стена в грунте» отдельными вертикальными столбами, используемыми в качестве опор крановых путей (рис. 10.7, *к*). Анкерные опоры рекомендуется также сооружать методом «стена в грунте» плоского или таврового сечения. Анкеровку можно осуществлять с использованием обычных стержневых стальных анкеров, снабженных талрепами или другими устройствами, с помощью которых можно производить их монтажное натяжение с усилием 30—50 кН перед отрывкой грунта у лицевой стенки. Поверху лицевых и анкерных стенок «насухо» бетонируются железобетонные оголовки.

Конструкции ячеистого типа применяются для глубоководных причалов при наличии в основании плотных грунтов (рис. 10.7, *л*). Поверху ячеек бетонируются или устанавливаются сборные элементы верхнего строения шириной 0,5—0,7 поперечника ячейки. В необходимых случаях может устраиваться тыловая консоль.

При реконструкции и усилении причалов в засыпке за сооружением могут выполняться экранирующие элементы и опоры крановых путей в виде плоских прямоугольных столбов сечением $(0{,}6 \div 0{,}8) \times (2 \div 2{,}5)$ м.

Больверки, выполненные способом «стена в грунте», по характеру работы не отличаются от аналогичных сооружений, построенных любым другим способом. Поэтому расчет лицевой стенки, анкера и анкерной опоры в общем совпадает с расчетом аналогичных элементов больверка из железобетонного шпунта. Особенностью является то, что при сохранении ненарушенной структуры грунта снижаются нагрузки на конструкцию от бокового давления грунта. Аналогичное явление встречается при устройстве забивного больверка «насухо» с последующей разработкой грунта у лицевой поверхности. Опыты показали, что в этом случае изгибающий момент в шпунте составил около 60 % от момента, полученного в результате забивки шпунта в воду с последующей засыпкой грунта. Однако это явление изучено недостаточно и его трудно учесть в расчетах.

При расчете ячеистых конструкций подошву ячеек в первом приближении размещают в плотном грунте на 1—2 м ниже его кровли. При этом подошва не должна отстоять менее чем на $0{,}15H_w$ от проектного дна. Расчетная схема сооружения ячеистого типа устанавливается с помощью критерия α, учитывающего глубину погружения ячеек t, размеры ячейки, свойства грунта, величину и линию действия вертикальных и горизонтальных нагрузок и др.

При $\alpha < 1$ сооружение рассчитывается как гравитационная заглубленная конструкция. Эта расчетная схема, в частности, обычно имеет место при заглублении кровли плотных грунтов до $0{,}3\,H_w$ ниже проектной отметки дна, при поперечном размере ячейки $(0{,}7—0{,}9)\,H_w$. В этом случае сооружение с полигональным очертанием ячеек в плане рассчитывают аналогично расчету оболочек большого диаметра. Расчет сооружения с прямоугольным очертанием ячеек по первой группе предельных состояний включает: проверки устойчивости на плоский и глубинный сдвиг, на опрокидывание вокруг оси, проходящей через нижнее ребро лицевой грани; расчет прочности основания сооружения; определение усилий в элементах сооружения; проверку достаточности предельной величины отпора (по теории предельного равновесия строится эпюра пассивного давления $\sigma_п$) для реализации горизонтальной составляющей реактивного давления грунта перед ячейкой. Для этого, согласно указаниям РД 31.31.24—81[1], строится эпюра σ_r с учетом коэффициента постели грунта в основании, коэффициента пропорциональности упругих свойств грунта основания k, момента сопротивления бетонного сечения ячейки, расстояния от уровня дна до точки поворота ячейки и других факторов.

В случае если проверки не выполняются, следует увеличить глубину погружения t или ширину ячейки.

Лицевая стенка рассчитывается на изгиб как балка, опертая на консоли тавровых элементов захваток (рис. 10.7, *м*). Консоли тавровых захваток также рассчитываются на изгиб. Рабочий стык лицевой стенки рассчитывается на действие поперечной силы, поперечная стенка и стыки между захватками в ней — на растяжение. Основные расчетные формулы имеют вид:

$$\sigma_a = q_z \lambda_0; \quad \lambda_0 = 1{,}1\,(1 - 0{,}0174\varphi);$$

$$T = \sigma_a\, l; \quad M = \sigma_a\, l_{mt}^2 / 8;$$

$$M_k = \sigma_a\, l_k^2/2; \quad R_q = \sigma_a\, l_{mt}/2,$$

где σ_a — ордината эпюры горизонтальной составляющей давления грунта заполнения на внутренний контур ячейки, кПа;

q_z — вертикальное давление грунта заполнения, кПа;

T — усилие растяжения в поперечной стенке по высоте, отнесенное к единице длины, кН/м;

R_q — усилие среза для рабочего стыка лицевой стенки ячейки, кН/м.

Равномоментность $M = M_k$ достигается при $l_k = 0{,}5\ l_{mt}$.

При расчете гравитационной заглубленной конструкции с прямоугольным очертанием ячеек по второй группе предельных состояний должны быть соблюдены условия:

$$\Delta \leqslant \Delta_д;\ a_T \leqslant a_д,$$

где Δ — вертикальные осадки, горизонтальные перемещения и углы поворота сооружения;

$\Delta_д$ — допускаемые перемещения, устанавливаемые как для незаанкерованных больверков;

a_T — значение раскрытия трещин в железобетонном элементе;

$a_д$ — допускаемое значение раскрытия трещин.

При $\alpha \geqslant 1$ сооружение рассчитывают как защемленную конструкцию в соответствии с указаниями СН-РФ 54.1—68. Эта схема встречается при заглублении кровли плотных грунтов более $0{,}3\,H_w$ ниже отметки проектного дна, причем поперечный размер ячейки в этом случае может быть принят менее $(0{,}7—0{,}9)\,H_w$. Для указанных условий рекомендуется применять ячейки с прямоугольным очертанием в плане.

Пример 10.1. Рассчитывается сооружение ячеистого типа из монолитного железобетона, схема которого и членение на захватки показаны на рис. 10.7, *н*.

С помощью вычислений определяем $\alpha = 0{,}065$, т. е. сооружение следует рассчитывать по схеме гравитационной заглубленной стенки ($\alpha < 1$).

Расчет на глубинный сдвиг на ЭВМ в предположении круглоцилиндрической поверхно-

[1] Рекомендации по проектированию причальных сооружений, возводимых способом «стена в грунте»: РД 31.31.24—81. М.: ЦРИА «Морфлот», 1981. 77 с.

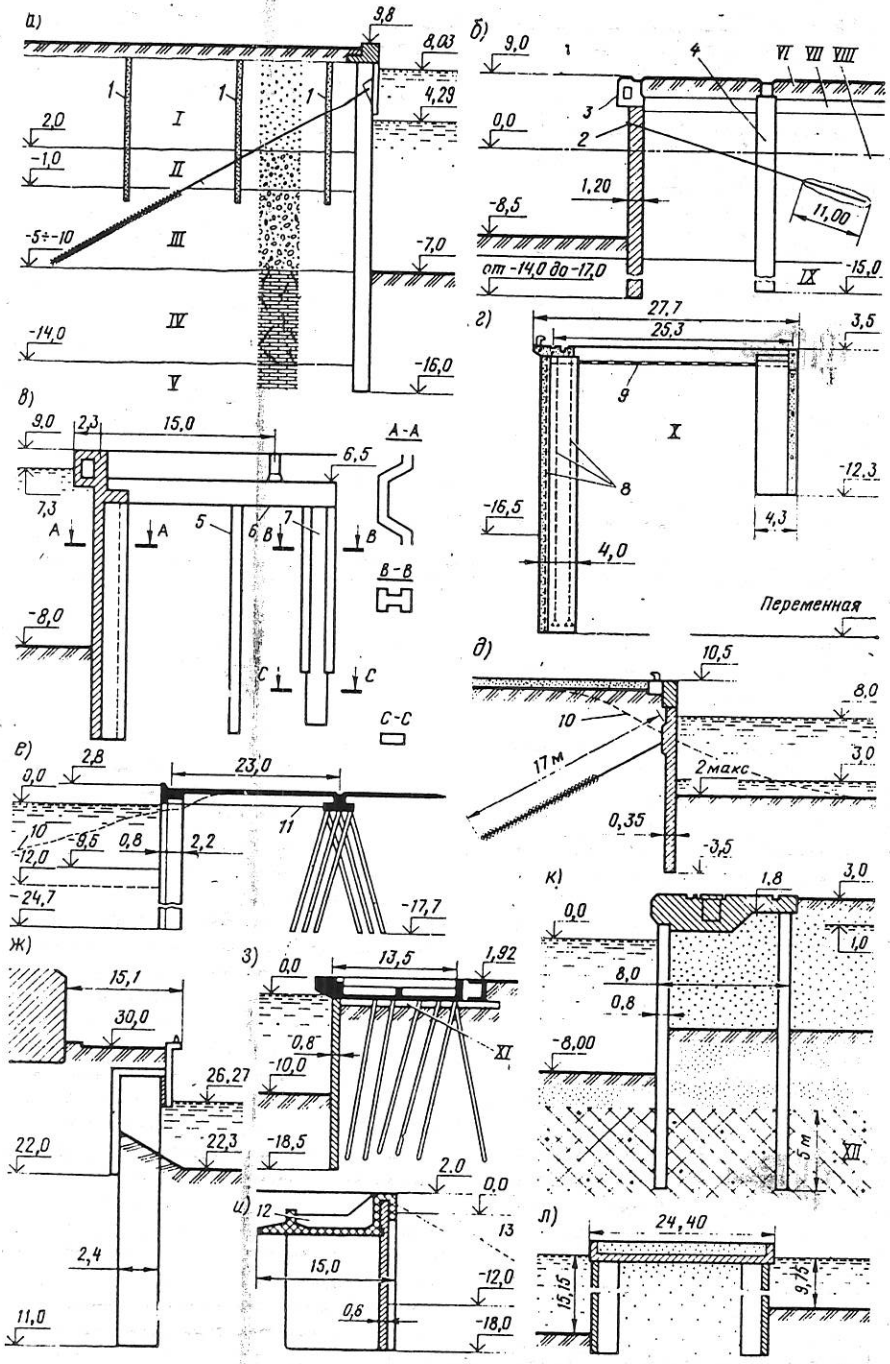


Рис. 10.8. Примеры сооружений, построенных методом «стена в грунте»:

а, б — набережные с плоской лицевой стенкой в Руане и Гавре, закрепленные буровыми анкерами; *в* — набережная с лицевой стенкой корытного профиля; *г* — набережная с лицевой и анкерной стенками таврового сечения; *д* — причал для рыболовецких судов в Довиле (Франция); *е* — больверк в порту Ористано (Италия); *ж* — реконструкция набережной р. Уаза (Франция); *з, и* — набережные пирса и реконструируемого канала в Маргере (Италия); *к* — набережная в порту Джизан (Саудовская Аравия); *л* — зерновой пирс в Ливерпуле (Великобритания); *1* — песчаные дрены; *2* — анкерные тяги длиной 31 м, заделанные в грунте на длине 11 м; *3* — оголовок высотой 3 м и шириной 2,8 м; *4* — устроенные способом «стена в грунте» отдельные опоры для тылового кранового пути; *5* — ряд свай, являющихся опорами для поперечной балки; *6* — выполняющие роль анкеров поперечные балки; *7* — тыловые опоры двутаврового сечения; *8* — преднапряженный стержень; *9* — анкерный канат в трубе; *10* — первоначальный профиль берега; *11* — анкерные тяги диаметром 32 мм через 3 м; *12* — железобетонная разгрузочная платформа; *13* — существующий профиль канала; *I, VI* — насыпной грунт; *II* — тонкозернистый песок; *III* — гравий; *IV* — выветрелый известняк; *V* — известняк; *VII* — ил; *VIII* — мелкий песок; *IX* — ракушечник; *X* — песок; *XI* — щебень; *XII* — скальные породы

сти скольжения подтвердил, что устойчивость сооружения обеспечена.

Численные расчеты показали, что условие

$$n_c\, m m_д\, \sigma_r \leqslant \frac{m}{k_н}\, \sigma_п$$

соблюдено, т. е. предельное значение отпора достаточно для реализации реактивного давления грунта перед ячейкой.

Условие прочности основания выполнено, так как

$$\sigma_{max} \leqslant R;\ 1373{,}6 < 1474{,}0 \text{ кПа},$$

где σ_{max} — максимальное краевое напряжение по контакту подошвы сооружения с основанием, кПа;

R — расчетное сопротивление грунта основания, кПа.

Далее определяем $\sigma_в = 68{,}5$ кПа; $M = 104{,}9$ кН·м/м; $M_k = 30{,}9$ кН·м/м; $T = 369{,}9$ кН/м; $R_q = 119{,}9$ кН/м. Железобетонные элементы рассчитываются на прочность в соответствии с действующими СНиПами.

В процессе расчета сооружения по второй группе предельных состояний проверяем выполнение условий:

$$\theta \leqslant \theta_д,\ 0{,}0019 \text{ рад} < 0{,}0020 \text{ рад};$$

$$\Delta \leqslant \Delta_д,\ 0{,}050 \text{ м} < 0{,}053 \text{ м},$$

где θ — угол поворота сооружения;

$\theta_д$ — допускаемое значение угла поворота;

Δ — горизонтальное перемещение верха сооружения;

Δ — допускаемое значение горизонтального перемещения верха сооружения.

Далее по значениям M, M_k, T по действующим СНиПам определяются значения раскрытия трещин в железобетонных изгибаемых и растянутых стенках ячеек.

Рассмотрим примеры возведения сооружений методом «стена в грунте» из инженерной практики.

В 1980 г. в порту Руан введена в эксплуатацию набережная глубиной 15 м (рис. 10.8, *а*). Сооружение с плоской лицевой стенкой толщиной 1,33 м, заанкеренной наклонными предварительно напряженными анкерами, было рассчитано на эксплуатационную нагрузку 6 кПа. Уровни воды: минимальный +4,29 м, максимальный +8,03 м.

Такую же конструкцию имели набережные, возведенные при расширении и углублении судоходного канала Рона-Рейн во Франции. Буровые анкеры, рассчитанные на усилие 950—1200 кН, устанавливались с шагом 2,5 м.

Контейнерные причалы аналогичной конструкции общей длиной около 1,5 км построены в 1977 г. в порту Гавр (рис. 10.8, *б*). Под ракушечником залегает суглинок, ниже слой песка и гальки. Кровля скального грунта находится на отметке —28 м. Анкерные тяги, наклоненные поочередно на 18 и 24° к горизонтали, расположены через 1,2 м. Тяги выполнялись из предварительно напряженного (усилием 90 кН) каната, свободные части которого защищались от коррозии эпоксидной смолой. Каждая захватка длиной 7,2 м бетонировалась за 6—8 ч с использованием для подачи бетона двух труб. Стыки между захватками выполнялись с помощью металлических инвентарных труб. Извлечение таких труб длиной 23—26 м представляло большие трудности. Темп работ составлял 6 захваток и 20 анкеров в неделю.

Другой участок этой набережной, расположенный на грунтах с низкими механическими характеристиками, был сооружен с лицевой стенкой корытного профиля типа «пальсиф» (рис. 10.8, *в*).

В конструкции контейнерного причала с колеей портала 25,3 м порта Ботани (Австралия) лицевая и анкерная стенки таврового сечения с толщиной элементов 0,8 м (рис. 10.8, *г*).

Разрез причала из сборных железобетонных панелей массой 30 т показан на рис. 10.8, *д*. Панели устанавливали в траншею шириной 0,62 м, заполненную глиноцементным раствором.

В Венеции построена набережная свободной высотой 11,5 м в виде закрепленного за анкерную плиту железобетонно-

го ростверка на двух продольных рядах железобетонных свай диаметром 1,0 м с передней стенкой толщиной 1,0 м, выполненной методом «стена в грунте».

В порту Ористано (Италия) возведен больверк с лицевой стенкой из тавровых элементов, заанкерованных за балку, забетонированную на наклонных сваях (рис. 10.8, *е*).

В Бристоле (Великобритания) в 1977 г. построен бассейн с акваторией 30 га, рассчитанный на прием 6 судов дедвейтом до 70 тыс. т с набережными свободной высотой 16,8 м и общей длиной 1,9 км.

Две панели причала, расположенные перпендикулярно кордону, имели толщину 0,6—0,8 м, ширину по 2,2 м, высоту до 18 м и шаг 10 м. На участке слабых грунтов каждая опора выполнялась в виде одной панели шириной 9,75 м. Пролеты между панелями перекрывались бетонируемой на грунте железобетонной плитой верхнего строения шириной 12 м и толщиной 0,75 м. В случае необходимости плита анкеровалась за отдельно стоящие фундаменты подкрановых путей. Набережная имела заднюю стальную шпунтовую стенку. Крутой подпричальный откос для повышения устойчивости крепился с помощью металлической сетки.

На входе в бассейн был сооружен шлюз размером 420×42,7 м со свободной высотой стен 20,2 м. Стены образованы монолитными панелями таврового профиля, имевшими через 18,5 м усиление в виде ячеек прямоугольного типа. К армокаркасам задних стенок ячеек крепились вертикальные трубки, через которые пропускались анкеры, заделываемые в толще мергеля.

На рис. 10.8, *ж* показана конструкция, тыловая стенка которой, устроенная методом «стена в грунте», передает давление грунта столбам толщиной 0,6 м с шагом 3,7 м.

Набережные пирса в Маргере (Италия) выполнены в виде ростверка на железобетонных сваях с плоской лицевой стенкой, осуществленной методом «стена в грунте» (рис. 10.8, *з*).

Набережные конструируемого канала в Маргере состоят из передней продольной стенки, опирающейся на тавровые опоры поперечных стенок, расположенных с шагом 10,0 м (рис. 10.8, *и*).

Аналогичную конструкцию имела нижняя часть западной набережной бассейна Сифорт порта Ливерпуль высотой 12 м. Шаг контрфорсов 9,75 м. В верхней части набережной такой же высоты контрфорсы наращивались обычным способом в опалубке, оформлялся подпричальный откос, устанавливалась сборная уголковая стенка тылового сопряжения и выполнялась плита верхнего строения.

В 1980 г. введена в эксплуатацию набережная в порту Джизан (Саудовская Аравия), состоящая из лицевой и тыловой стенок, связанных мощной железобетонной плитой (рис. 10.8, *к*). Проходка траншей в скальной породе осуществлялась с использованием гидрофрезы.

Стены построенного в 1978 г. сухого дока в Дюнкерке (Франция) выполнены в виде железобетонных плоских стенок высотой 25 м, толщиной 0,5 м, наращенных в верхней части металлическим шпунтом, закрепленным двумя рядами обычных анкеров за анкерную плиту. Траншеи разрабатывались грейфером шириной 0,6 м, длиной 2,2 м под бентонитовым раствором.

Метод «стена в грунте» в практике зарубежного портового гидротехнического строительства был впервые использован при строительстве сооружений бассейна Сифорт порта Ливерпуль в начале 70-х годов. Набережные длиной 3050 м, глубиной 15 м выполнялись в виде нескольких конструктивных типов, но все с использованием метода «стена в грунте».

Ограждающие конструкции зернового пирса этого бассейна были выполнены в виде «стен в грунте» таврового профиля (рис. 10.8, *л*). Стенки связаны анкерными тягами, расположенными с шагом 3,36 м.

Лицевая стенка восточной набережной бассейна Сифорт была выполнена в плане в форме арки пролетом 9,75 м со стрелой подъема 6,75 м. От замка арки перпендикулярно кордону был устроен контрфорс с преднапряженными вертикальными анкерами (форма «бокал»). Элементы арки толщиной 0,6 м бетонировали четырьмя захватками. В качестве ограничителей использовали железобетонные трубы. Железобетонная плита сечением 13,5×0,6 м верхнего строения была пригружена песчаным балластом толщиной 2,5 м, что обеспечило устойчивость сооружения против опрокидывания и сдвига. Прикордонный крановый рельс прокладывался по кордонной балке высотой 3,0 м, шириной 4,3 м с потерной, тыловой рельс — по балке, уложенной на буронабивные сваи диаметром 1,37 м с шагом 6,4 м. За оголовки свай закреплено верхнее строение с помощью анкеров диаметром 30 мм с последующим натяжением.

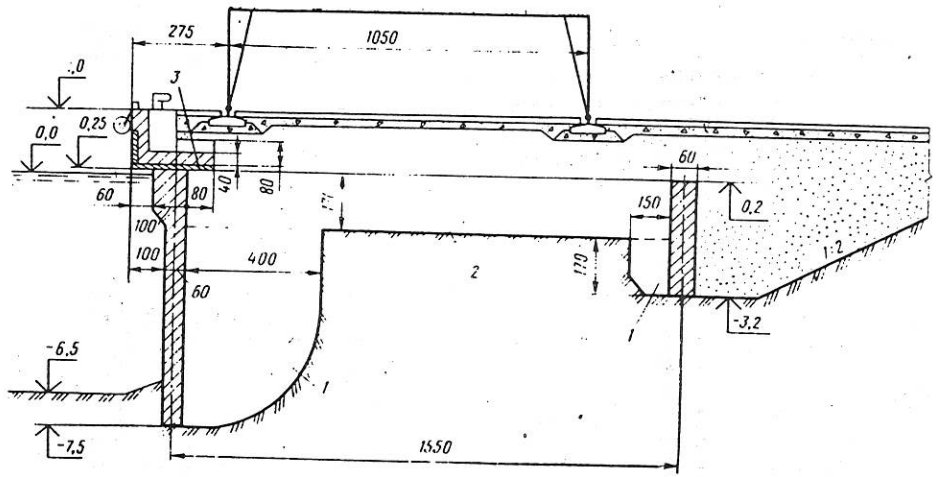


Рис. 10.9. Причал в Аджалыкском лимане (Одесса), возведенный способом «стена в грунте»:

1 — железобетонные монолитные контрфорсы толщиной 60 см; *2* — усиленные железнодорожными рельсами железобетонные балки толщиной 60 см, связывающие контрфорсы; *3* — выравнивающий слой бетона

В 1973 г. в Редкаре (Великобритания) было введено в эксплуатацию одно из самых высоких в мире (28,3 м) причальных сооружений для приема рудовозов дедвейтом 200 тыс. т. Ячейки состояли из лицевой и задней арок пролетом 15 м, соединенных поперечными стенками шириной 27 м. Толщина элементов 0,8 м, глубина траншей достигла 47 м. Верхнее строение выполнялось не сплошным. Несущие конструкции были изготовлены в виде горизонтальной рамы, в которой прикордонная и тыловая балки, имевшие высоту 1,7 м и ширину соответственно 5 и 2,6 м, соединялись проложенными по стенкам ячеек поперечными балками шириной 2,1 м. Пространство между балками заполнялось песком, на котором располагалось железобетонное покрытие толщиной 0,2 м. После проведения дноуглубительных работ был зафиксирован довольно равномерный наклон стенки, равный 1 : 600 при максимальном смещении 76 мм.

Набережная, построенная в районе Одесского припортового завода (Аджалыкский лиман) и предназначенная для причально-складского комплекса, состоит из монолитных лицевой и тыловой плиты, контрфорсов и соединяющих их балок (рис. 10.9). В продольном направлении контрфорсы и балки расположены с шагом 4,75 м. Набережная, рассчитанная на нагрузки III категории, имеет длину 180 м, состоит из 5 секций, оснащена швартовыми тумбами ТСО-40 с шагом 23,75 м и отбойными устройствами из резиновых цилиндров диаметром 400 мм и длиной 2 м. При бетонировании конструкций использовался высокоподвижный бетон с осадкой конуса 16—20 см и крупностью заполнителя до 50 мм. Описанная набережная является первой и пока единственной в нашей стране, построенной по методу «стена в грунте».

Глава 11

ОТБОЙНЫЕ ПРИСПОСОБЛЕНИЯ И ШВАРТОВНЫЕ УСТРОЙСТВА, КРАНОВЫЕ ПУТИ И ПОКРЫТИЯ ТЕРРИТОРИИ ПОРТА

§ 11.1. ОТБОЙНЫЕ ПРИСПОСОБЛЕНИЯ

Отбойные приспособления предназначены для защиты корпуса судна и причала от повреждений при подходе и стоянке судна у причала. При помощи отбойных приспособлений обеспечивается минимальное расстояние (30 см) между судном и конструктивными элементами сооружения. Однако при использовании отбойных приспособлений невозможно предотвратить повреждения сооружений и судов при нарушении правил эксплуатации и, в частности, при превышении допустимой скорости судна при швартовке.

Отбойные приспособления подвергаются интенсивным ударным и истирающим воздействиям. Они должны обладать достаточной энергоемкостью при относительно небольшой деформации, быть сборными, простыми, надежными, легко устанавливаемыми, изготовляться из недефицитных материалов и иметь невысокую стоимость.

Отбойные приспособления бывают двух типов: в виде жестких конструкций и типа амортизаторов (рис. 11.1).

Жесткие отбойные приспособления, изготовленные из дерева и металла, практически полностью передают нагрузки от судов причальным сооружениям. Деревянные отбойные рамы (рис. 11.1, *а*) в течение нескольких столетий до появления резиновых амортизаторов были основным типом отбойных устройств. Для рам применяются пропитанные антисептиками брусья хвойных, чаще всего сосновых, и лиственных пород шириной и толщиной 20÷26 см. Поглощение энергии происходит благодаря упругим и неупругим деформациям отбойных устройств и отсюда их быстрая изнашиваемость и недолговечность. Деревянные отбойные устройства, претерпевающие в основном неупругие деформации, срабатываются в течение 2—4 лет. Они не отвечают современным требованиям и в настоящее время почти не применяются, уступив место значительно более долговечным резиновым амортизаторам.

Энергия удара судна о причал примерно прямо пропорциональна водоизмещению судна. При нормальной составляющей скорости подхода 15 см/с коэффициент пропорциональности ориентировочно равен 1/100 от водоизмещения. Для судна водоизмещением 10 тыс. т энергия удара равна 100 кДж, а для судна 200 тыс. т 2000 кДж.

Наиболее эффективным способом смягчения навала судна является снижение скорости подхода, т. е. энергия удара уменьшается пропорционально квадрату снижения скорости навала. Но поскольку резервы на этом пути исчерпаны, решать проблему приходится путем повышения эластичности и энергоемкости отбойных устройств.

В отличие от жестких отбойные приспособления типа амортизаторов поглощают часть энергии судна и уменьшают усилия, передающиеся на сооружения от судов. На причалах для крупнотоннажных судов применяются отбойные приспособления только этого типа. Они должны обладать достаточной энергоемкостью при относительно небольшой деформации.

Наиболее широкое распространение получили амортизаторы с резиновыми элементами в большинстве случаев пустотелыми различной конфигурации: круглые, прямоугольные, квадратные и др. (рис. 11.1, *б—к*). Сжатие резиновых элементов допускается до 40—60 % от первоначальных размеров. Нормальной считается работа, если деформация происходит в условиях, когда некоторая полость еще сохраняется. За этим порогом усилия, передаваемые на причал, резко возрастают и происходит ускоренный износ устройства.

Резиновые цилиндрические отбойные устройства (рис. 11.1, *в*) имеют наружный диаметр D 150—1500 мм, внутренний диаметр d у них, как правило, равен половине наружного, массу на 1 м длины 16—1600 кг/м, усилие, передаваемое на причал (при деформации $\delta=d$) 50—460 кН/м при энергоемкости 1,4—150 кДж/м. В нашей стране чаще всего используются цилиндрические амортизаторы, имеющие диаметр $D=400$ мм, $d=200$ мм, длину 2000 мм.

По имеющимся графикам по известной энергии, которой обладает швартующееся судно, определяют деформацию амортизатора, а по ней определяют усилие, передаваемое на причал. Эффективны отбойные приспособления из наполненных воздухом баллонов, имеющих форму автомобильных шин. Диаметр подобных амортизаторов пневматического типа, устанавливаемых также между судами при перегрузке на плаву, достигает 3 м, поглощаемая энергия — до 450 кДж, допускаемая статическая нагрузка — до 1000 кН. Используются авиационные шины или специально изготовленные баллоны.

Пневматические отбойные устройства (рис. 11.1, *и*), часто называемые кранцами, являются одними из наиболее энергоемких. Толщина оболочки в них составляет ~2 % от ее диаметра и все время испытывает только растяжение. Благодаря значительной податливости они передают на причал сравнительно небольшие усилия. В случае чрезмерного сжатия при аварийном навале воздух выпускается через предохранительный клапан, вмонтированный в торцовый фланец. При этом вместе с увеличением податливости кранца возрастает его энергоемкость.

Длина выпускаемых цилиндрических кранцев колеблется от 1,5 до 9 м в зависимости от диаметра $D=0{,}3\div4{,}5$ м, рабочее давление 0,08—0,25 МПа, масса 4—8625 кг, толщина оболочки 9—18 мм. При $\delta/D=55$ % энергоемкость составляет 0,6—4870 кДж, а усилие, передаваемое сооружению, 13—6290 кН. Максимальные размеры могут иметь кранцы типа «Йокогама».

В СССР для швартовки судов один к другому в открытом море применялись резиновые плавучие кранцы диаметром $D=0{,}9$ м и предельной нагрузкой 130 кН. В настоящее время крупные суда оборудуются кранцами отечественного производства диаметром $D=3$ м, длиной 6 м, поглощающие энергию 1260 кДж и имеющие расчетную нагрузку 2020 кН.

Пневматические амортизаторы обладают очень большой деформативностью—поперечные размеры этих элементов достаточно велики. Эти недостатки частично устраняются при использовании гидравлических амортизаторов, в которых масло выжимается поршнем в специальную камеру. В первоначальное положение поршни возвращаются, например, под воздействием специальной пружины. Однако в таком амортизаторе из-за малой сжимаемости масла и конечного времени на перелив усилие почти сразу достигает максимального значения, и удар получается жестким. В связи с этим предложены гидропневматические отбойные устройства (рис. 11,1 *к*). В одной из таких конструкций кольцевой резиновый баллон надевается на стальную отбойную сваю. Эластичная горизонтальная диафрагма отделяет верхнюю часть подушки, заполненную воздухом, от нижней, которая заполнена водой и сообщается через отверстия с акваторией. При навале судна вода выжимается из нижней части, а воздух в верхней части сжимается, что делает удар менее жестким.

Отбойные сваи большого диаметра могут быть оборудованы поплавками-барабанами высотой и диаметром до 4 м и более с резиновыми амортизаторами. Регулирование плавучести барабанов производится их балластировкой. В период шторма и ледостава они могут быть подняты цепями вверх или опущены на дно. Суда, пришвартованные за кнехты барабанов, не нуждаются в регулировании длины швартовов при изменении уровня. Дно барабана можно удалить и использовать принцип воздушного колокола. Подсоединив воздухопровод от компрессора, можно изменить

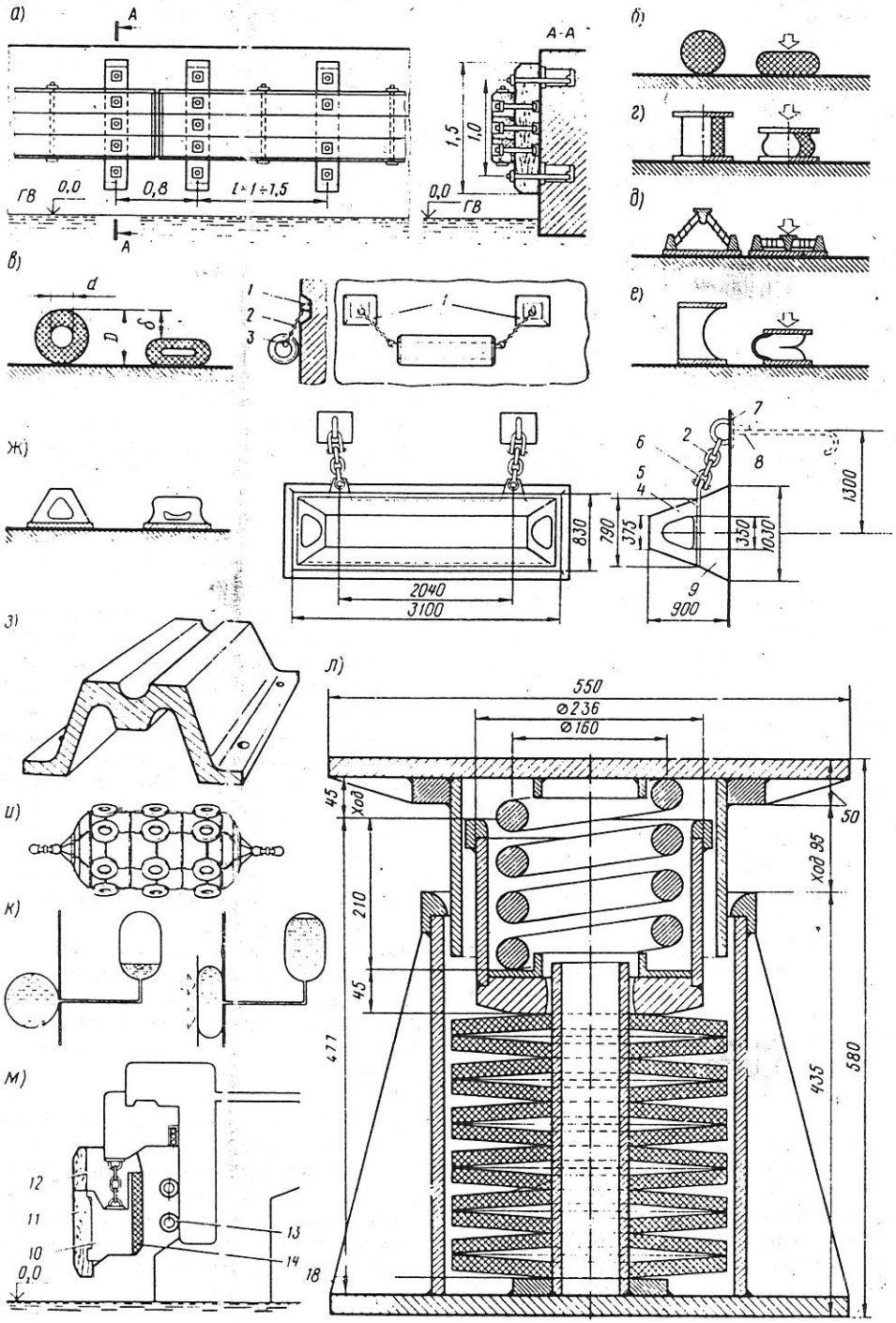


Рис. 11.1. Типы отбойных устройств:

а — деревянная отбойная рама с горизонтальными лицевыми брусьями; *б* — резиновые монолитные цилиндрические элементы; *в* — трубчатые амортизаторы; *г* — трубчатые элементы, работающие на осевое сжатие; *д* — амортизаторы Рейкина из металлических пластин и резиновых элементов; *е* — резиновые амортизаторы типа Лорд; *ж* — трапецеидальные резиновые амортизаторы; *з* — усовершенствованные трапецеидальные амортизаторы; *и* — пневматические амортизаторы с оплеткой из автомобильных скатов; *к* — гидравлический амортизатор в холостом и рабочем состоянии; *л* — механический в виде последовательно соединенных менее жесткой цилиндрической и более жесткой тарельчатой пружины; *м* — гравитационное, примененное на причале Бальоми в Неаполе: *1* — рым; *2* — цепь; *3* — штанга; *4* — амортизатор; *5* — металлический лист; *6* — скоба; *7* — закладной лист; *8* — анкер; *9* — опорный элемент; *10* — бетонный блок массой 16 т; *11* — деревянная отбойная рама; *12* — подвески; *13* — резиновые цилиндры; *14* — чугунная отливка массой 3,5 т

объем воздушной подушки и регулировать плавучесть колокола, а также опускать его на дно.

В механических амортизаторах (рис. 11.1, *л*) пружина того или иного типа помещается в защитные цилиндры. Недостатками пружинных амортизаторов являются резкая отдача при восстановлении поглощенной при сжатии энергии и сложность в эксплуатации.

В гравитационных отбойных устройствах (рис. 11.1, *м*) выступающие за линию кордона тяжелые железобетонные или бетонные блоки подвешиваются на цепях, канатах или тягах, или опираются на катки, движущиеся по наклонным стальным направляющим.

К недостаткам гравитационных отбойных устройств следует, в частности, отнести затруднения в приеме судов меньшего размерения, так как нужны дополнительные амортизирующие устройства, опасность раскачивания блоков в штормовую погоду для судов и сооружения и трудности в восприятии значительных продольных усилий при швартовке судна.

Созданы отбойные приспособления, где гашение энергии происходит в процессе погружения в воду емкости с положительной плавучестью. В гидродинамических амортизаторах энергия подходящего судна гасится встречным потоком воды, создаваемым насосами. Заметим, что некоторые из предложенных устройств приближаются к механизмам, что снижает их надежность.

§ 11.2. ШВАРТОВНЫЕ УСТРОЙСТВА

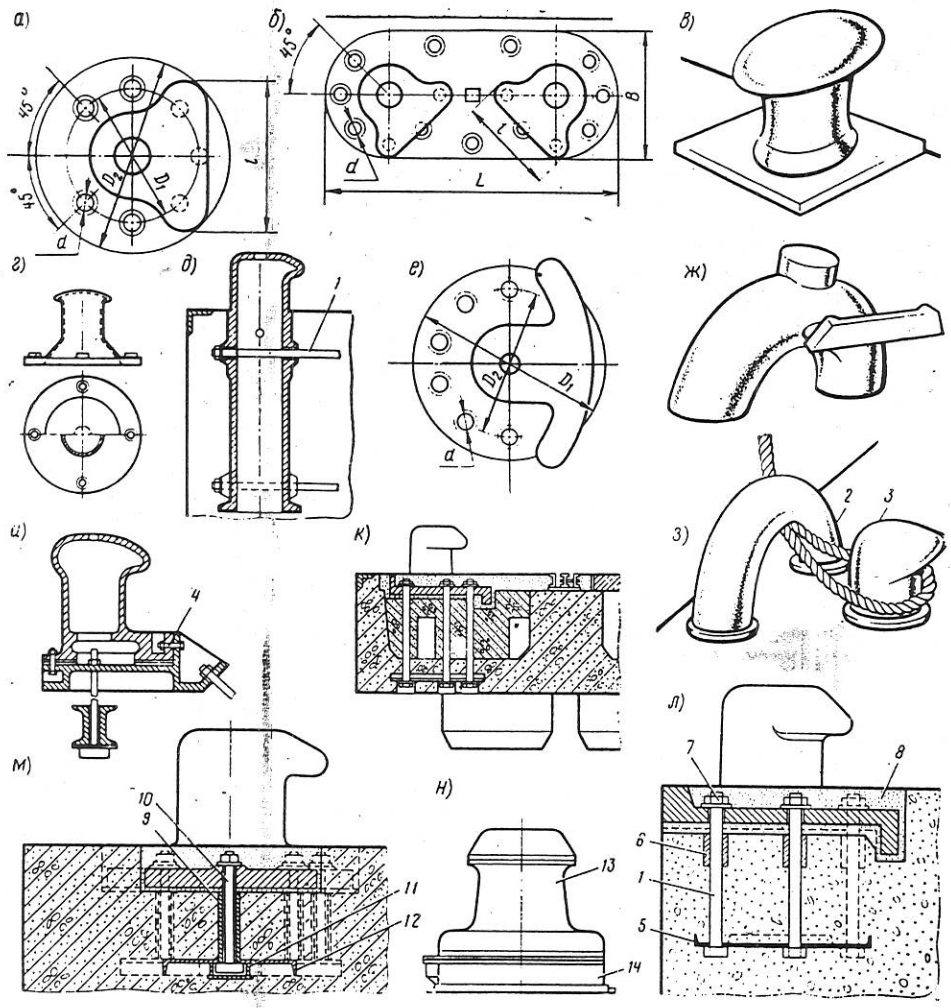
Причальные сооружения оборудуют швартовными тумбами, рымами и крюками (гаками) (рис. 11.2). Швартовные устройства должны быть надежными и долговечными. Необходимо, чтобы с их помощью можно быстро производить швартовку и снятие со швартовов, обеспечивать при любой погоде безопасную стоянку судна при минимальном износе швартовных канатов.

Тумбы представляют собой пустотелые чугунные или стальные отливки, заполняемые после установки бетоном. Железобетонные тумбы применяют редко. Допускаемые нагрузки на применяющиеся иногда тумбы в виде деревянных одиночных свай или свайных кустов не превышают 12—20 кН. Тумбы различают по числу голов — одно- (рис. 11.2, *а*) и двухголовые (рис. 11.2, *б*); по числу приливов-козырьков в верхней части — одно-, двухкозырьковые (рис. 11.2, *в*), допускающие на узких пирсах двустороннюю швартовку, а также тумбы с круглым грибовидным козырьком, называемые еще битенгами (рис. 11.2, *г*); по степени сменяемости — несменяемые и заменяемые; по способу крепления к причальному сооружению.

Прикордонными называют тумбы, устанавливаемые на расстоянии 0,5—1 м от кордона с шагом 20—30 м вдоль причала, которые бывают только сменяемыми.

Тумбы, располагаемые в тылу причалов и предназначенные для заводки дополнительных швартовных концов, в случае шторма называют тыловыми. Канаты, идущие к тыловым тумбам, мешают движению транспорта и кранов, небезопасны для людей и в современных условиях такие тумбы применяются редко. Тыловые тумбы могут быть сменяемыми и несменяемыми. Они устанавливаются на бетонных массивах, одиночных сваях или на низких свайных ростверках за сооружением.

Преимуществом несменяемых тумб является простота заделки. Широко применялась в портах цельнолитая козырьковая тумба, коробчатая опорная плита которой с помощью анкеров наглухо заделывалась в бетон. Более проста в



изготовлении и установке цельнолитая козырьковая тумба (рис. 11.2, *д*), длинный ствол которой с использованием анкерных болтов намертво заделывался в тумбовый массив.

При использовании двухголовых однокозырьковых тумб исключаются зажим, трение и пересечение швартовов. Эти тумбы могут применяться на причалах для крупнотоннажных судов.

В СССР использовалось анкерное устройство в виде наглухо заделанной в бетон при помощи анкерных болтов длинной стальной трубы, к верхней части которой болтами крепилась сменяемая литая голова тумбы.

Съемная одноголовая цельнолитая тумба со стопорным устройством (рис. 11.2, *е*) и съемная цельнолитая или сварная тумба типа «Скоба» (рис. 11.2, *ж*) могут применяться на причалах СРЗ и пассажирских причалах при крутонаклоненных швартовных канатах.

В разборной одноголовой однокозырьковой тумбе голова болтами соединяется с наглухо заделанной опорной плитой. В случае необходимости голова может быть снята и заменена новой. В этой тумбе использован принцип сры-

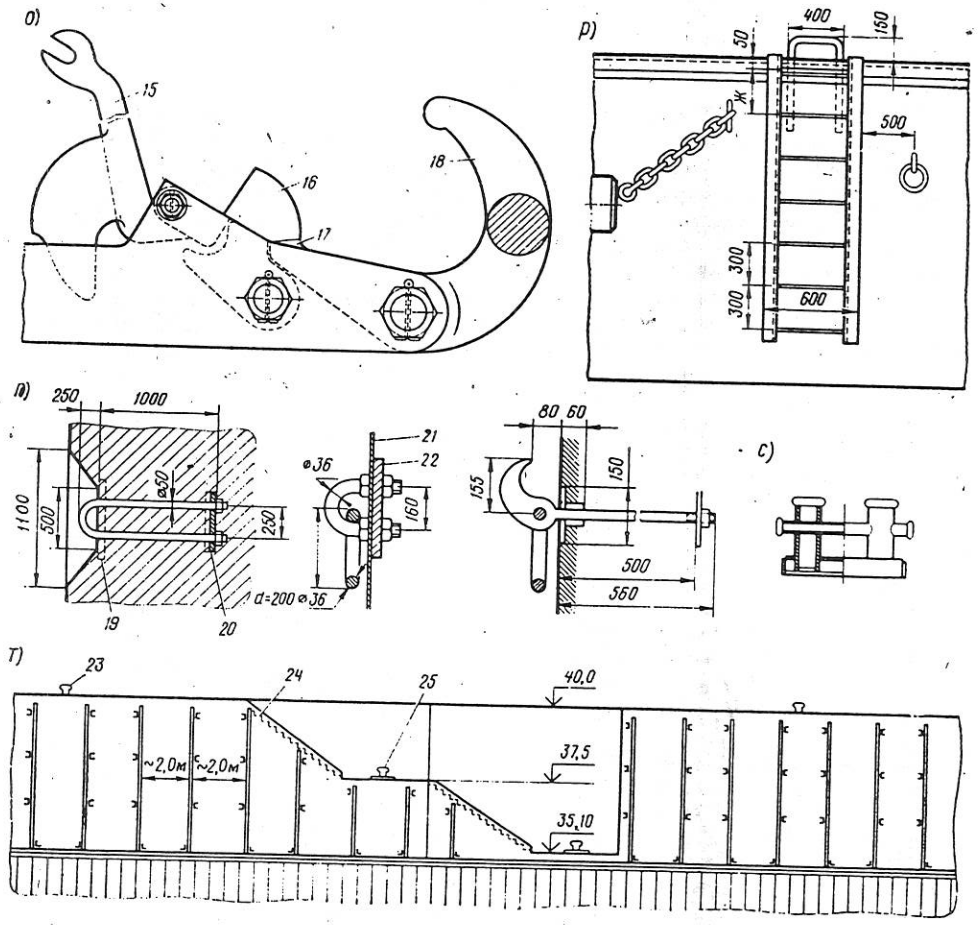


Рис. 11.2. Швартовные устройства:

а — тумба сменяемая однокозырьковая для односторонней швартовки (ТСО); *б* — тумба сменяемая двухголовая однокозырьковая для швартовки двух судов, стоящих рядом на смежных причалах (ТСД); *в* — тумба с двумя приливами-козырьками; *г* — тумба с осесимметричной головой (битенг); *д* — несменяемая тумба; *е* — тумба стопорная, сменяемая для одно- и двусторонней швартовки судов (ТСС); *ж* — тумба типа «Скоба»; *з* — устайовка дополнительной скобы перед тумбой, *и* — тумба с отрывной головкой; *к* — тумба, установленная на плите растверка; *л*, *м* — тумбы, установленные в тумбовом массиве; *н* — электрошпиль; *о* — откидной гак; *п* — рымы: скоба, скоба с кольцом, крюк с кольцом; *р* — стремянка; *с* — кнехт; *т* — фасад набережной с тумбами на площадках; *1* — анкерные болты; *2* — дополнительная скоба из стальной трубы; *3* — тумба; *4* — болты крепления; *5* — анкерная рама из швеллеров; *6* — муфты соединительные; *7* — шпильки; *8* — цементный раствор; *9* — приваренные к анкерной раме коробки из стального листа; *10* — анкерный болт с Т-образной головкой; *11* — стакан; *12* — анкерная рама из швеллеров; *13* — вращающаяся часть; *14* — основание; *15* — рычаг сброса; *16* — защелка; *17* — хвостовая часть гака; *18* — гак; *19* — листовая сталь 600×80×10 мм; *20* — швеллер № 16; *21* — шпунт; *22* — подкладка 200×230×20 мм; *23* — тумба 250 кН; *24* — лестница; *25* — тумба на 150 кН

ва головы в случае ее перегрузки, т. е. обеспечивается сохранность причала и анкеровки опорной плиты, но не выполняется основная задача — не гарантируется сохранность судна.

В последнее время подобные тумбы не применяются: на смену им пришли цельнолитые, одноголовые, однокозырьковые тумбы (рис. 11.2, *а*, *к*, *л*, *м*), в которых голова и опорная плита выполнены в виде единой чугунной или стальной отливки. Эта тумба широко применяется в отечественном портостроении как наиболее надежная и удобная в экс-

плуатации для среднетоннажных судов при нагрузке на одну тумбу не свыше 1000 кН.

По ГОСТ 17424—72 «Тумбы швартовные морские» изготовляются сменяемые тумбы трех типов. При этом на корпусе отливки проставляются марка, содержащая товарный знак предприятия-изготовителя, условное обозначение тумбы и порядковый номер отливки:

ТСО — тумбы сменяемые, однокозырьковые (рис. 11.2, *а*) с нагрузками на тумбы 160 кН, 250, 400, 630, 800 и 1000 кН для односторонней швартовки (обозначения ТСО-16, . . ., ТСО-100);

ТСД — тумбы сменяемые, двухголовые (рис. 11.2, *б*) с нагрузками 250 (160) кН, 400 (250), 630 (400), 800 (630), 1000 (800) и 1250 (1000) кН. Цифры в скобках указывают нагрузки на один ствол, цифры перед скобками — суммарные нагрузки на тумбы (ТСД-25, ..., ТСД-125);

ТСС — тумбы сменяемые, стопорные (рис. 11.2, *е*) с нагрузками на тумбы 630 кН, 800, 1000, 1250 и 1600 кН для одно- и двусторонней швартовки (ТСС-63, . . ., ТСС-160).

Для большегрузных судов, снабженных канатами значительной толщины, процесс подачи швартовов с судна на берег механизируется. Для этой цели в СССР применяются лебедки и электрошпили типа Ш-3, Ш-5 и Ш-6 тяговым усилием соответственно 20, 50 и 80 кН (рис. 12.2, *к*). Эти механизмы, которые могут быть стационарными и подвижными, размещаются так, чтобы с помощью каждого из них можно было обслуживать одну или две тумбы.

Конструкции тумб можно разделить на две группы — обычные и с механизированной отдачей швартовов. В СССР механизированная отдача швартовных концов почти не применяется.

Используются также быстроотдаваемые гаки. К таким конструкциям относится, например, откидной гак (рис. 11.2, *о*), который может быть застопорен и поворачиваться вокруг своей оси, освобождая канат.

На причалах с взрывоопасными и легковоспламеняющимися грузами, на которых обслуживающий персонал не может находиться непосредственно у швартовных устройств, применяются гаки с гидравлическим приводом и дистанционным управлением.

Для ускорения и автоматизации швартовных операций предложены электромагнитные устройства, а также схемы, в которых используются установленные на причале насосы для создания гидродинамических сил.

Для швартовки малых судов (катера, шлюпки) причалы оборудуют рымами трех типов (рис. 11.2, *п*). В морских портах они являются дополнительными устройствами, на рейдовых причалах основными.

Рым-скоба представляет собой глухую скобу из круглой стали, устанавливаемую только «впотай» в специальной нише.

В рыме с кольцом к заделанному в сооружение рыму подвешено стальное кольцо, которое применяется часто в откосных причальных сооружениях. За рубежом получили распространение рымы с двумя кольцами, с помощью которых можно швартоваться одновременно двум судам.

В рыме с крюками и кольцами к заделанному в сооружение крюку продето еще и стальное кольцо. Такой рым отличается простотой швартовки, состоящей в набрасывании на крюк огона каната. Внешний диаметр колец 20—40 см, диаметр стержня кольца 36—90 мм.

Рядом с рымами в промежутках между тумбами обычно устанавливаются лестницы и стремянки (рис. 11.2, *р*), обеспечивающие выход на причал. Стремянки устанавливаются через 100—120 м и могут располагаться в теле сооружения. Иногда используются заделанные в сооружение простые скобы.

Для швартовки небольших судов также применяются легко устанавливаемые и удобные для швартовки судовые кнехты (рис. 11.2, *с*).

Прикордонные тумбовые массивы входят в конструкцию причала или выполняются на отдельно стоящих свайных или гравитационных палах, работающих раздельно от основной конструкции причала. Такие схемы приходится использовать, например, в безраспорных эстакадах, которые не могут воспринять швартовную нагрузку.

При расчете тумбы предполагается, что три каната могут быть направлены под различными углами в плане (от 0° до 90°) и по вертикали. При использовании удлиненных швартовных канатов динамические усилия и рывки сглаживаются.

Расчеты на прочность тела самой тумбы производятся в конструкторских бюро заводов-изготовителей по расчетным швартовным усилиям.

В процессе проектирования для расчета самого причального сооружения и элементов крепления тумбы (рыма) определяется для расчетных судов в соответствии с СНиП 4.06.04—82 сила, воспринимаемая одной тумбой, независимо от количества судов, швартовы которых заведены за тумбу. По найденному таким образом усилию подбирают тумбы, которые изготовляют на усилия 160 кН, 250, 400, 630, 800, 1000, 1250 и 1600 кН. Заметим, что в настоящее время нагрузки на тумбы не подразделяются на обычные и штормовые, однако при расчете углы наклона швартовов для тумб на кордоне и в тылу принимаются различными. В необходимых случаях в сооружениях под тумбовые узлы забиваются дополнительные свайные опоры, выполняется дополнительная анкеровка и др. На речных причалах тумбы могут устанавливаться в несколько ярусов по высоте (рис. 11.2, *т*), например, в специальных нишах. Небольшие суда могут швартоваться также и к одиночным отбойным сваям.

§ 11.3. КРАНОВЫЕ ПУТИ НА ПРИЧАЛАХ

Для обеспечения бесперебойной работы причалов большое значение имеют правильный выбор и обеспечение надежности крановых путей для портальных и полупортальных кранов, мостовых перегружателей, козловых кранов, углеперегружателей, причальных контейнерных перегружателей и др.

Крановые пути работают в сложных условиях при воздействии больших подвижных нагрузок, имеющих динамический характер, в том числе горизонтальных усилий от ветра ураганной силы, инерционных составляющих усилий при подъеме и спуске груза, центробежных сил поворота и др.

Из-за просадок и деформаций путей происходят преждевременный выход из строя опорных элементов портала, перекос поворотного механизма и центрирующего устройства, перегрузка причала, повышение эксплуатационных расходов, в целом снижение надежности и срока службы дорогостоящих и сложных портовых перегрузочных механизмов. Вследствие плохого состояния подкрановых путей может произойти снижение производительности кранов и даже выход кранов из эксплуатации. Из-за неодинаковых осадок ниток путей возникает перекос крана в вертикальной и горизонтальной плоскостях, что может вызвать сход крана с рельсов. Поэтому не следует, например, прикордонный рельс ставить на свайный ростверк, а тыловой — на шпальное основание.

Крановые пути подразделяются на прикордонные и тыловые, на временные и постоянные. Для временных крановых путей деревянные шпалы после стабилизации осадок заменяются, например, ленточными фундаментами. В необходимых случаях допускаются криволинейные участки путей с радиусом закругления не менее 200—300 м. На расстоянии 3 м от концов на путях устанавливаются упоры, ограничивающие движение крана. Капитальность конструкции подкрановых путей должна соответствовать капитальности причального сооружения. По условиям техники безопасности все стыки рельсов перекрывают перемычками и присоединяют рельсы, а также электроколонки или троллейные каналы к специальному контуру заземления. В больверках для этого можно использовать стальной шпунт.

По конструктивным признакам различают подкрановые пути на сплошных ленточных фундаментах (балках и плитах), на свайном основании, на шпально-балластном основании, на ростверках причальных сооружений. Крановые пути также могут прокладываться по конструкциям различных сооружений, на-

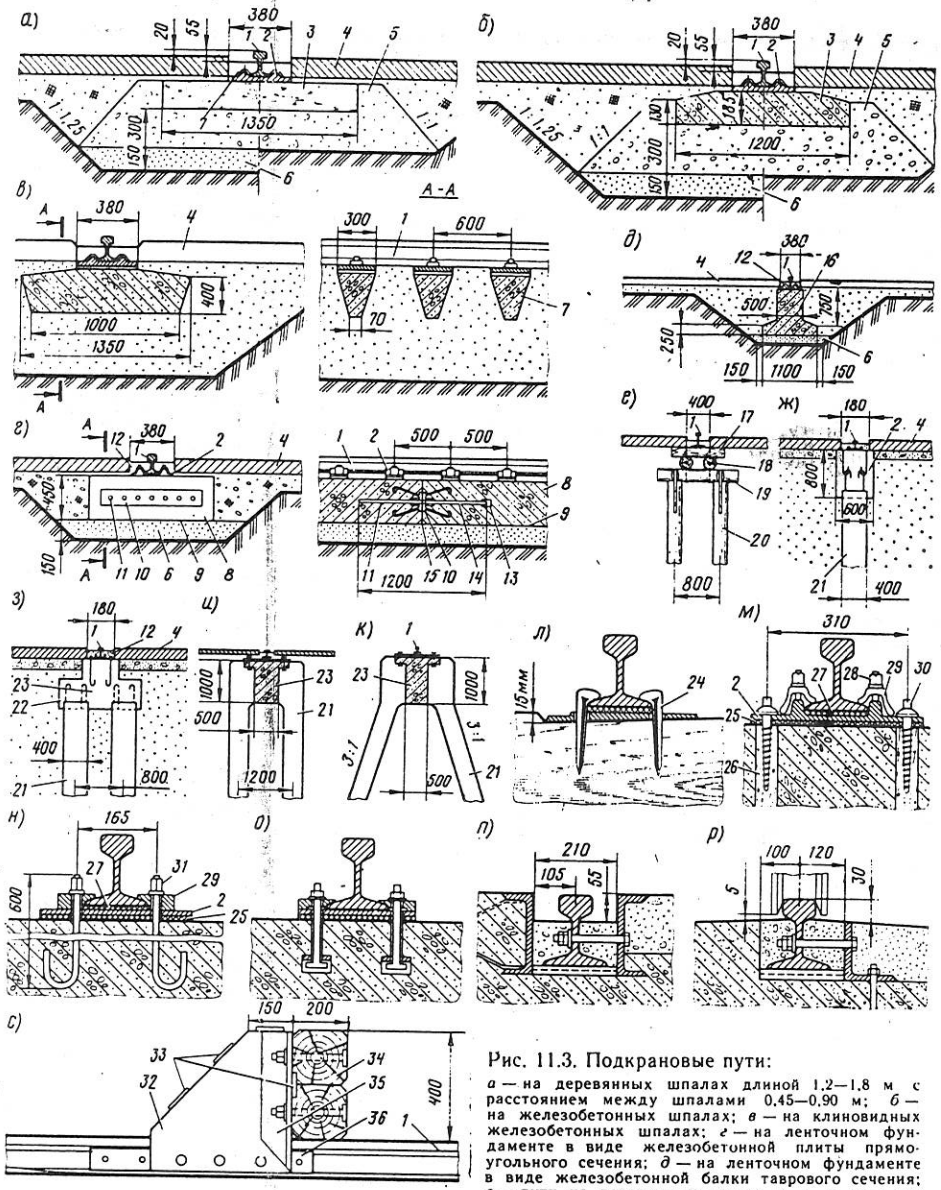


Рис. 11.3. Подкрановые пути:

а — на деревянных шпалах длиной 1,2—1,8 м с расстоянием между шпалами 0,45—0,90 м; *б* — на железобетонных шпалах; *в* — на клиновидных железобетонных шпалах; *г* — на ленточном фундаменте в виде железобетонной плиты прямоугольного сечения; *д* — на ленточном фундаменте в виде железобетонной балки таврового сечения; *е* — пути на деревянных сваях; *ж, з, и, к* — пути на железобетонных сваях; *л, м, н, о* — вертикальное крепление рельсов; *п, р* — боковое крепление рельсов; *с* — металлический концевой упор. *1* — рельс Р-50, головка которой расположена на 20 мм выше уровня покрытия; *2* — подкладка; *3* - шпала, *4* — покрытие, *5* — щебеночный балласт, *6* — подушка из крупнозернистого песка; *7* — клиновидные шпалы, обеспечивающие несущую способность, в 1,4—1,6 раза большую, а осадку, в 1,5—2 раза меньшую, чем на обычных шпалах; *8* — железобетонная плита; *9* — слой рубероида; *10* — закладные элементы стыка в виде стальных планок, предотвращающих выкрашивание бетона; *11* — стыковочный стержень; *12* — асфальтобетон в прирельсовой канавке; *13* — металлический колпачок с войлочной пробкой; *14* — обмазка битумом; *15* — доска; *16* — железобетонная балка со стыком; *17* — шпалы через 50 см; *18* — прогоны; *19* — насадки; *20* — деревянные сваи через 1,0 м; *21* — железобетонные сваи; *22* — железобетонные балки прямоугольного 0,6×0,8 м или таврового сечения с пролетом 1,7—5 м; *23* — поперечная балка; *24* — костыли; *25* — подкладка из резины; *26* — буковая втулка; *27* — подкладка из кардонита; *28* — болт клеммный, завертываемый в подкладку; *29* — клемма прижимная; *30* — шуруп путевой раздельного крепления; *31* — анкерный болт глухого крепления; *32* — косынка; *33* — планка; *34* — упорный деревянный брус; *35* — уголок; *36* — накладка

пример складов (рис. 11.3). Крепление рельсов к шпалам и балкам (рис. 11.3, *л, м, н, о, п, р*) является слабым местом подкрановых путей: под действием циклических динамических нагрузок крепления расшатываются и деформируются, для их восстановления требуется постоянный ремонт.

Пути на шпально-балластном основании (рис. 11.3, *а, б, в*), отличающиеся небольшой строительной стоимостью и простотой конструкции, ранее повсеместно сооружались для портальных кранов массой до 250 т при грузоподъемности не свыше 20 т. Для более тяжелых портальных кранов, контейнерных перегружателей, козловых кранов пути устанавливаются на ленточных фундаментах (рис. 11.3, *г, д*). Для различных тяжелых специальных перегрузочных установок массой более 500—600 т при нагрузке на каток до 300—400 кН и более применяются пути на свайном основании (рис. 11.3, *е, ж, з, и, к*). Их используют также в условиях недостаточной несущей способности грунта и в случаях, когда хотят избежать передачу усилия от крана на причал.

Ленточные железобетонные фундаменты для путей применяются в случаях, когда грунты обладают хорошей несущей способностью и осадки стабилизировались. Эти фундаменты выполняются в виде плит прямоугольного сечения (рис. 11.3, *г*) для более легких кранов при небольшой глубине промерзания или чаще в виде балок таврового сечения (рис. 11.3, *д*) для более тяжелых кранов при значительной глубине промерзания грунта.

В обычных условиях пути на железобетонных сваях представляют собой железобетонные балки таврового или прямоугольного сечения, монолитно связанные с одиночными (рис. 11.3, *ж*) или парными (рис. 11.3, *з, и, к*) вертикальными или наклонными сваями. Две сваи могут располагаться в одной поперечной плоскости или размещаться в шахматном порядке.

Крановые пути рассчитываются на вертикальные нагрузки от воздействия катков крана и на горизонтальные нагрузки от воздействия ветра и инерционных сил. Рассматриваются два случая: кран работает и кран не работает при действии ураганного ветра. При определении нагрузок в необходимых случаях используются паспортные характеристики крана. Учитывая небольшие значения скоростей передвижения крана, вертикальные нагрузки принимаются без учета динамичности. При расположении подкрановых путей непосредственно на набережной они конструируются и рассчитываются совместно с основной конструкцией причала. Имеются типовые проекты путей, разработанные для различных значений усилий на каток и расчетных сопротивлений грунта основания.

Элементы крановых путей на шпальном основании — рельсы и шпалы — рассчитывают как балки на упругом основании по гипотезе коэффициента постели. При этом рельс рассматривается как бесконечно длинная балка на равноупругих опорах (шпалах), загруженная сосредоточенными силами, шпала — как балка конечной длины, загруженная в середине сосредоточенной силой.

Плиты и балки в расчетном отношении представляют собой балки на сплошном упругом основании и могут рассчитываться по любому из известных методов. Расчет сводится к построению линий влияния для различных сечений балки с последующим их загружением для определения моментов, поперечных сил, реактивных напряжений и осадок с помощью таблиц безразмерных ординат. Обычно плиты и балки относятся к группе бесконечных узких балок, в которых в поперечном направлении распределение реактивных давлений принимается равномерным. В данном случае вполне удовлетворительным является простейший расчет с использованием гипотезы Винклера. При этом расчетные значения можно получить путем пробных установок нагрузок от кранов.

Балки на железобетонных сваях рассчитывают с использованием канонических уравнений пяти моментов как неразрезную многопролетную балку на упругих опорах. После построения линий влияния изгибающие моменты и перерезывающие силы для различных сечений балки можно определить, например, путем пробных установок на-

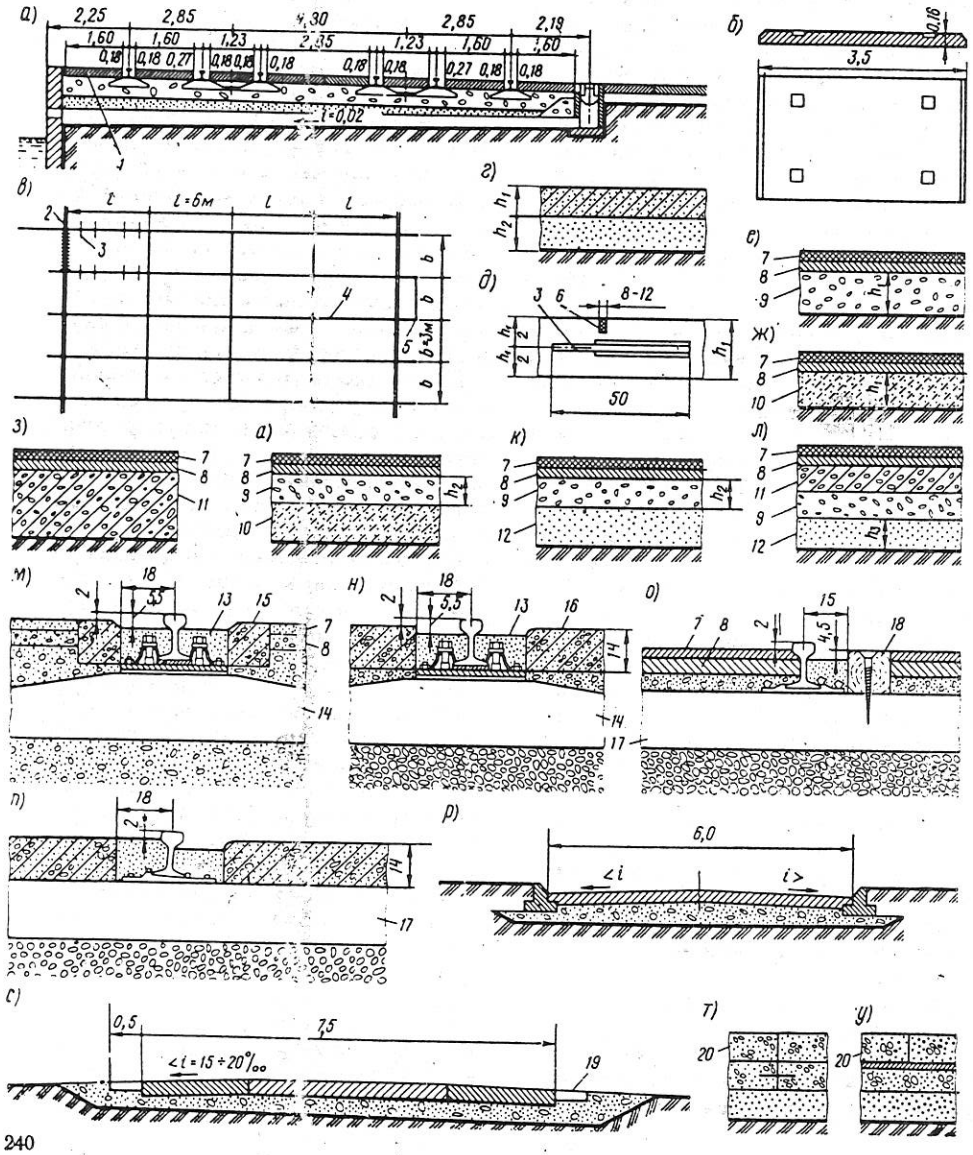
грузок от кранов. По продольным усилиям в сваях определяют их глубину забивки. По изгибающим моментам и перерезывающим силам рассчитывают на прочность балки и сваи.

При разработке типового проекта шаг свай был принят 252, 336 и 504 см. Соответственно прямоугольная подкрановая балка имела ширину 50, 60 и 60 см и высоту 70, 80 и 100 см.

Заметим, что при длине пролета балки свыше 4 м упругость опор можно не учитывать. При пролете менее 1 м расчет выполняется как для балки на условном сплошном упругом основании по гипотезе коэффициента постели.

§ 11.4. ПОКРЫТИЯ ТЕРРИТОРИИ ПОРТА

Все грузовые и оперативные площадки, проезды, дороги и подъезды должны иметь усовершенствованные постоянные



покрытия, вид которых устанавливают по нормам технологического проектирования морских портов ВНТП 01—78 (Минморфлот) в зависимости от технологического назначения площадок, нормативной эксплуатационной нагрузки от безрельсового транспорта и равномерно распределенной нагрузки. Для любой технологической площадки рекомендуются постоянные или временные покрытия.

Конструкции покрытий должны противостоять пластическим деформациям (модуль деформации для асфальтобетонного покрытия не менее 55—65 МПа), быть морозо- и трещиностойкими, иметь достаточную шероховатость для надежного сцепления с колесами и в необходимых случаях обладать антикоррозионными свойствами при обработке химических и масляных грузов, сахара-сырца и др.

До 40-х годов основным типом покрытия являлась булыжная или брусчатая мостовая.

В настоящее время рекомендуется применять следующие виды покрытий (рис. 11.4):

сборные железобетонные плиты толщиной не менее 14 см; монолитные цементобетонные толщиной не менее 18 см; асфальтобетонные толщиной не менее 8 см; щебеночные и гравийные; из скального грунта: разрыхленная взрывами прочная скала (горная масса) без включения мягких пород (вскрыша и т. п.); щебеночные, гравийные, обработанные битумом; щебеночные и гравийные, обработанные вяжущими.

Первые два вида относятся к жестким, все остальные — к нежестким покрытиям.

Усовершенствованные капитальные покрытия состоят из двух конструктивных слоев: верхнего слоя, т. е. собственно покрытия из железобетонных плит, цементно- или асфальтобетона и основания, состоящего из одного или нескольких слоев щебня, гравия и песка, который передает нагрузки совместно с верхним слоем на подстилающий естественный или насыпной грунт и выполняет дренирующие и морозозащитные функции (рис. 11.4, *а*—*л*). Принципиальная схема покрытия: слой износа, несущий слой, основание, подстилающий грунт. Для повышения прочностных характеристик и уменьшения толщины рекомендуется широко использовать укрепление грунтов основания с помощью добавок вяжущих материалов. Минимальная толщина основания 20 см, при укреплении вяжущими материалами 15 см.

Капитальные покрытия возводятся после стабилизации осадок, но не ранее чем через год после завершения намыва или насыпи. При тщательном, послойном уплотнении земляного полотна возможно устройство покрытия в один сезон.

Цементобетонное покрытие (рис. 11.4, *в*, *г*, *д*) может состоять из одного слоя бетона толщиной $h_1=18—30$ см или из двух слоев бетона толщиной верхнего

Рис. 11.4. Покрытия территории порта и внутрипортовые автомобильные дороги:

а — из сборных железобетонных плит; *б* — поперечный разрез, плиты 350×200×16 см для покрытия грузовых площадок и дорог; *в*, *г* — план и разрез усовершенствованного цементобетонного покрытия из бетона класса по прочности на сжатие В40, разделенное от растрескивания вследствие неравномерных осадок и температурных деформаций на отдельные плиты 3×6 м; *д* — продольные и поперечные несквозные швы сжатия цементобетонного покрытия; *е*, *ж*, *з* — асфальтобетонные покрытия с однослойным основанием; *и*, *к*, *л* — асфальтобетонные покрытия с двухслойным основанием; *м*, *н* — сопряжение покрытий с крановыми путями; *о*, *п* — сопряжение покрытий с железнодорожными путями; *р* — внутрипортовая дорога с монолитным бетонным покрытием при двухрядном движении; *с* — то же, с покрытием из сборных железобетонных плит при трехрядном движении; *т*, *у* — сехмы усиления существующего одно- и двухслойного цементобетонного покрытия; *1* — плиты 160×123×14 см, укладываемые в междупутьях железнодорожных и крановых путей и на переездах; *2* — сквозной поперечный шов расширения через 18—100 м с прокладкой доски 1,5—3 см из мягких пород дерева и штырями через 30 см; *3* — штыри диаметром 12—28 мм, длиной 40—60 см через 30 см в поперечных швах расширения и через 100 см в продольных и поперечных швах сжатия; *4* — продольные несквозные швы сжатия через $b=3—5$ м, глубиной 5 см при ширине 0,8—1,2 см, заполненные битумной мастикой; *5* — поперечные несквозные швы сжатия; *6* — битумная мастика; *7*, *8* — верхний и нижний слои горячего асфальтобетона; *9* — щебень; *10* — грунтоцемент; *11* — щебень, пропитанный битумом; *12* — песок; *13* — горячий асфальтобетон; *14* — железнодорожные шпалы; *15* — железобетонный брус 14×14 см; *16* — покрытие из железобетонных плит; *17* — деревянные шпалы; *18* — деревянный брус 14×14 см; *19* — водоотводной лоток; *20* — слой усиления

на, что приводит к резкому возрастанию волновой нагрузки на сооружение и увеличению волновых донных скоростей. Последнее может привести к размыву не только участка дна, прилегающего к сооружению, но и каменной постели.

Оградительные сооружения откосного профиля выполняются в виде наброски из различных материалов. Технические возможности применения оградительных сооружений откосного профиля значительно шире, чем у конструкций с вертикальной стенкой. Характер волнового воздействия на эти сооружения зависит от угла наклона наружной грани и степени ее шероховатости. При сплошной гладкой поверхности откоса и наклоне его к горизонту под углом более 45° сооружение работает как вертикальная стенка. Перед ним создается стоячая волна, у которой донная скорость в 2 раза превышает значение скорости для исходной бегущей волны. С уменьшением угла наклона наружной грани характер волнового воздействия меняется. Высота отраженной волны уменьшается и, наконец, при угле наклона 30° и менее волна полностью разрушается на откосе наружной грани сооружения. При трапецеидальной форме сечения сооружения со значительными размерами основания создаются условия, при которых волновая нагрузка почти не оказывает влияния

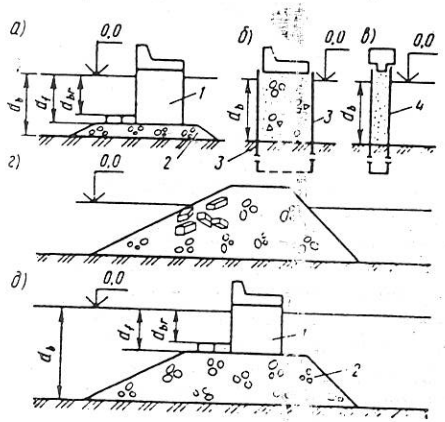


Рис. 12.1. Формы поперечного сечения оградительных сооружений сплошного типа:

а, б, в — вертикальные; *г* — откосный; *д* — смешанный; *1* — стенка; *2* — постель; *3* — сваи; *4* — колонны оболочки

на устойчивость сооружения и размеры напряжений в грунте основания.

Однако при использовании трапецеидальной формы сечения необходимо затрачивать большие объемы материалов и значительные средства на возведение сооружения. С увеличением глубины объем материалов и расходы возрастают значительно быстрее, чем у вертикальной стенки.

Поэтому обычно рекомендуется оградительные сооружения откосного типа возводить:

при наличии на месте строительства местных строительных материалов (камня);

на скальных грунтах при небольших глубинах, если под влиянием больших нагрузок от разбитой волны эти сооружения оказываются экономичнее вертикальных стенок;

при залегании в основании слабых грунтов (илов, текучих глин, рыхлых песков и др.), на которых из-за низкой несущей способности нельзя возводить вертикальные стенки или необходимы специальные мероприятия по укреплению или замене слабых грунтов более прочными.

Откосные сооружения применяются также в тех случаях, когда на акватории порта возможно образование «толчеи» вследствие отражения волн от оградительных и причальных сооружений и в случае возникновения сейшевых колебаний.

Оградительное сооружение смешанного типа является комбинацией двух сооружений: откосного и установленной на нем вертикальной стенки. Конструкции этого типа применяются в тех случаях, когда невозможно или нецелесообразно использовать один из рассмотренных выше типов оградительных сооружений (вертикальный и откосный), а именно:

при наличии в основании слабых грунтов и значительных глубин. В этом случае высокая каменная постель должна располагаться на глубине не менее 1,5—2 расчетной высоты волн во избежание образования перед сооружением разбивающейся волны;

на больших глубинах, когда нерационально применять откосные сооружения из-за больших объемов материалов, затрачиваемых на их возведение

В зависимости от возможности изменения местоположения оградительные сооружения могут быть стационарными и плавучими.

По принципу работы внешние оградительные сооружения можно разделить на: пассивные, не изменяющие параметры исходной волны, когда волна, подходя к такому сооружению, отражается от его передней грани или разрушается непосредственно на сооружении, и активные, которые воздействуют на подходящую волну, изменяя ее характеристики. К ним можно отнести пневматические и гидравлические волноломы.

По характеру воздействия на волновой режим сооружения могут быть волноотражающими, когда вся энергия волны (для вертикальных стенок) или ее большая часть (для сквозных сооружений) отражается от элементов конструкции сооружения и распространяется в виде волны в обратном направлении; волногасящими, обеспечивающими полное гашение энергии волны в пределах расположения элементов конструкции сооружения; комбинированными, обеспечивающими частичное отражение энергии волн, а остальная часть энергии гасится.

Наконец, в зависимости от используемого материала сооружения могут быть каменные, бетонные или железобетонные, металлические или композитные, элементы которых выполняются из различных материалов.

В условиях применения так называемых специальных конструкций оградительных сооружений необходимо отметить следующее. Все сооружения специальной конструкции, т. е. сквозные, плавучие, пневматические и гидравлические, применяются при определенных ограничениях. В частности, все они свободно пропускают наносы, поэтому применяются только там, где нет необходимости защиты акватории от заносимости.

В соответствии со СНиП 2.06.01—86 «Гидротехнические сооружения. Основные положения проектирования» рекомендуется применять:

сквозные волнозащитные сооружения при грунтах дна, допускающих забивку свай при глубине воды 10—25 м и расчетных параметрах волн — высоте до 4 м, длине до 80 м;

плавучие сооружения на незамерзающих акваториях при высоте расчетной волны до 3,5 м, длине до 70 м и глубинах не менее четырех высот расчетной волны;

пневматические волноломы при высоте расчетной волны не более 3 м и длине до 40 м.

§ 12.2. ОСНОВНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ОГРАДИТЕЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ ВЕРТИКАЛЬНОГО ПРОФИЛЯ

Элементы продольного профиля. Рассмотрим основные элементы, из которых состоят оградительные сооружения вертикального профиля гравитационной и свайной конструкции и предъявляемые к ним требования.

В первую очередь рассмотрим, из каких характерных элементов или участков состоит продольный профиль сооружения и каковы особенности проектирования и строительства этих элементов. Продольный профиль мола в конструктивном отношении может быть разделен на три характерных участка: корневой, средний и головной.

Головные участки или, как принято называть, «головы» оградительных сооружений эксплуатируются в значительно более тяжелом режиме, чем остальные участки сооружения. Объясняется это тем, что высота волны с внешней и внутренней сторон головной секции практически одинакова и, следовательно, суммарная нагрузка от волнового воздействия на эту часть сооружения будет больше, чем на остальные его участки. Головная секция испытывает наибольшие нагрузки при ледоходе и, наконец, при неблагоприятных погодных условиях возможен навал судна на нее. В связи с этим конструкция головной секции устраивается более мощной, ширина подводной части и размеры берм увеличиваются до 40 % по сравнению с остальными секциями.

Как правило, головные участки выполняются в виде вертикальных стенок с обеспечением около них глубин, достаточных для подхода расчетных для дан-

слоя не менее 6 см. Толщина h_2 основания из крупнозернистого песка, гравия, щебня для покрытия может колебаться от нуля при уплотненном песчано-гравийном подстилающем грунте до 50 см. При щебоночных или гравийных основаниях выполняется песчаная подсыпка (3—5 см), поверх которой для предупреждения вытекания цементного молока накладывают битумированную бумагу, песчанобитумные или пескоцементные смеси. Следует иметь в виду, что бетонные покрытия разрушаются не из-за недостаточной прочности бетона, а вследствие некачественной подготовки основания.

Союзморниипроектом разработаны типовые конструкции таких покрытий, включая усиленные цементобетонные покрытия для контейнерных терминалов и тяжеловесных грузов с толщиной h_1 до 36 см, толщиной щебеночного или цементогрунтового основания не менее 15 см. Нагрузки при таких покрытиях достигают 700 кН на ось.

При слабом подстилающем слое грунта или при очень интенсивном движении покрытие может армироваться сплошными двусторонними сетками. По контуру цементобетонных плит на внутрипортовых дорогах укладывается арматура из двух стержней диаметром 12—16 мм.

Сборные железобетонные плиты (рис. 11.4, *а*, *б*,*н*, *п*) применяются двух типов: обычные с армированием сварными двусторонними сетками и предварительно напряженные с армированием высокопрочной проволокой.

Приняв стоимость 1 м² сборного железобетонного покрытия за 100 %, стоимость бетонного покрытия составит около 95 %, а асфальтобетонного около 80 %. Однако, несмотря на более высокую стоимость, во всех случаях следует стремиться к устройству сборного железобетонного покрытия, плиты которого легко перекладываются при осадках грунта, при ремонте подземных сооружений и инженерных коммуникаций, подкрановых и железнодорожных путей.

Асфальтобетонное покрытие (рис. 11.4, *е*, *ж*, *з*, *и*, *к*, *л*, *м*, *о*) обычно устраивают двухслойным из горячего асфальтобетона: верхний слой истирания толщиной 3 см из мелко- или среднезернистого асфальтобетона, нижний несущий слой толщиной 5 см — из пористого крупнозернистого асфальтобетона. Под покрытием обычно устраивают одно- или двухслойное основание. Толщина слоев в зависимости от категории и толщины покрытия и модуля деформации грунта h_1=15—75 см; h_2=10—30 см; h_3=10—60 см.

Однослойное асфальтобетонное покрытие толщиной 4—6 см применяется при наличии бетонного основания толщиной 18—22 см или старых покрытий из брусчатки или мостовой, используемых в качестве основания.

Облегченные и переходные покрытия применяются при необходимости ввода причалов до окончательной стабилизации осадок с последующим использованием их элементов при устройстве капитальных покрытий.

Щебеночные и гравийные покрытия толщиной 10—30 см укладывают на песчаное основание толщиной 10—15 см. При толщине покрытия более 15 см укладку ведут в два слоя, причем толщина нижнего слоя должна составлять 0,6 всей толщины покрытия.

При строительстве портов предпочтительней применять однослойные дорожные одежды, под которыми при плохо фильтрующих суглинистых и супесчаных грунтах необходимо укладывать подстилающий слой из крупнозернистых грунтов.

Автомобильные подъездные и внутрипортовые (рис. 11.4, *р*, *с*) дороги мало отличаются от дорог городского типа. Они состоят из двух элементов: земляного полотна и дорожной одежды. Нередко конструктивно дороги даже не отличаются от покрытия. В этом случае габариты трассы, предназначенной для движения, выделяют разметкой на покрытии. В качестве дорожной одежды могут применяться все виды описанных в настоящем параграфе покрытий.

Жесткие покрытия в виде цементо- и железобетонных плит рассчитываются как конструкции на упругом основании.

Статический расчет нежестких покрытий выполняется по нормативным документам на проектирование дорожных одежд нежесткого типа.

Глава 12

ОГРАДИТЕЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

§ 12.1. КЛАССИФИКАЦИЯ И УСЛОВИЯ ПРИМЕНЕНИЯ СООРУЖЕНИЙ

В качестве основных признаков классификации оградительных сооружений могут быть приняты: форма расположения в плане, форма поперечного сечения (профиль сооружения), используемый строительный материал, способ обеспечения устойчивости, возможность изменения местоположения, характер воздействия на волнение, принцип работы и конструктивные особенности.

В зависимости от формы расположения в плане различают два вида оградительных сооружений: *молы* — оградительные сооружения, непосредственно связанные с берегом, и *волноломы* — сооружения, не связанные с берегом.

В зависимости от конструктивных особенностей сооружения могут представлять собой преграду сплошного по высоте типа, когда элементы конструкции полностью перекрывают всю толщу воды, и преграду сквозного типа, когда волногасящая или волноотражающая конструкции располагается только в зоне наиболее интенсивного волнового воздействия.

Сооружения сплошного типа в зависимости от формы поперечного сечения можно подразделять на сооружения вертикального, откосного и смешанного профилей (рис. 12.1). Оградительные сооружения вертикального профиля в зависимости от способа обеспечения устойчивости могут быть гравитационными, устойчивость которых обеспечивается массой элементов конструкции, и свайными, устойчивость которых обеспечивается защемлением в грунте тонких опор — свай. Основным условием применения гравитационных оградительных сооружений вертикального профиля является наличие в основании неразмываемых скальных грунтов. Грунты, подверженные размыву под влиянием волновых донных скоростей, возникающих при воздействии волн и течений на сооружение, также могут использоваться в качестве оснований для таких сооружений, но только при условии, если будут приняты меры по защите от размыва примыкающих к сооружению участков дна. При этом расчетом определяется значение донных скоростей и в случае необходимости грунт перед сооружением укрепляется на размываемом участке путем устройства специального защитного ковра.

Другим фактором, ограничивающим применение оградительных сооружений вертикального профиля, является несущая способность каменной постели и грунта основания. Вследствие большой массы сооружения такого типа и под влиянием волновой нагрузки в его основании возникают значительные напряжения.

При высоте сооружения выше 18—20 м напряжения, возникающие только от массы элементов конструкции сооружения, по значению приближаются к расчетному сопротивлению каменной наброски постели. Поэтому оградительные сооружения вертикального профиля или сооружения типа вертикальной стенки целесообразно применять при глубинах, не превышающих 18—20 м.

Оградительные сооружения вертикального профиля рекомендуется также возводить на глубинах более критической, т. е. превышающей в 1,5—2,0 раза высоту расчетной волны. В противном случае на сооружение будет воздействовать прибойная или разбивающаяся вол-

ного порта судов. Конструктивное решение головного участка обычно выбирается таким же, как и на основной части сооружения.

Что касается формы головного участка в плане, то уширение в сооружениях типа вертикальной стенки выполняется только в сторону акватории. В сооружениях же откосного типа уширение обычно бывает одновременно с внутренней и внешней сторон, симметрично относительно продольной оси сооружения.

На головном участке сооружения устанавливается, как правило, портовый огонь в виде маячного огня на невысокой башне. В отдельных случаях головные секции оборудуются отбойными устройствами и швартовными приспособлениями.

При проектировании и строительстве корневого участка оградительного сооружения необходимо обеспечить его защиту от разрушения в период штормов. В практике портостроения были случаи размыва незащищенного участка побережья на участке врезки оградительного мола в берег. Образовавшаяся в результате действия штормового волнения промоина очень быстро увеличивается и может обойти корневую часть, что приведет к разрушению последней.

Для исключения этого корневая часть мола врезается в берег на расстояние не менее полуторной высоты наката расчетной волны на береговой откос, и участок берега в районе врезки защищается берегозащитными сооружениями. Корневая часть может быть выполнена из правильной массивовой кладки, свайной двухрядной конструкции, или из наброски. Выбор типа конструкции корневой части мола зависит от конструкции основной его части, рельефа берегового участка, характеристик грунтов и параметров расчетного волнения.

Разница в отметках между урезом берега, откуда начинается мол, и дна в месте устройства головной части достигает, как правило, 10—20 м и более. Учитывая это, мол в продольном направлении разбивается на отдельные участки ступенчатой формы. Высота ступеней зависит от уклона дна, конструкций сооружения и геологических условий побережья. При конструкции из правильной массивовой кладки высота ступеней обычно принимается равной высоте одного курса массивов.

Мол размещается на грунтах различной геологической структуры со свойственной им осадкой. Кроме того, отличающиеся высотой отдельные части мола могут иметь также различную осадку. Во избежание неравномерной осадки сооружения в целом мол в продольном направлении делится сквозными вертикальными осадочными швами на отдельные секции длиной 15—45 м. Осадочные швы устраиваются на границах изменения высоты отдельных участков мола, на границах резкого изменения геологической структуры грунта в основании мола, на участках примыкания разных типов конструкций сооружения, на участках примыкания новой конструкции к старой и т. д. Головная часть мола также отделяется от средней части сооружения сквозным вертикальным осадочным швом.

Расстояние между осадочными швами принимается в зависимости от грунтов дна и высоты каменной постели. Ширина вертикальных осадочных швов должна быть не более 5 см.

Основные положения по проектированию мола полностью относятся к волноломам, за исключением корневых частей, отсутствующих у волноломов.

Молы и волноломы свайной конструкции возводятся непосредственно на грунте в подавляющем большинстве случаев без предварительной подготовки дна. Продольный профиль свайных молов имеет ступенчатую форму на уровне острия свай, зависящую от уклона дна. Как правило, сооружение делится на несколько участков, на которых применяются сваи одинаковой длины. Делается это с целью экономии материала свай и унификации их длины. Длина свай отдельных участков постепенно увеличивается на 1—1,5—2 м по мере возрастания глубин.

Головная и корневая части сооружений выполняются в большинстве случаев как и средняя часть свайной конструкции.

Элементы сечений оградительных сооружений.

Гравитационные оградительные сооружения вертикального профиля состоят из следующих основных конструктивных элементов: каменной постели, подводной части (собственно вертикальной стенки) и надводной части (надстройки).

В основании сооружения устраивается каменная постель. Она создается для выравнивания поверхности дна и придания ей строго горизонтального профиля, снижения напряжений, передающихся на грунт основания благодаря перераспределению их на большие площади и для защиты сооружения от размыва под действием течений.

Постель выполняется из наброски карьерного несортированного камня твердых пород, не размокаемого в воде. При большой толщине постели и значительном волнении наброска может выполняться комбинированного типа. Основное тело образуется наброской несортированного камня, а верхняя часть ее и откосы, в наибольшей степени подверженные волновым воздействиям, защищаются путем укладки одного или нескольких слоев камня большей массы или установкой так называемых берменных массивов.

Для предотвращения вымывания грунта основания фильтрационными водами через пустоты каменной наброски в основании постели устраивается обратный фильтр высотой не менее 0,5 м. Он выполняется путем отсыпки нескольких слоев щебня или мелкого камня различных фракций.

Толщина каменной постели определяется расчетом, но она должна быть не менее 2 м для глинистых грунтов основания и не менее 1,5 м для песчаных грунтов. Для скальных грунтов дна толщина постели может быть уменьшена до 0,5 м. Постель в этом случае выполняет только роль выравнивающего поверхность дна слоя.

Постель отсыпают со строительным подъемом, т. е. высоту постели увеличивают на 5—8 % по сравнению с проектной. Этот запас высоты реализуется в процессе осадки каменной наброски под действием нагрузок, погружением ее в грунт и осадки естественного основания. Для ускорения процесса осадки постели производится ее специальное уплотнение. Возможны различные способы уплотнения постелей: статической огрузкой путем временной укладки огрузочных массивов; виброуплотнением с помощью специальных виброуплотняющих машин и механизмов; уплотнением подводными взрывами.

Для обеспечения более равномерного уплотнения после отсыпки производят грубое ровнение постелей с отклонениями отметок поверхности от проектного положения ±20 см. Перед возведением подводной части производят тщательное (±8 см) и весьма тщательное ровнение с отклонением отметок ±3 см. Вид ровнения определяется назначением конструктивного элемента постели и конструкцией подводной части. Для откосов постели и берм, не покрываемых массивами, производят грубое ровнение; для откосов постели и берм, прикрываемых защитными массивами, и для поверхностей постели при ряжевой конструкции производят тщательное ровнение; для поверхности постели при сооружениях из массивовой кладки, массивов-гигантов, оболочек большого диаметра производят тщательное ровнение. Ровнение постелей осуществляется вручную или с помощью специальных подводных бульдозеров и механических планировщиков.

Конструкция постели в зависимости от глубины, параметров расчетного волнения и геологических факторов может быть выполнена по следующим схемам (рис. 12.2).

Возвышающаяся над поверхностью дна постель. Такая постель устраивается при плотных грунтах дна и при значительных глубинах. Глубина на берме в этом случае должна исключить возникновение перед сооружением режима разбивающихся волн, т. е. быть не менее критической.

Частично или полностью заглубленная постель. Эти схемы постели применяются для обеспечения глубин у стенки, исключающих образование режима разбивающихся волн; при наличии верхнего слоя слабых подлежащих удалению грунтов; для создания необходимых глубин у сооружения для швартовки судов.

Слоистые постели или дренированные основания. Применяются при наличии верхних слоев слабого грунта значительной мощности. Слоистые постели включают в себя непосредственно каменную постель, обратный фильтр и песчаную подушку.

Песчаная подушка отсыпается из мелкозернистого песка на поверхность дна. Ширина песчаной подушки должна не менее чем в 20 раз превышать ее толщину.

Отсыпанная таким образом песчаная подушка выдерживается в течение штормового периода. Затем сверху устраиваются обратный фильтр и каменная постель.

Благодаря многолетней безаварийной эксплуатации сооружений, возведенных на илах с применением слоистых постелей, подтверждается целесообразность их применения. Для возведения сооружений по данному методу необходимо значительное время. С целью ускорения строительства в настоящее время широко применяется метод консолидации грунтов под песчаной подушкой с применением вертикальных песчаных дрен. Дрены могут устраиваться с помощью обсадных труб, погружаемых в грунт вибрированием, с последующей заменой слабого грунта мелким чистым песком и извлечением труб. Благодаря дренам площадь соприкосновения слабого грунта с песком значительно возрастает. Это содействует интенсивному отводу свободной воды из толщи слабого грунта. Песчаные дрены выполняют роль своеобразных колодцев, которые собирают воду и удаляют ее из окружающих слоев грунта. Благодаря этому происходит уплотнение слабых грунтов, увеличивается их несущая способность и уменьшаются деформации основания и сооружения.

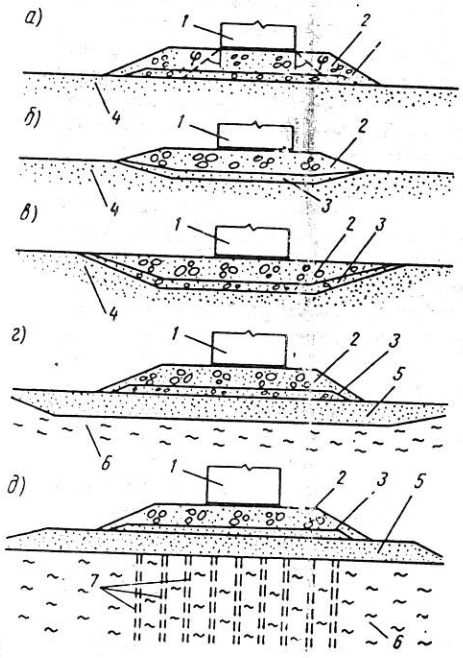


Рис. 12.2. Основные конструктивные схемы каменных постелей:

а — возвышающаяся над поверхностью дна; *б* — частично заглубленная; *в* — полностью заглубленная; *г* — с заменой верхнего слоя слабых грунтов и устройством песчаной подушки; *д* — с устройствами песчаной подушки и вертикальных песчаных дрен; *1* — подводная часть сооружения; *2* — каменная наброска; *3* — обратный фильтр; *4* — естественное основание с достаточной несущей способностью; *5* — песчаная подушка; *6* — слабое илистое основание; *7* — вертикальные песчаные дрены

Для обеспечения устойчивости сооружения каменная постель должна выступать по обе стороны подошвы сооружения.

Эти выступающие части постели в верхней части представляют собой горизонтальные площадки, называемые *бермами*. Ширина берм принимается равной: с морской стороны не менее 0,6, с тыловой не менее 0,4 ширины подошвы стенки, но не менее 6 и 4 м соответственно. Впоследствии размеры берм уточняются при статическом расчете сооружения.

Бермы завершаются откосами, заложение которых в зависимости от глубины воды, интенсивности волнения и массы камня принимается в пределах 1 : 3—1 : 2 для наружных берм и 1 : 2—1 : 1 для внутренних. Бермы с морской стороны стенки, а в головной части и с тыловой находятся под воздействием волнения. С тыловой стороны в головной части действуют так называемые дифрагированные волны, т. е. волны, обошедшие голову под влиянием явления дифракции. Возникающие при этом донные скорости, особенно в случае воздействия разбивающихся и прибойных волн, могут нарушить устойчивость камня в постели и на откосах и даже его переместить. В связи с этим откосы и бермы постели в ряде случаев защищаются путем укладки камня большей массы или установки *берменных массивов*.

Верхняя поверхность не защищенной массивами части бермы и ее откосы отсыпаются из крупного камня, масса которого должна быть примерно в 20 раз больше массы рядового камня постели.

Высота защитного покрытия должна быть не менее двух диаметров укладываемого камня, но не менее 1 м. Берменные массивы обязательно должны быть рассчитаны на устойчивость при подходе подошвы волны. Высота берменного массива принимается равной одной четвертой высоты расчетной волны, но не менее 1 м, ширина не менее 2 м. Отношение наибольшего размера массива в плане (длины) к высоте должно быть не более 7.

Возможность размыва грунта дна перед сооружением донными скоростями проверяется расчетом. В случае необходимости грунт защищается *защитным ковром*. Защитный ковер устраивается вдоль сооружения с морской стороны по периметру головного участка и вдоль внутренней стороны оградительного сооружения в зоне действия значительных по размеру дифрагированных волн.

Ширина защитного ковра принимается не менее 0,4 длины расчетной волны для грунтов повышенной подвижности и 0,25 длины расчетной волны для остальных грунтов.

Конструкция защитного ковра, примыкающего к постели, включает обратный фильтр высотой 0,5 м, покрытый двумя слоями камня, масса которого подбирается по расчету в зависимости от размера донной скорости.

Сверху на каменной постели возводится *подводная часть оградительного сооружения*. Подводная часть является основным конструктивным элементом сооружения, обеспечивающим его устойчивость и волноотражательную способность. В конструктивном отношении подводная часть может быть выполнена из кладки массивов — обыкновенных и специальных, из железобетонных массивов-гигантов и оболочек большого диаметра, из деревянных ряжей. Подводная часть выступает над строительным уровнем воды не менее, чем на 0,5—0,6 м. Строительный уровень — это средний многолетний уровень воды на период времени ведения строительных работ. Благодаря этому обеспечивается выполнение работ по возведению надстройки насухо.

Сверху подводной части возводится *надстройка*, которая выполняется из монолитного железобетона или сборных железобетонных элементов. Очень часто надстройка устраивается комбинированного типа и состоит из монолитной плиты и сборного парапета, возводимого вдоль сооружения с морской стороны. Работы по возведению надстройки выполняются после стабилизаций осадки сооружения.

В продольном направлении надстройка, как и подводная часть сооружения, делится на секции температурно-деформационными швами, с помощью которых обеспечивается автономность осадки каждой секции. Благодаря этому исключается разрушение надстройки и подводной части от повреждений при неравномерной осадке участков сооружения по длине.

Надстройка придает конструкции монолитность, необходимую для равномерной осадки отсека и восприятия им волновой нагрузки, что особенно важно в сооружениях, состоящих из отдельных элементов в конструкциях из массивовой кладки и ряжей, а также благодаря этому увеличивается масса сооружения и его устойчивость. При возведении сооружения должно быть выполнено надежное соединение надстройки с подводной частью, благодаря чему обеспечивается их совместная работа при воздействии волновой нагрузки. Для этого из подводной части сооружения выпускаются стержни арматуры или сортовой стали, которые омоноличиваются с надстройкой. Количество стальных элементов связи определяется расчетом.

Для обеспечения жесткости надстройки высоту горизонтальной плиты принимают равной не менее 2 м и при изготовлении ее армируют жесткой арматурой. Отметка верха горизонтальной плиты зависит от ряда факторов. Если тыловую часть сооружения предполагается использовать в качестве причала, она должна соответствовать отметке причального фронта порта, а сама плита оборудуется швартовными и отбойными устройствами. Поверхность плиты из условий незатопляемости должна быть выше гребня дифрагированной волны на данном участке акватории порта. В случае примыкания оградительного сооружения к берегу отметка плиты должна соответствовать отметке территории. Ширина плиты при этом должна обеспечить возможность проезда и разворота в определенных местах транспорта. В плите надстройки устраиваются потерны для прокладки различных систем коммуникаций.

Парапет, завершающий надстройку, служит для предотвращения перелива воды через сооружение при подходе гребня волны. В отдельных случаях, когда допускается перелив воды через сооружение, парапет не устанавливается. Отметка верха парапета принимается на 0,5 м выше гребня стоячей волны. В отдельных случаях бетонный парапет заменяется железобетонным козырьком. Размеры парапета определяются расчетом. В случае использования тыловой стороны сооружения под причал внешняя сторона надстройки, включая парапет, оформляется в виде специального волноотбойного профиля в форме пологой кривой у основания надстройки, переходящей в круговую кривую у вершины парапета.

В связи с наличием вертикальных всплесков воды при ударе волны о стенку не рекомендуется устраивать между подводной частью и надстройкой нависающие уступы.

В последнее время широкое распространение получили надстройки, уменьшающие отражение волны от сооружения.

Надводная часть оградительных сооружений на свайном основании по конструкции одинакова с гравитационными сооружениями, за исключением участков расположения анкеров, связывающих свайные ряды между собой. В этих местах в горизонтальной плите надстройки создаются ниши, обеспечивающие самостоятельную осадку надстройки без опирания на анкеры.

§ 12.3. ОГРАДИТЕЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ ГРАВИТАЦИОННОГО ТИПА ВЕРТИКАЛЬНОГО ПРОФИЛЯ

В зависимости от конструкции подводной части различают следующие типы гравитационных оградительных сооружений вертикального профиля: из кладки обыкновенных и специальных типов бетонных массивов, из железобетонных массивов-гигантов, из металлических и железобетонных оболочек большого диаметра, из деревянных или железобетонных ряжей.

Гравитационные оградительные сооружения вертикального профиля весьма чувствительны к деформациям основания. В связи с этим при их строительстве необходимо особое внимание уделять тщательности производства работ по устройству обратного фильтра и каменной постели, ее уплотнению и ровнению.

Сооружение из кладки массивов. Наиболее распространенным типом рассматриваемых оградительных сооружений являются сооружения из кладки обыкновенных массивов. Обыкновенными обычно называют бетонные призматические массивы с отношением наибольшего размера в плане (a) к высоте (c) не более трех. Массив должен быть «постелистым», т. е. ширина (b) его не должна быть меньше высоты. Высота (c) всех массивов, как правило, принимается одинаковой в пределах 1,8—2,8 м (рис. 12.3).

Масса массива выбирается в соответствии с высотой расчетной волны и грузоподъемностью имеющегося кранового оборудования. Минимальная масса массива в зависимости от высоты расчетной волны определяется по табл. 12.1.

Максимальная масса массива определяется грузоподъемностью имеющегося

кранового оборудования строительной организации.

Массивы укладываются в подводной части сооружения, как правило, горизонтальными рядами, носящими название курсов. Для обеспечения достаточной монолитности кладка выполняется с перевязкой швов. Швы одного курса массивов должны перекрываться массивами вышележащего курса на размеры, указанные в табл. 12.2.

Для обеспечения требований к перевязке швов приходится применять несколько типоразмеров массивов. Однако общее число типов основных массивов не должно превышать 3 или 4. В отдельных случаях допускается использование массивов-вкладышей с массой меньше минимальной, но число этих массивов не должно составлять более 10 % от общего числа массивов. Для контроля правильности перевязки швов необходимо составлять совмещенные планы раскладки массивов для всех курсов. Толщина шва между массивами принимается равной 2 см с учетом допусков на изготовление массивов.

Лицевая грань сооружения проектируется плоской. Опыт эксплуатации оградительных сооружений показал, что выступающие части массивов под действием взвешенных в воде твердых частиц интенсивно истираются, что приводит к разрушению массива из-за выщелачивания бетона. Если по условиям устойчивости или прочности необходимо расширить сооружение в основании, следует увеличить размеры нижних курсов в тыловую сторону. Однако размер расширения не должен быть более 0,6 высоты массива для одного курса.

Поворот оси оградительного сооружения в плане осуществляется: при плавной кривой поворота посредством укладки на всем участке кривой трапецеидальных массивов в плане; при ломаном соединении участков посредством укладки трапецеидальных массивов в углах ломаной линии. Создание поворота путем изменения толщины шва между массивами не допускается.

В сооружениях из правильной массивовой кладки выполняются следующие дополнительные расчеты (рис. 12.4):

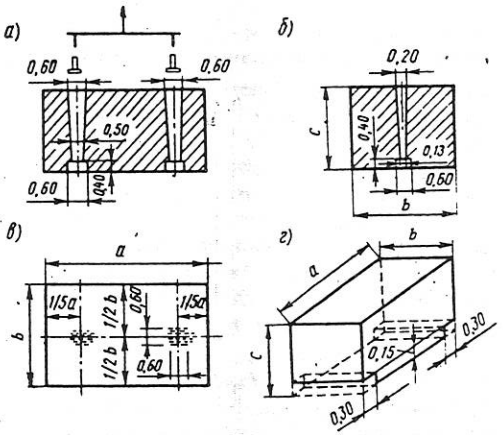


Рис. 12.3. Обыкновенный бетонный массив:
а — продольный разрез массива с ключевыми отверстиями; *б* и *в* — поперечный разрез и план; *г* — массив с четвертями для наброски

проверка устойчивости части сооружения на сдвиг по швам между отдельными курсами массивов;

проверка на устойчивость части сооружения на опрокидывание по штрабам относительно ребра опрокидывания O;

определение напряжений в основании штрабы на участке OE.

Таблица 12.1

Высота волны 1%-ной обеспеченности $h_{1\%}$, м	Масса массива m, т	Высота волны 1%-ной обеспеченности $h_{1\%}$, м	Масса массива m, т
2,5—3,5	30	5,5—6,0	60
3,5—4,5	40	6,0—6,5	80
4,5—5,5	50	6,5—7,0	⩾100

Таблица 12.2

Вид сечения кладки	Расстояние между швами, м при массе массивов, m, т		
	до 40	40—100	свыше 100
В поперечном разрезе	0,8	0,9	1,30
В продольном разрезе и в плане каждого курса	0,6	0,6	0,9
В вертикальных сечениях голов сооружений	0,8	0,9	1,30

Проверка на сдвиг выполняется по швам *I—I*, *II—II* и т. д. Сдвигающие силы P^i_{xc} определяются как площади части эпюры волнового давления, расположенной выше рассматриваемых швов.

Удерживающие силы создает масса части стенки, расположенной выше расчетного шва, определяемая с учетом взвешивающего влияния воды.

При определении величины взвешивающего волнового давления в плоскости расчетного шва P^i_{zc} интенсивность дополнительного взвешивающего волнового давления у морской грани швов принимается равной боковому волновому давлению в точке на уровне шва, у тыловой грани — нулю.

Сдвиг части стенки по шву *i—i* не произойдет, если выполняется условие

$$\gamma_n \gamma_f \gamma_{lc} \gamma_{ca} P^i_{xc} \leqslant \gamma_c \left(G^i - P^i_{zc}\right) f_i ,$$

где P^i_{xc} — горизонтальная составляющая волновой нагрузки с морской стороны сооружения, кН;

G^i — вес части стенки выше шва $i-i$ во взвешенном состоянии, кН

P^i_{zc} — дополнительное взвешивающее волновое давление по шву $i-i$, кН;

$f_i = 0{,}5$ — коэффициент трения бетона по бетону.

При проверке на устойчивость части стенки на опрокидывание по штрабе предполагается, что под влиянием волновой нагрузки часть стенки по штрабе *cgEO*, в основании тыловой грани которой лежит массив-ложок, может опрокинуться относительно ребра *O*.

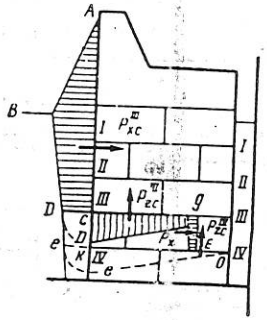


Рис. 12.4. Расчетная схема для проверок сооружений из кладки массивов по швам и штрабам

Опрокидывающий момент создает следующие силы: горизонтальную составляющую волновой нагрузки P^{III}_{xc} действующую выше шва *III—III*; вертикальные нагрузки P^{III}_{zc} и P^{IV}_{zc} от дополнительного взвешивающего волнового давления на части швов *III—III* и *IV—IV* соответственно на участках *cg* и *EO*, горизонтальную нагрузку P_x от волнового давления в плоскости *gE*. Сумма моментов этих сил относительно ребра *O* создает опрокидывающий момент M_0.

Препятствует повороту суммарный удерживающий момент M_r, создаваемый силой, равной массе части стенки выше штрабы относительно ребра *O*.

Опрокидывание стенки относительно ребра *O* не произойдет, если выполняется условие

$$\gamma_n \gamma_f \gamma_{lc} \gamma_{ca} M_0 \leqslant \gamma_c M_r .$$

Напряжение на участке *EO* определяется с учетом полученных выше опрокидывающего M_r и удерживающего M_r моментов и вертикальной силы G_1, равной весу части стенки выше штрабы *cgEO*, облегченной взвешивающим влиянием воды и дополнительным взвешивающим волновым давлением на участках *cg* и *EO*.

Напряжение на участке *EO* площадью F_{EO} определяется по формуле:

$$\sigma_{\substack{\max \\ \min}} = \frac{G_1}{F_{EO}} \pm \frac{M}{W} .$$

При этом учитывается, что изгибающий момент *M*, входящий в эту формулу, представляет собой произведение эксцентриситета *e* на силу G_1. Полученное максимальное значение напряжения не должно превышать расчетного значения напряжения бетона на сжатие.

Рассмотрим некоторые примеры построенных сооружений из кладки обыкновенных массивов на рис. 12.5, *а*, *б*, *в*.

На рис. 12.5, *б* показана конструкция мола в порту Новороссийск, построенного на небольших глубинах (d_b = =10,55 м) при высоте волн до 5 м. Практика эксплуатации этого мола определила недостатки конструкции, имеющей выступы массивов и чрезмерно высокую каменную постель. Из-за этого

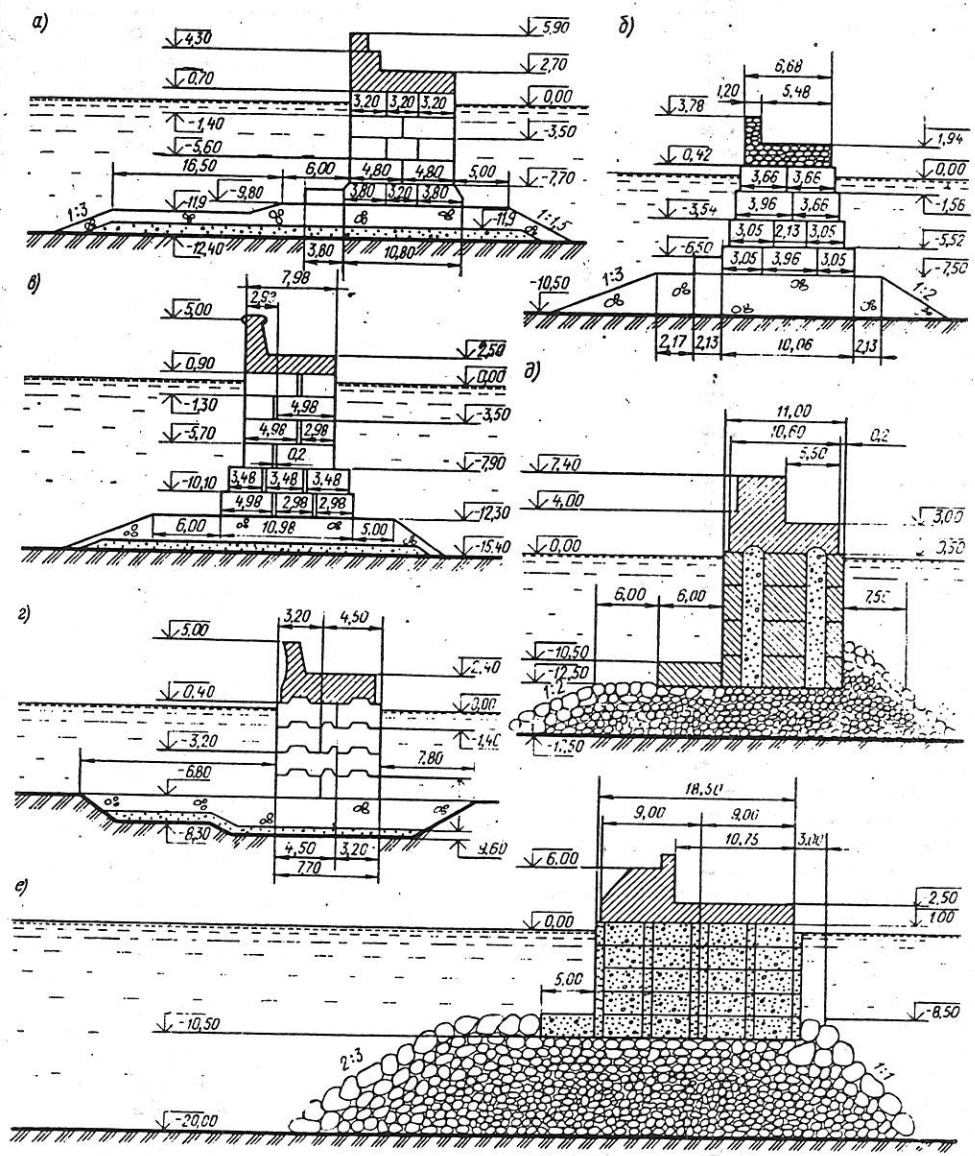


Рис. 12.5. Оградительные сооружения из кладки обыкновенных и специальных типов массивов:

а — оградительный мол с защитным ковром; *б* — западный мол в порту Новороссийск; *в* — мол нефтегавани у мыса Шесхарис (Новороссийск); *г* — мол из массивов с гребнями и пазами; *д* волнолом из массивов со сквозными бетонируемыми шахтами; *е* — мол Гранили в порту Неаполь из ячеистых массивов

перед сооружением возникал режим разбивающихся волн. Кроме того, надстройка, выполненная из кладки бутового камня на цементном растворе, оказалась недостаточно прочной. Штормами 1922—1923 гг. мол был сильно поврежден, т. е. была сброшена и разрушена надстройка с двумя верхними курсами массивов. Восстановление мола осуществлено в 1927—1928 гг. с усилением профиля наброской массивов массой 25—30 т перед вертикальной стенкой. При выполнении усиления по данной схеме необходимо обеспечить полную устойчивость массивов на откосе, выводить наброску над уровнем воды и доводить ее ширину на урезе воды до двух длин массивов. В противном случае из-за ударов неустойчиво установленных массивов ухудшаются условия работы вертикальной стенки.

На рис. 12.5, *а* показана построенная конструкция мола, которая по своему характеру близка к идеализированной схеме. Первый курс массивов имеет консольные выступы, из-за чего увеличивается площадь подошвы сооружения и уменьшаются напряжения в основании.

Более современная конструкция из кладки массивов была выполнена при строительстве в 1964—1966 гг. мола нефтегавани у мыса Шесхарис (Новороссийск) (рис. 12.5, *в*). Мол возведен в сложных гидрогеологических условиях (высота волны до 6 м), на больших глубинах до 20 м, при наличии в основании прослоек песка с ракушечником. Молу придан несимметричный профиль: ширина по низу 14 м, по верху 8 м. Верхний слой заиленного песка был удален и в образованный котлован отсыпана каменная постель толщиной до 6 м. При устройстве постели не был выполнен обратный фильтр. Это в последующем послужило одной из причин неравномерных осадок сооружения. Осадка сооружения произошла с наклоном стенки в сторону моря, что подвергает сомнению целесообразность устройства подобных несимметричных профилей. Проведенные мероприятия по усилению сооружения в виде дополнения профиля до прямоугольного и дополнительной наброски камня в постель с общим уширением постели привели к стабилизации осадок и частичной ликвидации крена.

Опыт строительства и эксплуатации оградительных сооружений вертикального профиля из кладки обыкновенных массивов наклонными рядами под углами 50—75° к горизонтали (Карачи, Коломбо, Мадрас, Вальпараисо) показал, что такая кладка легко расстраивается под воздействием волнения. Поэтому в последнее время такие сооружения не строятся.

Рассмотренные оградительные сооружения из кладки обыкновенных массивов обладают целым рядом недостатков. К числу основных из них может быть отнесена малая масса элементов и, следовательно, большое их число и ограничение по высоте расчетной волны. Такие сооружения можно применять только при высоте расчетной волны, не превышающей 7 м.

Эти недостатки в некоторой степени устраняются при применении так называемых специальных типов массивов — циклопических и целлюлярных (ячеистых). Примером использования циклопических массивов может служить волнолом Мустафа в Алжирском порту (рис. 12.5, *д*). Массивы массой около 450 т укладывались в сооружение вертикальными столбами. Связь между рядами массивов осуществляется введением металлических стержней в колодцы, образованные отверстиями в массивах, с последующим заполнением бетоном. Размеры массивов 11,0×4,0×4,10 м.

Следующим шагом по увеличению монолитности оградительных сооружений из массивовой кладки было применение ячеистых (целлюлярных) массивов в порту Неаполь (рис. 12.5, *е*). Целлюлярные массивы представляют собой железобетонные ящики без дна со стенками и перегородками толщиной 0,7—1,0 м. При больших габаритных размерах массивов 12×6×3,6 м их масса получилась не более 180 т. Ящики устанавливаются краном на постель один на другой, стыки уплотняются свинцовыми или фибровыми прокладками, после чего колодцы заполняются подводным бетоном и бетонируется надстройка. Профиль волнолома получается монолитным. Однако

из-за недостаточной устойчивости при незаполненных массивах во время строительства, что неоднократно приводило даже при легком волнении к сдвигу массивов и из-за недостаточно высокой прочности подводного бетона дальнейшее применение таких конструкций не получило распространения.

Сооружения из массивов-гигантов. Массивы-гиганты представляют собой большие полые ящики-короба, по высоте соответствующие полному профилю подводной части сооружения. Эти короба, являющиеся как бы оболочкой будущего сооружения, изготовляются из железобетона, благодаря чему можно уменьшить толщину днища и стен. С помощью продольных и поперечных внутренних перегородок массив-гигант делится на отсеки, которые после установки его в проектное положение заполняются бетоном, камнем или песком. Благодаря внутренним перегородкам создаются необходимые жесткость и прочность, а также улучшаются условия производства работ и повышается надежность конструкции. Размеры массива-гиганта определяются в зависимости от высоты сооружения, действующих нагрузок и физико-механических характеристик грунтов основания на основе расчетов устойчивости сооружения, несущей способности основания, проверки плавучести и остойчивости массива-гиганта. Длина массива-гиганта должна составлять не более трех его высот. Расстояние между внутренними перегородками в продольном направлении массива-гиганта равно 3—4 м, в поперечном 4—6 м.

При заполнении наружных отсеков бетоном их ширина принимается равной 1,0—1,5 м, толщина днища 40—45 см, наружных стенок 25—30 см, внутренних 12—15 см. При заполнении наружных отсеков сыпучим материалом толщина наружных стен увеличивается до 0,6—0,8 м, а днища до 1,0 м. Массивы-гиганты армируются двойной арматурой. Бетонирование стен может осуществляться в скользящей инвентарной опалубке. До набора необходимой прочности бетона массивы-гиганты хранятся в специальных парках. Марка бетона не ниже В30. Конструкция короба массива-гиганта может изготовляться также из сборных железобетонных плит прямоугольной формы. Количество и размеры плит определяются в зависимости от габаритных размеров массива-гиганта, способа изготовления и монтажа. Стыки сборных элементов короба массива-гиганта выполняются путем сварки выпусков арматуры с последующим омоноличиванием. Спуск на воду массива-гиганта осуществляется с применением специальных устройств. Несмотря на большую массу, достигающую нескольких тысяч тонн, массивы-гиганты имеют запас плавучести и устойчивости, благодаря чему можно их буксировать к месту установки. Все работы по установке и буксировке массивов выполняются при волнении до 2 баллов и благоприятном прогнозе погоды не менее чем на 2 сут. В случае транспортировки массива-гиганта на плаву обязательно должны быть выполнены предварительно проверки его плавучести и остойчивости, заключающиеся в определении осадки массива-гиганта и обеспечении запаса его надводной части с учетом крена и действия волн. Осадка массива-гиганта должна быть такой, чтобы глубина между днищем и верхом каменной постели составляла не менее 1,0 м. Установка массива-гиганта в проектном положении осуществляется путем заполнения отсеков водой. Для этого в стенах, днище и перегородках массива-гиганта имеются отверстия диаметром 10—20 см для установки задвижек.

После установки массива-гиганта в проектное положение отсеки его заполняются, как правило, сыпучим материалом. Это камень, песок, гравий. При тяжелых гидрологических и ледовых условиях отсеки, примыкающие к наружным стенам, целесообразно заполнять бетоном. При больших ледовых нагрузках наружные стены массивов-гигантов нужно усиливать специальными противоледовыми поясами.

Отсеки с песчаным заполнением покрываются бетонными или железобетонными плитами для предохранения материала заполнения от вымывания при воздействии волнения. После заполнения массива-гиганта и установки желе-

зобетонных плит производится бетонирование надстройки.

При установке массивов-гигантов оставляются зазоры по длине шириной 20—25 см для обеспечения независимой осадки смежных секций. Для обеспечения волнонепроницаемости зазоров они могут быть выполнены в виде вертикальных пазов и гребней или путем заполнения пространства между торцами соседних массивов с выемками камнем.

Массивы-гиганты представляют собой довольно сложную и дорогостоящую конструкцию, для изготовления которой необходимо специальное оборудование. Поэтому массивы-гиганты целесообразно применять только при достаточно большом объеме работ. В практике известны случаи изготовления массивов-гигантов на базовых заводах с последующей транспортировкой их на большие расстояния (более 2000 миль)

Массивы-гиганты — изобретение русских инженеров-гидротехников. Впервые их применили в 1905—1909 гг. при строительстве портовых гидротехнических сооружений в Туапсе (рис. 12.6, *а*). На рис. 12.6 показаны также сооружения из массивов-гигантов, построенных в разное время в СССР, Италии, Японии.

В сложных геологических условиях на заиленных песках был возведен мол из массивов-гигантов в порту Сочи (рис. 12.6, *б*). Верхний слой илистого грунта толщиной 3,5 м был снят и заменен песчано-гравелистым грунтом. Сверху была отсыпана каменная постель высотой 6,5 м. Массивы-гиганты имеют ширину 11 м, благодаря чему обеспечивается достаточный запас устойчивости. Перегородками массив-гигант разделен на 4 отсека в поперечном направлении: два наружных шириной по 1 м заполняются бетоном, два внутренних шириной по 4 м заполнены песком. Толщина наружных стен 0,2 м. Как показал опыт эксплуатации, для условий значительных волновых нагрузок эта толщина явно недостаточна. К недостаткам профиля сооружения следует отнести излишнюю высоту каменной постели, что приводит к образованию режима разбивающихся волн и повышенным нагрузкам на сооружение.

В последующие годы массивы-гиганты получили широкое распространение в мировой практике портового строительства. Особенно широко применяются массивы-гиганты при строительстве оградительных сооружений в Японии и Италии.

В последнее время в Японии осуществляется строительство оградительных сооружений в объеме 30—40 тыс. м ежегодно.

Более половины этих сооружений возводится с использованием железобетонных массивов-гигантов. Применяемые конструкции массивов-гигантов унифицированы. На рис. 12.6, *в*, *г* приведены унифицированные массивы-гиганты двух типов.

Для изготовления массивов-гигантов в Японии широко используются плавучие доки. Применяется также способ изготовления массивов-гигантов в затапливаемых котлованах, на береговых полигонах со спусковыми дорожками.

Широко используются массивы-гиганты при строительстве оградительных сооружений на больших глубинах (до 30 м) в Италии. На рис. 12.6, *д*, *е*, *ж* показаны оградительные сооружения в итальянских портах. Отличительной особенностью этих конструкций является наличие выступающих в сторону моря консолей.

Стремление к уменьшению отражательной способности оградительных сооружений вертикального профиля и, следовательно, к снижению волновых нагрузок привело к появлению так называемых перфорированных оградительных сооружений. Такие сооружения имеют перфорированные лицевые вертикальные поверхности, волногасящие камеры и волногасящие надстройки.

Первым оградительным сооружением вертикального профиля, имеющим перфорированную лицевую стенку и волногасящую камеру, является мол Бе-Комо (Канада), построенный в 1964 г. (рис. 12.7, *а*). По имеющимся данным мол успешно эксплуатируется, в то время как мол из традиционных массивов-гигантов в этом же порту в результате шторма подвергся значительным деформациям и повреждениям.

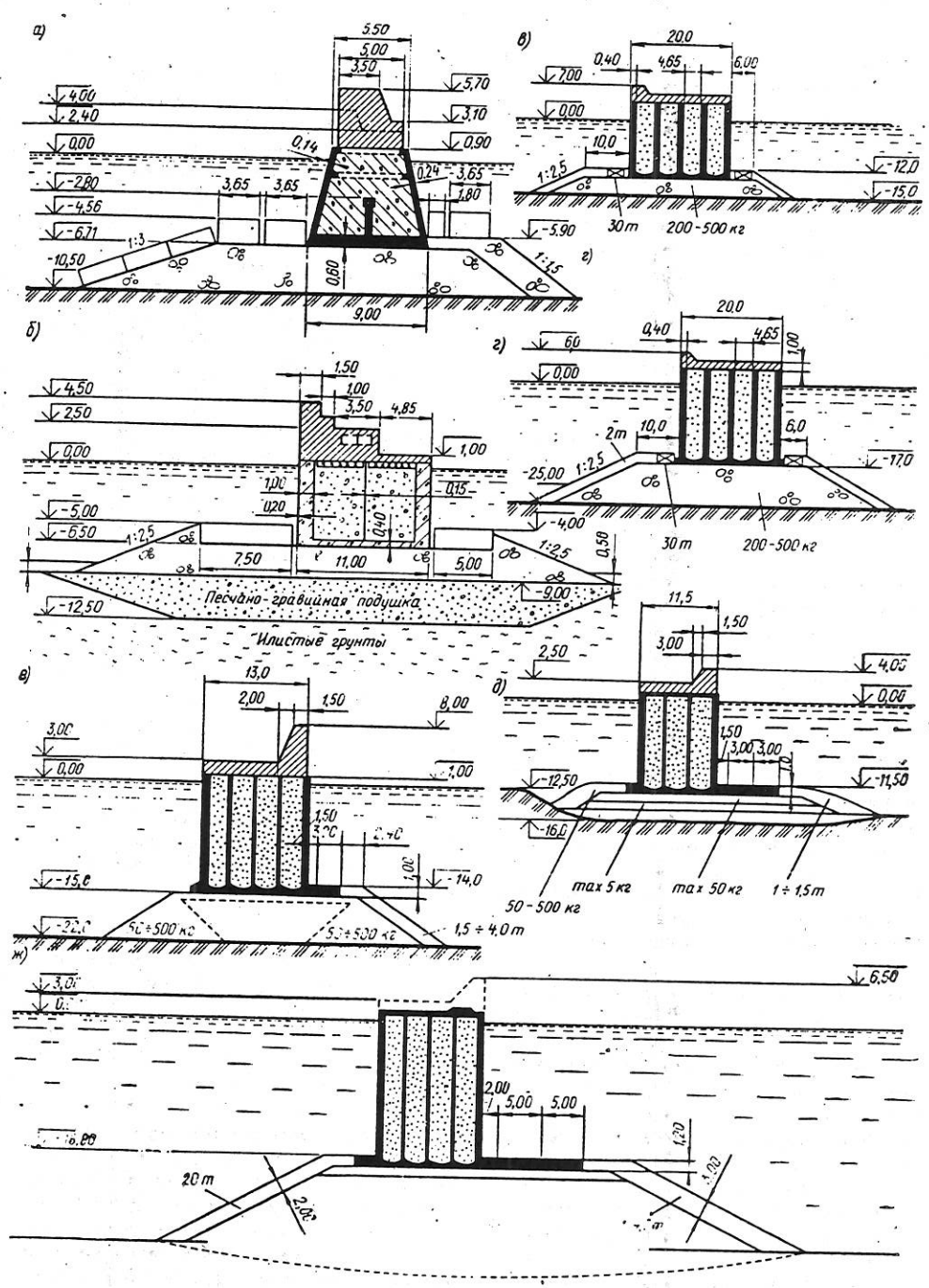


Рис. 12.6. Оградительные сооружения из массивов-гигантов:

а — волнолом из массивов-гигантов трапецендальной формы с бетонным заполнением (порт Туапсе); *б* — мол из массивов-гигантов прямоугольной формы с комбинированным заполнением (порт Сочи); *в*, *г* — типовые профили оградительных сооружений, строящихся в Японии; *д* — мол в порту Торонто (Италия); *е* — мол в Порто-Торрес (Италия), *ж* — мол в порту Генуя

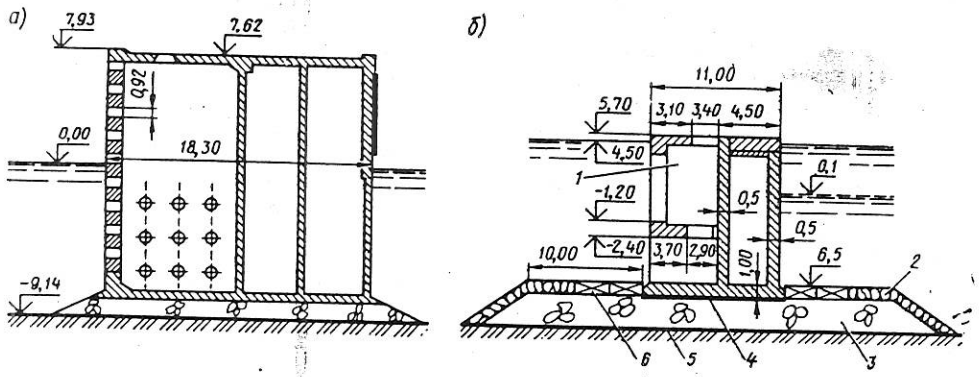


Рис. 12.7. Оградительные сооружения из массивов-гигантов с пониженной отражательной способностью:

а — мол в порту Бе-Комо (Канада); *б* — волнолом в порту Осака (Япония): *1* — волногасящая камера; *2* — камень; *3* — постель из камня массой 50—200 кг; *4* — асфальтовый мат; *5* — линия дна; *6* — берменные массивы

Принцип действия перфорированного оградительного сооружения заключается в следующем. Исходная волна, подойдя к вертикальной лицевой грани, имеющей отверстия, частично отражается, а частично проходит через отверстия в камеру, где уровень воды колеблется с частотой волны, но со сдвигом по фазе.

Вода, вытекая из камеры, создает поток, направленный в сторону, противоположную исходной волне. Основными факторами, обеспечивающими частичное гашение волны, в этом случае являются потери энергии при протекании воды через отверстия, влияние обратного потока, преобразование энергии волны в колебание уровня воды в камере.

Дальнейшим шагом в этом направлении является разработанная конструкция оградительного сооружения для портов Осака (Япония) (рис. 12.7, *б*). Это сооружение имеет волногасящую камеру коробчатого типа, расположенную в зоне уровня спокойного горизонта воды. Лицевая стенка имеет вертикальные щели размерами 5,7×0,5 м, составляющие 22 % площади стенки, и горизонтальные щели размерами 2,9××0,5 м.

Применение такой конструкции вызывает значительное (до 40 %) уменьшение нагрузок от разбивающихся волн по сравнению с обычным сооружением вертикального профиля и уменьшение отражения.

Сооружения из оболочек большого диаметра. Рекомендуется возводить в виде стенки, состоящей из одного или более рядов металлических или железобетонных оболочек круглого или полигонального сечения, устанавливаемых с зазором (или без зазоров) по фронту сооружения (рис. 12.8).

В головной части сооружения необходимо устанавливать дополнительный ряд оболочек. Сооружения из оболочек большого диаметра могут устраиваться с каменной постелью в основании и без нее.

Диаметр оболочки ($D_н$) и расстояние между рядами определяются расчетом общей устойчивости сооружения. При расположении оболочек в один ряд в предварительных расчетах можно принимать $D_н=(0,8—1,0)d_1$.

Зазор между оболочками по фронту сооружения из условий обеспечения требуемого волнового режима на прилегающем участке акватории принимается равным (0,05—0,075) $D_н$, но не более 1,0 м.

Оболочки могут быть монолитными или из сборных горизонтальных или вертикальных элементов со стыками соответственно по периметру оболочки или по образующим. Полость оболочки заполняется камнем, галечником, гравием или песком.

При заполнении оболочки песком и наличии каменной постели в основании оболочки устраиваются монолитная бетонная пробка, днище или обратный фильтр толщиной не менее 1,5 м из разнозернистого гравия. В этом случае следует также предусмотреть уплотнение горизонтальных стыков элементов оболочки.

Высота оболочки определяется из условия возвышения верха ее до 0,5 м над строительным уровнем воды. При отсутствии каменной постели оболочка должна быть заглублена в грунт основания до (0,15—0,30) d_b. Толщина стенок цилиндрических оболочек выбирается в пределах 0,2—0,4 м.

Надстройка выполняется из монолитного железобетона в виде плиты с парапетом. Плита перекрывает внутреннюю полость оболочки и тыловую впадину между соседними оболочками. Для исключения волнового воздействия на плиту снизу лицевая грань плиты надстройки с морской стороны выполняется криволинейной, повторяющей контур оболочки (рис. 12.8, *а*). Парапет размещается в диаметральной плоскости вдоль оси сооружения. Надстройка должна иметь температурно-осадочные швы, располагающиеся между оболочками.

При проектировании сооружений из железобетонных оболочек большого диаметра в дополнение к общим расчетам необходимо проверить: устойчивость элементов оболочки по горизонтальным стыкам, несущую способность и пригодность к нормальной эксплуатации оболочки и других элементов сооружения (прочность, выносливость, образование и раскрытие трещин), устойчивость на

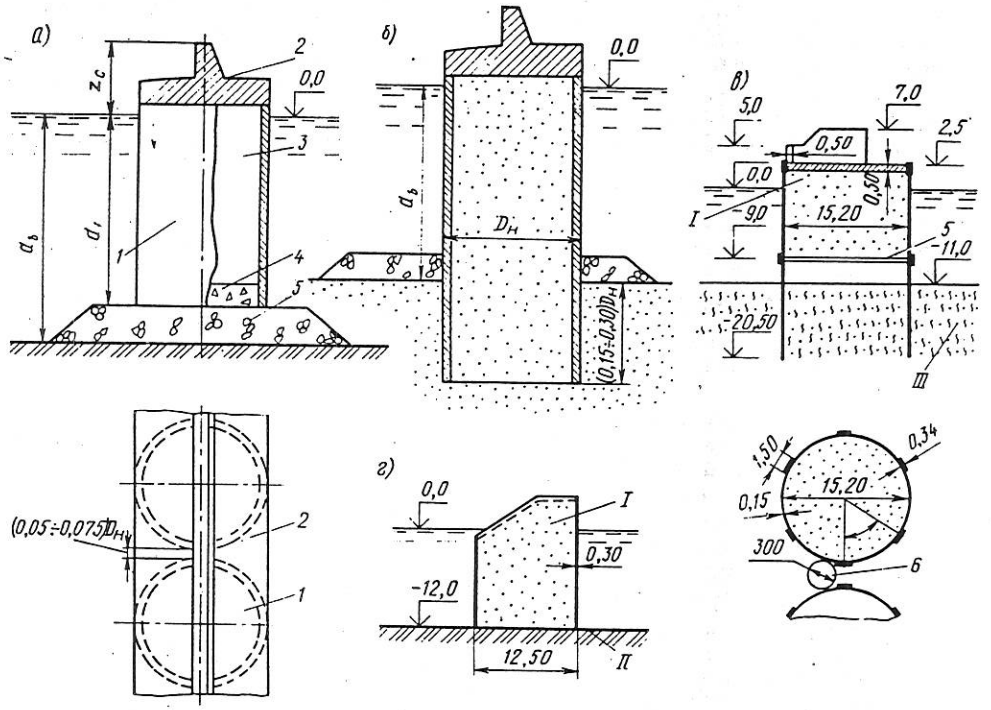


Рис. 12.8. Оградительные сооружения из оболочек большого диаметра:

а — сооружение с каменной постелью; *б* — сооружение без каменной постели; *в* — волнолом в порту Кобе (Япония) из предварительно напряженных железобетонных оболочек; *г* — мол в порту Хансхольм (Дания) из ненапряженных железобетонных оболочек; *1* — железобетонная оболочка; *2* — надстройка; *3* — грунт засыпки; *4* — обратный фильтр; *5* — каменная постель; *6* — уплотнение; *7* — стальная колонна; *I* — песок; *II* — скала; *III* — глина

стройки в случае ее свободного опирания на оболочку.

В качестве примеров оградительных сооружений с использованием оболочек большого диаметра являются волнолом в порту Кобе (Япония), мол в порту Хансхольм (Дания), волнолом в Брайтоне (Великобритания).

Волнолом в порту Кобе (рис. 12.8, *в*) выполнен из предварительно напряженных железобетонных оболочек с наружным диаметром 15,5 м, высотой 16,1 м и толщиной 0,15 м. Каждая оболочка состоит из двух секций. По шву между секциями устанавливается резиновое уплотнение. Полость оболочки заполнена песком. В районе шва заполнение выполняется из камня с обратным фильтром.

Промежутки между оболочками перекрываются стальными трубами диаметром 3 м, погружаемыми в грунт. Оболочки также погружены в грунт основания на 9,5 м. Нижние секции оболочки погружались в грунт вдавливанием под действием собственной массы оболочки и нагрузки от внешнего давления на крышку, герметично установленную на каждую секцию. Внешнее давление возникало при откачивании воды из полости оболочки.

Мол в порту Хансхольм (рис. 12.8, *г*) также выполнен из предварительно напряженных железобетонных оболочек с внешним диаметром 12,5 м, высотой 18 и толщиной стенок 0,30 м. В основании залегают плотные известняки, высота расчетной волны 4,5 м. Заслуживает внимания форма надстройки — наличие откоса в ее верхней части с углом наклона к горизонту около 30°. Такая форма надстройки приводит к существенному увеличению удерживающего момента благодаря появлению вертикальной составляющей волнового воздействия на откос надстройки, направленной вниз.

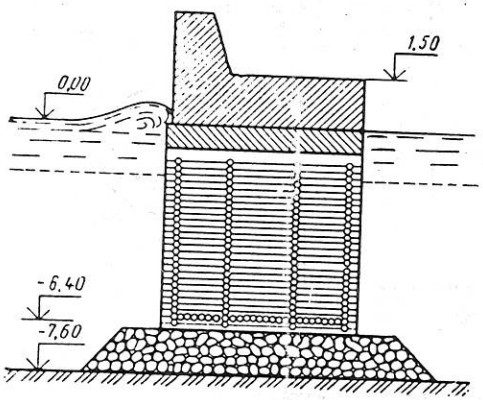


Рис. 12.9. Оградительное сооружение из деревянных ряжей

Одним из существенных недостатков оградительных сооружений из оболочек большого диаметра является тонкостенность конструкции, из-за чего снижается долговечность сооружения и ограничивается его применение в суровых климатических условиях.

Оградительные сооружения из деревянных ряжей. Это один из старейших типов сооружений. Такие сооружения были построены в Таллинне, Таганроге, Махачкале и других старейших портах страны.

Применять конструкции этого типа целесообразно в районах, где лес, предназначенный для изготовления ряжа, является местным строительным материалом и в воде отсутствуют древоточцы.

Ряжевый мол состоит из отдельных ряжей длиной до 50 м, шириной до 20 м и высотой до 10 м (рис. 12.9). Значительная длина отдельных ряжей объясняется большой гибкостью ряжевых конструкций, благодаря чему уменьшается опасность неравномерных осадок, присущих другим типам гравитационных сооружений, и появляется возможность увеличить расстояние между осадочными швами.

Ряж делится продольными и поперечными стенами на ячейки-банки размерами в плане от 1,5×1,5 м до 2,5×2,5 м. В основании ряжа может устраиваться днище.

В гидротехническом строительстве применялись главным образом два типа ряжей — сплошной и сквозной рубки. В ряжах сплошной рубки бревна скрепляются между собой врубками, ершами и сжимами. Бревна поперечных стенок ряжа (венцы) соединяются с бревнами продольных стенок (плетьми) с помощью врубок.

Бревна применяются длиной 6,0—8,5 м, диаметром 20—26 см. Бревно должно по длине перекрывать не менее двух ячеек-банок. Стыки бревен располагаются так, чтобы в одной ячейке-банке они были не чаще, чем в каждом третьем венце. Бревна скрепляются между собой ершами диаметром 16—19 мм, длиной в 2,5 раза превышающей диаметр бревна. Устанавливаются ерши вразбежку через 2,0—2,5 м. Для увеличения жесткости ряжа на каждом пересечении стен ставятся вертикальные бревна-сжимы диаметром 24—26 см. К нижним продольным бревнам (плетям) сжимы крепятся болтами диаметром 19—15 мм, а затем ершами диаметром 19 мм к каждому 3—4 венцу и каждой плети попеременно.

Обычно узлы соединения бревен у наружной стены усиливаются дополнительной установкой сжимов. Для лучшей сохранности выступающих элементов венцов устанавливают парные сжимы снаружи. Для особо ответственных конструкций применяют ряжи с двойной наружной стенкой.

Днище ряжа рубят из бревен диаметром 13—15 см или из пластин, полученных от распиливания бревен диаметром 20—22 см. Днище настилают вдоль ряжа по венцам второго ряда. Третий ряд венцов, прижимающих днище, соединяют с нижними двумя рядами венцов дополнительно металлическими хомутами.

В ряжах сквозной рубки применяются брусья, укладываемые в виде клеток внакладку. Брусья соединяются между собой болтами и скобами. Зазоры между брусьями в наружных стенках закладываются вкладышами-сухарями.

Ряж изготовляется такой высоты, чтобы после установки на постели и усадки верхняя поверхность его деревянных элементов находилась на уровне или ниже горизонта гниения древесины. После заполнения ячеек-банок ряжа камнем он перекрывается бетонной плитой, высота которой должна быть не менее разности отметок горизонта гниения древесины и рабочего горизонта воды в данном районе. На бетонной плите возводится надстройка.

Надстройка выполняется различной конструкции: из массивовой кладки, отдельных бетонных блоков или ряжевого типа. Следует отметить, что в водоемах с древоточцем возможно создание ряжевых конструкций из железобетонных элементов. В 1936 г. на одном из участков кавказского побережья Черного моря был запроектирован мол, в корневой части которого предусматривалось применение ряжа из железобетонных элементов.

В связи с большим расходом леса деревянные ряжи в настоящее время при возведении оградительных сооружений применяются только в исключительных случаях.

При проектировании оградительных сооружений из ряжей дополнительно к общим расчетам производятся расчет на сдвиг по швам между венцами, расчет на всплытие ряжа или отрыв нижних венцов ряжа и расчет отдельных элементов ряжа. При действии на ряж горизонтальной нагрузки от волн может произойти сдвиг венцов по швам и ряж деформируется. Наиболее опасным сечением при расчете на сдвиг является сечение между нижними двумя венцами.

§ 12.4. ОГРАДИТЕЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ ОТКОСНОГО ПРОФИЛЯ

В последнее время в мировой практике портостроения наиболее широкое распространение получили гравитационные оградительные сооружения откосного профиля. Причем, если ранее область применения таких сооружений ограничивалась глубинами не более 10—15 м, то в течение последних 15—20 лет благодаря развитию специальных технических средств, прогрессивных технологий производства работ и разработке новых конструктивных технологий элементов крепления откосов стало возможным сооружения откосного профиля применять для значительно больших глубин. Так, оградительный мол откосного профиля в порту Синиш, возведенный в 1973—1979 гг., располагается на глубинах до 50 м.

Гравитационные сооружения откосного профиля выполняются путем отсыпки, наброски, а в некоторых случаях и специальной укладки минерально-строительных материалов — камня, шебня, песка, искусственных бетонных блоков или комбинированного типа. Откосные сооружения возводятся практически на любых, в том числе и слабых, грунтах. Они ремонтопригодны, т. е. сравнительно легко восстанавливаются в случае повреждений.

В зависимости от конструкции основного тела сооружения и используемого материала различают следующие типы откосных гравитационных оградительных сооружений: из наброски несортированного или сортированного камня и земляные с неукрепленными или укрепленными откосами; из наброски обыкновенных или фасонных массивов на подстилающую каменную постель. Крепление откосов может производиться укладкой более крупного камня, обыкновенных бетонных массивов, фасонных блоков, а также с помощью асфальтовых или битумных составов.

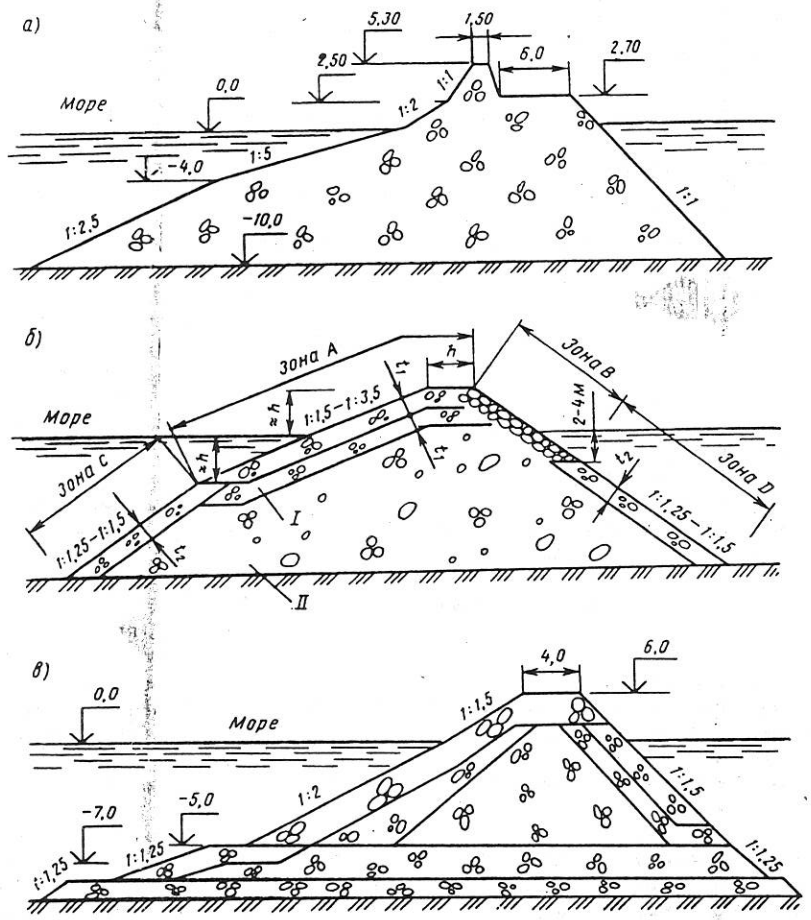


Рис. 12.10. Оградительные сооружения откосного профиля из каменной наброски:
а — из несортированного камня; *б* — типовой профиль сооружения из сортированного камня (США), *в* — мол из наброски сортированного камня (Либерия); *I* — камень массой до 1 т (фильтр); *II* — карьерные отходы с камнем массой до 2 т

Первые из возведенных откосных сооружений выполнялись путем отсыпки несортированного камня массой от 10 кг до нескольких тонн. Камень применяется преимущественно изверженных или твердых осадочных пород. Такие сооружения возводились при относительно небольшой глубине и слабом волнении. Для предохранения откоса сооружения, выполненного из наброски несортированного камня, от размыва при действии волн морские откосы делаются очень пологими от 1 : 8 до 1 : 12. Тыловой откос, в меньшей степени подверженный действию волнения, отсыпается более крутым с уклоном 1 : 1,25—1 : 1,5. Таким образом, сооружения из несортированного камня в своем большинстве имеют несимметричный профиль (рис. 12.10, *а*). Из-за распластанного профиля сооружения вследствие пологости откосов возникает большой расход камня, что является основным недостатком откосного сооружения из несортированного камня.

Меньший расход материала бывает при возведении откосного сооружения из сортированного камня (рис. 12.10, *б*, *в*). Для таких сооружений также используется камень изверженных и осадочных пород. В зависимости от крупности фракций применяющийся для возведения сооружений камень делится на следующие категории: карьерная мелочь массой до 5 кг; камень массой 5—100 кг относится к I категории; 101—1500 кг — ко II категории; 1501—4000 кг — к III категории; 4001—8000 кг — к IV категории. Наконец, каменные глыбы массой свыше 8000 кг относятся к V категории.

Строительство сооружения начинается с отсыпки его нижней части или ядра, выполняемого из мелкого камня или карьерных отходов. Поверх ядра отсыпают слои камня больших фракций. Причем крупность камня возрастает по слоям по мере приближения к внешнему контуру сооружения. Самый крупный камень укладывают в зоне уровня свободной поверхности воды и на гребне сооружения (рис. 12.10, *в*).

Значительное количество сооружений из сортированного камня построено в Великобритании (Плимут, Портланд), США (Тейконайт, Сен Пьер), Франции (Шербург), в портах Африки (Тема, Касабланка).

Ядро таких сооружений отсыпается из мелкого камня массой 10—150 кг. Верхняя часть тела сооружения и откосы покрываются более крупным камнем в 5—20 т в зависимости от расчетных параметров волн и крутизны откоса. Особенно надежно должен быть покрыт откос в районе уреза воды, где волновые воздействия достигают максимума. При укладке камня различной крупности размеры камня, находящегося в нижнем слое, должны быть больше зазоров между камнями, расположенными в верхнем слое, а их масса должна иметь отношение не менее 1 : 9. Морской откос устраивается более пологим с уклоном 1 : 1,5—1 : 3,5. Откосы сооружения с внутренней стороны имеют уклоны 1 : 1,25 — 1 : 1,5. При глубине у сооружения более 10 м морской откос устраивают более пологим в приурезовой зоне (1 : 3—1 : 5) и крутым в нижней части (1 : 1,5—1 : 2). Сооружения из наброски сортированного камня, как правило, имеют также сравнительно распластанный профиль и при глубинах более 10 м применение их уже весьма ограничено в связи с значительным возрастанием объема камня и стоимости сооружения.

На рис. 12.10, *б* показана принятая за рубежом схема поперечного разреза оградительного сооружения из сортированного камня. Масса камней в различных зонах тела сооружения и толщина защитных слоев t_1 и t_2 подбираются в зависимости от принятой крутизны откоса и расчетной высоты волны (табл. 12.3).

Характерным примером сооружения из сортированного камня может служить конструкция оградительного мола, возведенного в одном из портов Либерии (рис. 12.10, *в*). Особенностью этого сооружения является сложность профиля и большое количество типоразмеров каменных блоков максимальной массой до 8 т.

Из числа построенных в последние годы оградительных сооружений из сортированного камня может быть назван оградительный мол откосного типа с защитой откосов естественным камнем в порту Суапи (Бразилия).

Таблица 12.3

Высота волны, м	Морской откос и гребень сооружения					Тыловой откос		
	Уклон откоса в зоне A	Масса камня в зоне A, т	Масса камня в зоне C, т	Толщина защитного слоя и фильтра в зоне A, м	Толщина защитного слоя l_2 в зонах C и D, м	Уклон откоса	Масса камня в зоне B, м	Масса в зоне D, т
0,3—1,5	1: ,5	2	2	1,0	1,0	1:1,25	2	2
1,8—3,0	1:2	4	2—4	1,2	1,2	1:1,25	4	2
3,3—4,5	1:2,5	7	2—6	1,5	1,2	1:1,25	5	2—4
4,8—6,0	1:3	16	2—8	1,8	1,5	1:1,25	10	2—6
6,3—7,5	1:3,5	23	2—10	2,1	1,8	1:1,5	15	2—6

Примечание. Пористость наброски из сортированного камня 38—42%.

Недостатком сооружений из сортированного камня, из-за которого ограничивается их применение, является большая трудоемкость работ по заготовке и транспортировке каменных блоков. Обычно выход глыб массой 8—10 т в карьерах составляет не более 5—7 % общего объема разрабатываемого камня.

В этой связи более предпочтительными являются сооружения откосного профиля из сортированного камня с прикрытием морского откоса наброской или укладкой обыкновенных бетонных массивов или фасонных блоков. Обыкновенные массивы, применяемые в таких сооружениях, имеют массу до 100 т, благодаря чему можно увеличить крутизну морского откоса до 1 : 1,5—1 : 2 и значительно уменьшить таким образом ширину сооружения на уровне дна. Минимальная толщина слоя наброски из обыкновенных массивов принимается не менее удвоенной длины отдельного массива, размеры сторон которого обычно имеют такое соотношение 1 : 1 : 1,5.

Примером подобного сооружения является мол Ватье, построенный в Алжирском порту для условий сильного волнения (h=7,5 м, λ=150 м). Морской откос крутизной 5 : 9 покрыт призматическими массивами массой 50 т по подстилающему слою из камня массой до 4 т. По гребню сооружения возведена бетонная надстройка. Более 2/3 объема сооружения составляет несортированный камень. При большой глубине (d_b=36,5 м) профиль следует считать экономичным и вполне устойчивым.

На рис. 12.11 показано характерное сечение оградительного мола порта Карбонерос (Испания). Внешний откос сооружения, выполненного из наброски камня, защищен бетонными массивами. Соотношение размеров массива принято 1 : 1 : 1,3, масса массива изменяется от 18 т на корневом участке до 80 т на головном. Расчетная высота волны h= =8 м, период 14 с.

Основными недостатками сооружения с использованием для защиты откосов

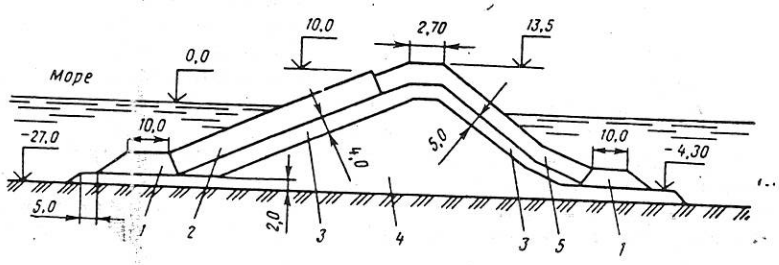


Рис. 12.11. Мол порта Карбонерас (Испания):
1 — камень массой 1—4 т; *2* — бетонные массивы массой 80 т; *3* — камень массой 0,2—2 т; *4* — карьерная мелочь; *5* — бетонные массивы массой 58 т

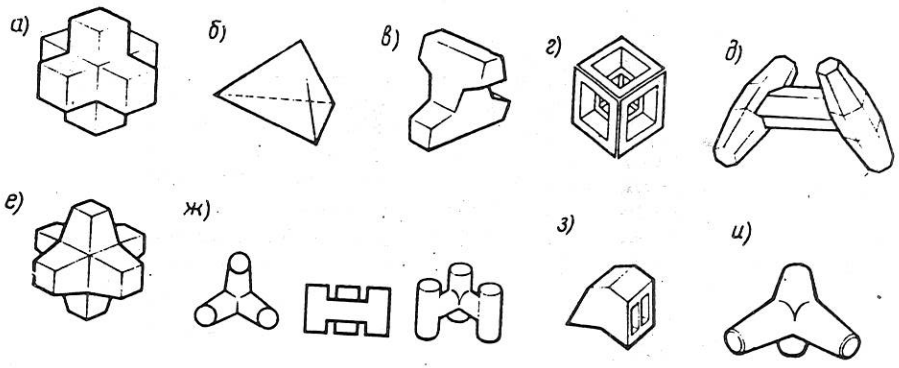


Рис. 12.12. Типы фасонных блоков:
а — гексалег; *б* — тетраэд; *в* — экмон; *г* — коб; *д* — долос; *е* — гексапод; *ж* — трибар; *з* — свиблок; *и* — тетрапод

обыкновенных массивов являются: значительная масса отдельных элементов (массивов); незначительная сцепляемость массивов между собой, из-за чего приходится делать откосы более пологими; незначительная пустотность, всего 15—25 %, и большая волнопроницаемость сооружения.

Эти недостатки частично устраняются при использовании для защиты откосов фасонных блоков. Первым типом фасонных блоков были тетраподы. Они использовались при строительстве защитной дамбы в порту Сус в Тунисе в 1952 г. В последующем фигурные блоки различных типов (рис. 12.12) стали широко применяться в оградительных сооружениях: тетраподы (Франция, СССР), стабиты (Великобритания), трибары (США), тетраэдры (Япония) и др.

При использовании фасонных блоков можно значительно увеличить объем пустот тела сооружения и уменьшить расход бетона. Несмотря на увеличение объема пустот благодаря неправильной криволинейной форме фасонных блоков достигается хорошее гашение энергии волн и снижается волнопроницаемость сооружения.

Из-за лучшего зацепления фасонных блоков между собой можно уменьшить массу отдельных блоков и увеличить крутизну откоса до 1 : 1. По данным лабораторных исследований, одинаковую устойчивость на откосе при h=6 м имеют такие бетонные массивы: призматические массой 30 т, тетраподы 20, стабиты 19, трибары 17, экмоны 13 т. Фигурные массивы имеют более низкую волновую проницаемость. Благодаря этому можно выбрать экономичную конструкцию, несмотря на сложность изготовления фигурных массивов.

Для защиты акватории порта Рота (Испания) от волн высотой h=5 м в 1958 г. был возведен мол длиной 2,1 км из камня-известняка с защитным покрытием из тетраподов массой 25 т.

Благодаря использованию тетраподов стало возможным придать морскому откосу уклон 1 : 1,5. Слой тетраподов подпирается снизу каменной призмой. Мол был возведен пионерным способом за 3 года с расходом камня 2,16 млн. т и бетонных массивов общей массой 233 300 т.

В 1977—1981 гг. был построен новый порт Жорж-Ласфар (Марокко), акватория которого защищена молами из каменной наброски с прикрытием морского откоса тетраподами (рис. 12.13). Высота расчетной волны 9 м.

Защитное покрытие откосов может быть выполнено путем укладки фасонных блоков, в частности, тетраподов. Укладка тетраподов может производиться по нескольким схемам. На рис. 12.14 показаны разработанные в Черноморниипроекте схемы укладки тетраподов. Значения основных параметров, характеризующих схемы укладки тетраподов, показанных на рис. 12.14, приведены в табл. 12.4 (a_1 — расстояние между осями рядов тетра-

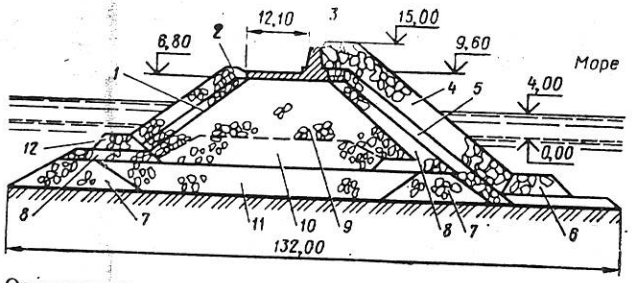


Рис. 12.13. Оградительное сооружение откосного типа с защитой откосов тетраподами мол порта Жорж-Ласфар, Марокко)

1 — сортированный камень массой 0,5—2 т; *2* — два слоя кубических бетонных массивов массой 7 т; *3* — бетонная надстройка; *4* — два слоя тетраподов массой до 50 т; *5* — сортированный камень массой 1—3 т; *6* — упорная призма из камня массой 5—7 т; *7* — призмы по краям постели из камня массой до 1,5 т; *8* — слой сортированного камня; *9* — верхний ярус ядра из камня массой до 1,5 т; *10* — нижний слой ядра, камень массой до 500 кг; *11* — постель из камня массой до 500 кг; *12* — упорная призма из камня массой 1—3 т

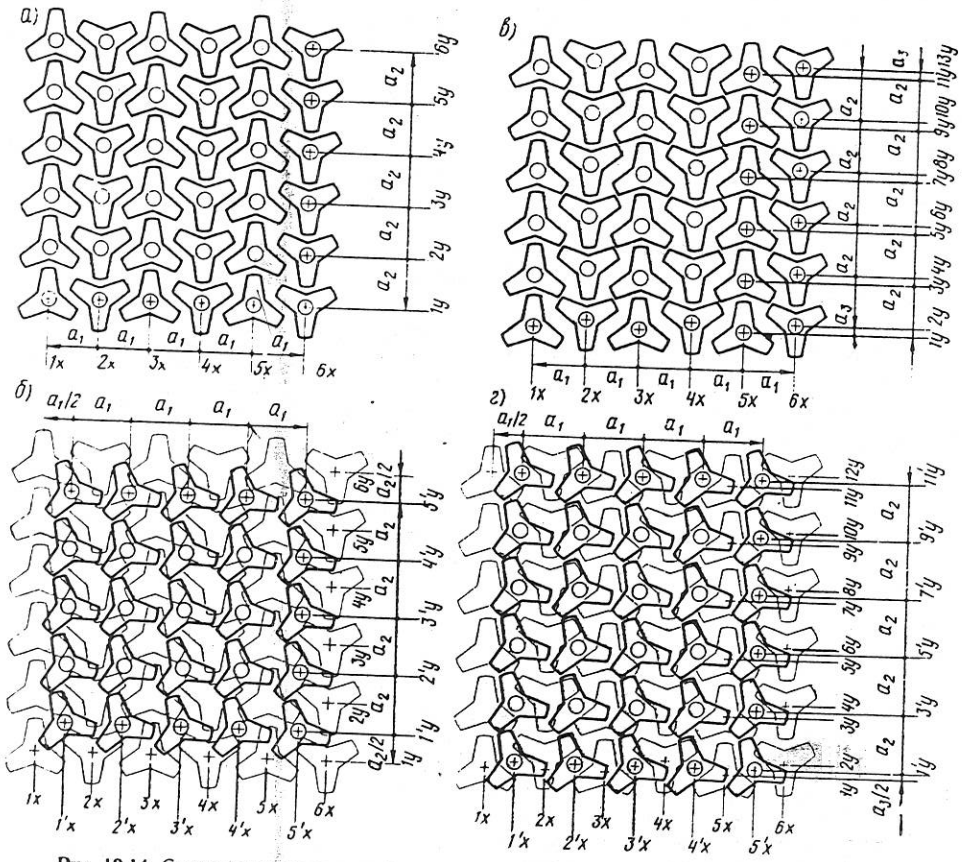


Рис. 12.14. Схемы укладки тетраподов:

а — первый слой тетраподов по схеме I; *б* — второй слой по схеме I; *в* — первый слой тетраподов по схеме II; *г* — второй слой по схеме II

подов в продольном направлении; a_2 — то же, в поперечном направлении; t — толщина двухслойной укладки тетраподов).

Широкое распространение при возведении оградительных сооружений получил другой тип фасонных блоков — долосы. До настоящего времени в мире уже построено более 20 оградительных сооружений с использованием долосов в качестве элементов защитного покрытия откосов. Наиболее характерным примером подобных сооружений является Западный мол глубоководного порта Синиш (Португалия), головная часть которого выходит на глубины до 50 м (рис. 12.15). Расчетные параметры h=11 м и τ=11,5 с. Высота надстройки над нулевым уровнем воды 19 м. В основании сооружение имеет песчаную постель. Для изготовления долосов использовался бетон марки В 400, масса долосов 15 и 42 т.

26 февраля 1978 г. в период действия довольно сильного шторма (высота волны около 9 м) произошло разрушение отдельных участков сооружения. В частности, было разрушено или сильно повреждено свыше половины по длине верхнего строения и защитного покрытия морского откоса. Почти половина 42-тонных долосов была разбита. По оценке специалистов одной из главных причин аварии была ошибочная оценка гидрометеорологического режима и, в частности, заниженные параметры расчетных волн, особенно их период. Авария мола порта Синиш еще раз показала, что при проектировании оградительных сооружений особое внимание должно быть уделено получению надежных данных по основным параметрам гидрометеорологического режима и особенно режима волнения в заданном районе.

Таблица 12.4

Марка тетраподов	Высота тетраподов, H, м	Объем тетраподов, м³	Расстояние между тетраподами, м		t, м	Количество тетраподов на 100 м², шт.	Минимальная масса камня подстилающего слоя, т
			a_1	a_2			
Т-1,5	1,34	0,625	1,07	1,22	1,78	153,3	0,19
			1,18	1,22		138,9	
Т-3,0	1,70	1,25	1,35	1,55	2,26	94,9	0,38
			1,50	1,55		86,0	
Т-5,0	2,07	2,083	1,67	1,81	2,75	62,7	0,63
			1,82	1,91		57,5	
Т-7,8	2,35	3,25	1,88	2,14	3,12	49,7	0,98
			2,07	2,14		45,1	
Т-13	2,79	5,42	2,23	2,54	3,71	35,3	1,63
			2,45	2,54		31,2	
Т-20	3,10	8,33	2,48	2,82	4,12	28,6	2,5
			2,73	2,82		26	
Т-25	3,35	10,42	2,68	3,05	4,72	24,5	3,13
			2,95	3,05		22,2	

Примечание. Значения a_1, a_2 и количество тетрапедов указаны в числителе для I схемы укладки, в знаменателе для II схемы.

В последнее время в мировой практике, особенно в Нидерландах и Бельгии, широкое распространение получает защита откосов оградительных сооружений с применением битумных материа-

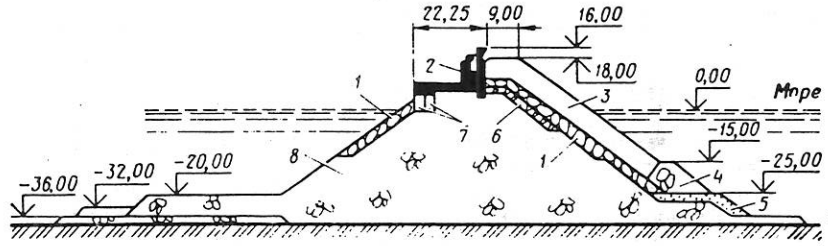


Рис. 12.15. Сооружение откосного типа с защитой откосов долосами (мол порта Синиш, Португалия):

1 — защитный слой камня массой 3—6 т; *2* — железобетонное верхнее строение с волноотбойной стенкой; *3* — защитное покрытие из долосов массой 42 т; *4* — берма из камня массой 16—20 т и 9—20 т; *5* — камень массой 0,5—3 т; *6* — защитный слой камня массой до 1 т; *7* — бетонные массивы; *8* — несортированный камень

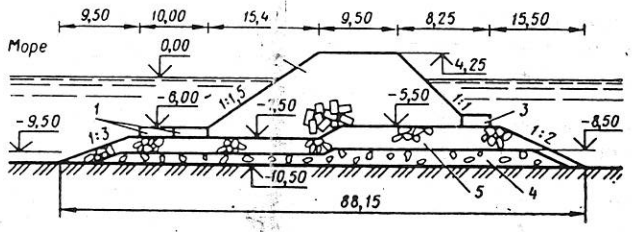


Рис. 12.16. Оградительное сооружение из массивовой наброски — удлинение южного мола порта Поти:

1 — берменные массивы; *2* — массивы массой 40 т; *3* — бордюрные массивы; *4* — песчано-гравийная подушка; *5* — каменная постель

лов (асфальтобетон, песчаная мастика и др.). Некоторые из применяемых битумных материалов имеют следующий состав: асфальтобетон — битум (6 %), песок (28 %), заполнитель (20 %), камень (46 %); песчаная мастика — битум (20 %), заполнитель (20 %), песок (60 %); фикстон — камень крупностью 20—40 мм (80 %), песчаная мастика (20 %).

Одним из рациональных современных видов откосного сооружения при глубинах, не превышающих 10—12 м, является волнолом, полностью состоящий из наброски бетонных массивов, расположенных на каменной постели без устройства сплошной бетонной надстройки (рис. 12.16). Сооружения этого весьма экономичного профиля были возведены во многих портах мира (Порт-Саид, Одесса, Поти и др.). Основанием сооружения служит постель, состоящая из ядра (карьерная мелочь и камень до 30 кг) и верхнего покрытия толщиной 1—1,5 м из камня массой 100—200 кг. Постели придается форма уступа со стороны гавани, благодаря чему обеспечивается надежный упор бетонной наброски и сокращается количество бетонных массивов. Масса массивов в зависимости от высоты волны принимается равной: призматических 25—50 т (при крутизне морского откоса 1 : 1,25—1 : 2) и фасонных 15—35 т (1 : 1—1 : 1,25). Для предохранения массивов от раскатывания по основанию бетонной наброски укладываются бордюрные массивы. Ширина сооружения на уровне спокойного горизонта должна обеспечить полное гашение волн. Так как наброска обладает большой пористостью (43—48 %), то при ширине, равной (3—3,5)h, происходит полное гашение волн в наброске. Как недостаток этого вида сооружения, следует отметить проходимость наносов через зазоры между массивами.

При проектировании гравитационных оградительных сооружений откосного профиля необходимо определить возвышение гребня над расчетным уровнем, форму и основные размеры поперечного сечения (ширина профиля на уровне уреза воды, заложение откосов), тип, состав и массу материалов и изделий, используемых при возведении сооружения. Одним из главных вопросов является точное определение необходимой минимальной массы элементов наброски.

В настоящее время в различных странах применяются более десяти расчетных формул для определения массы элементов наброски.

В нашей стране в соответствии с действующими нормами [СНиП 2.06.04—82 «Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов)»] откосное сооружение по высоте разбивается на две зоны: первая — от гребня сооружения до глубины на отметке $z=0{,}7h_{1\%}$ и вторая — ниже глубины $z=0{,}7h_{1\%}$. При расположении камня, массива или блока в первой зоне его масса m определяется по формуле

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

где k_{fr} — коэффициент, учитывающий форму элемента, определяемый по табл. 12.5;

ρ_m — плотность материала, из которого выполнен элемент, т/м³;

ρ — плотность воды, т/м³;

φ — угол наклона откоса к горизонту.

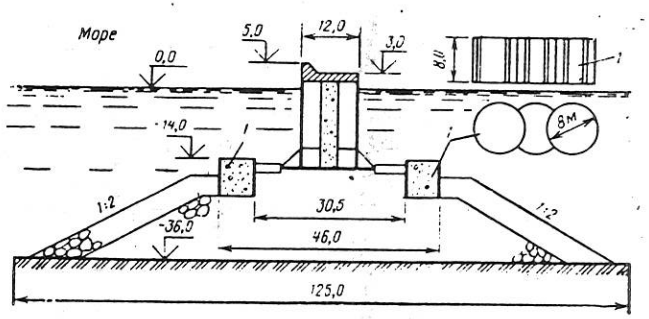


Рис. 12.17. Оградительное сооружение смешанного типа — волнолом в порту Офунато (Япония):

1 — ячейки листовой стали с заполнением препакт-бетоном

Во второй зоне масса элементов может быть определена из выражения

$$m_z=me^{-\left(\frac{7.5z^2}{h\bar{\lambda}}\right)}.$$

Возвышение гребня сооружения над расчетным уровнем ориентировочно может быть принято равным высоте расчетной волны (h), а ширина сооружения на уровне спокойного горизонта равной (3,5—4,0)h.

При возведении оградительных сооружений на больших (d_b>20—25 м) глубинах и слабых грунтах дна наиболее рациональной является конструкция оградительного сооружения смешанного типа. Такое сооружение представляет собой вертикальную стенку, имеющую в основании высокую каменную постель. Высотой обычно считают такую постель, когда отношение d_l (глубины над подошвой стенки) к d_b (глубины до дна) не превышает 0,80—0,75.

Характерным примером оградительного сооружения смешанного типа может служить волнолом в порту Офунато (Япония) (рис. 12.17). Этот волнолом построен для защиты порта, расположенного в заливе того же наименования, от действия волн цунами с параметрами h=4 м, τ=10 с. При расчете была учтена сейсмичность района порядка 7 баллов, в связи с чем профилю мола было придано усиленное сечение. Ядро каменной постели выполнено из камня крупностью 10—15 кг с покрытием откосов камнем массой 300—1000 кг. Границы берм с обеих сторон были окантованы металлическими цилиндрами диаметром 8 м с заполнением их подводным бетоном. Вертикальная часть выполнена из массивов-гигантов с песчаным заполнением. Всего было установлено 48 массивов. При строительстве было затрачено камня для наброски 1 132 320 м³.

При проектировании оградительных сооружений смешанного типа особое внимание следует обратить на определение волновых нагрузок. Наличие в основании стенки высокой каменной постели приводит к значительному изменению характеристик волнового режима по сравнению с режимом стоячих волн.

Происходит подъем средней волновой линии, следствием чего являются подъем гребня и заострение его вершины. Впадины же становятся более пологими. Происходит также нарушение симметрии волнового профиля относительно вертикали, проходящей через вершину волны. Значительные изменения претерпевает скоростное поле в объеме жидкости над поверхностью бермы. Происходит возрастание скорости на поверхности откоса и бермы. Изменяются значения давления в точках по высоте стенки. Особенно резко увеличивается давление в нижней части стенки. Эпюра давления в точках по высоте стенки определяется следующим образом.

Таблица 12.5

Элемент крепления	Коэффициент k_{fr} при	
	наброске	укладке
Камень	0,025	—
Обыкновенные бетонные массивы	0,021	—
Тетраподы	0,008	0,0058
Диподы	0,0057	0,0049
Трибары	0,0057	0,0034
Гексалеги, гексабиты	0,0043	0,0034
Пентаподы	0,0042	0,0034

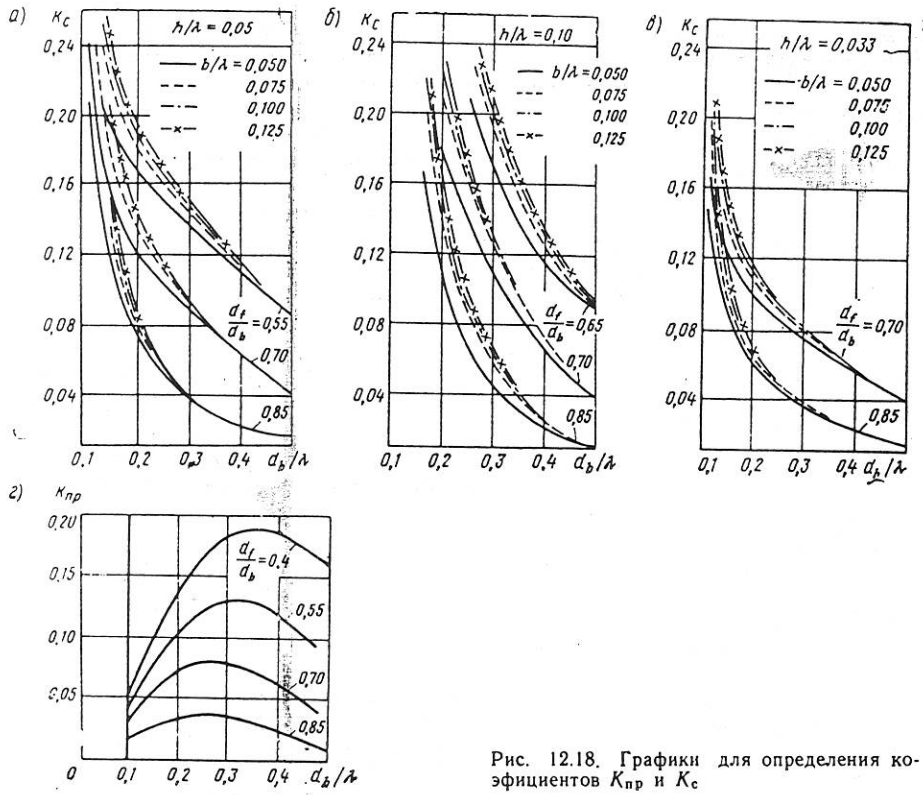


Рис. 12.18. Графики для определения коэфициентов $K_{пр}$ и K_c

На первом этапе расчета определяется значение высоты волны (h_c), подошедшей непосредственно к стенке. Учитывая отражение энергии исходной волны от поверхности постели, а также потери энергии при прохождении волны над поверхностью откоса и бермы, высоту волны определяем по формуле

$$h_c = h\,(1 - K_{пр})\,(1 - K_c),$$

где $K_{пр}$ — коэффициент, учитывающий отражение волны от каменной постели, определяется по графику на рис. 12.18, *г* в зависимости от относительной глубины (d_b/λ) и относительной высоты (d_f/d_b) постели;

K_c — коэффициент, учитывающий уменьшение высоты волны над бермой, определяется по графикам на рис. 12.18, *а*, *б*, *в* в зависимости от относительной ширины бермы (b/λ), относительной высоты постели (d_f/d_b), относительной глубины перед сооружением (d_b/λ) и крутизны исходной волны (h/λ).

Принимая полученное значение h_c за расчетную высоту волны h и глубину на берме d_f за расчетную глубину d по методике, изложенной в гл. 3, строим эпюру волнового давления.

§ 12.5. СВАЙНЫЕ И СПЕЦИАЛЬНЫЕ ТИПЫ ОГРАДИТЕЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Свайные оградительные сооружения. Свайные конструкции относятся к старейшим типам морских гидротехнических конструкций, возводимых на слабых грунтах. Оградительные сооружения на деревянных сваях значительно экономичнее ряжевых конструкций. Для сооружений на сваях затрачивается меньше леса, и они менее трудоемки. Первоначально оградительные сооружения состояли из двух параллельных рядов деревянных свай, соединенных между собой анкерами, пространство между рядами заполнялось каменной отсыпью. Со временем конструкции совершенствовались. Наряду с простыми деревянными сваями появились шпунтовые, а затем железобетонные и стальные. Благодаря наличию в стальных сваях шпунтовых замков стало возможным применить более совершенный ячеистый тип конструкции с сечением ячеек в плане круглой и овальной форм и заменить каменный заполнитель грунтовым (обычно песчаным). Оградительные сооружения свайной конструкции значительно проще гравитационных. Они не нуждаются в специальной подготовке основания и устройстве несущей каменной постели. Требования к грунтам основания у них менее строгие, возможна высокая степень индустриализации строительства.

Однако эти сооружения имеют в основе конструкции гибкие сваи, не обладают в большинстве применяемых конструктивных типов достаточной общей жесткостью, поэтому могут воспринять волновую нагрузку значительно меньшей интенсивности, чем гравитационные. Забитые в грунт сваи обладают незначительной сопротивляемостью внешним воздействиям. Учитывая, что на море период благоприятных условий весьма ограничен, необходимо работы производить узким фронтом, т. е. отдельными, полностью законченными небольшими участками, обеспечив заполнение грунтом пространства между сваями во избежание их поломки. Появляются дополнительные работы: в торцах участков необходимо создавать поперечные свайные перегородки, обеспечивающие сохранность грунта засыпки от размыва.

В последнее время начинают применять оградительные сооружения, основным несущим элементом которых являются козловые опоры из металлических труб, погружаемых в грунт. На опоры навешиваются волноотражающие экраны. Эти сооружения лишены большинства из указанных недостатков свайных оградительных сооружений.

Рассмотрим основные конструктивные особенности применяемых оградительных сооружений свайного типа.

Наиболее старым типом свайных оградительных сооружений является конструкция из *параллельных свайных рядов*. В практике нашли одинаковое распространение конструкции из деревянных, железобетонных и металлических свай (рис. 12.19, *а*, *б*, *в*). На рис. 12.19, *б* показана конструкция из железобе-

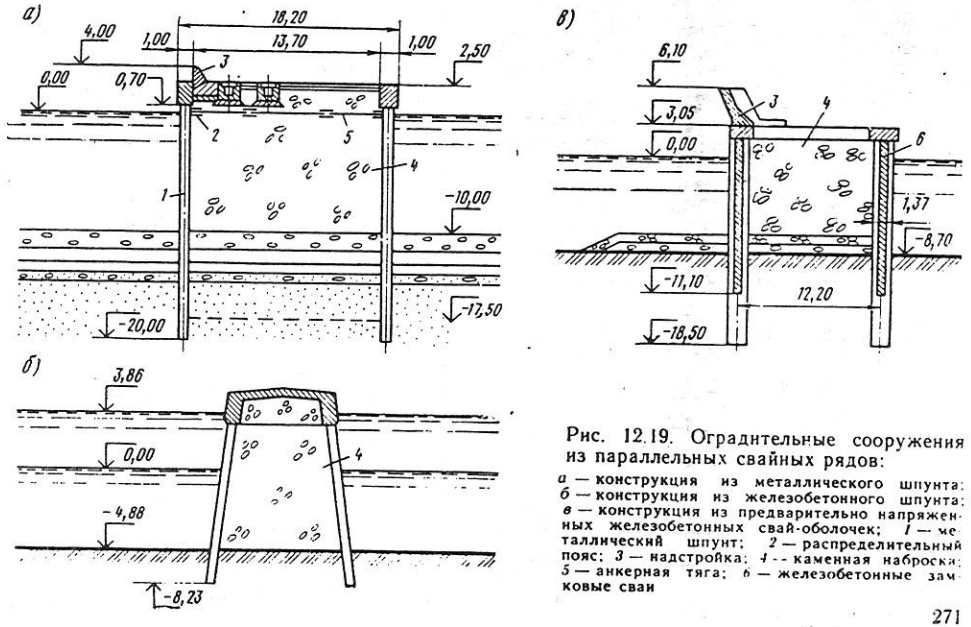


Рис. 12.19. Оградительные сооружения из параллельных свайных рядов:

а — конструкция из металлического шпунта; *б* — конструкция из железобетонного шпунта; *в* — конструкция из предварительно напряженных железобетонных свай-оболочек; *1* — металлический шпунт; *2* — распределительный пояс; *3* — надстройка; *4* — каменная наброска; *5* — анкерная тяга; *6* — железобетонные замковые сваи

тонного шпунта. Ряды шпунта забиты с наклоном 7 : 1 для увеличения устойчивости. На уровне высокого горизонта воды установлены металлические спаренные тяги. Тяги расположены через 1,5 м. Усилия от шпунта на тяги передаются через распределительные пояса, которые располагаются с внутренней стороны. Через 9 м по длине сооружения устроены диафрагмы из того же шпунта. Надстройка выполнена в виде монолитной шапочной плиты, соединенной со сваями. Глубина забивки шпунта около 3,5 м. Заполнение конструкции камнем произведено после установки анкеров в пределах секции между диафрагмами.

В ряде портов Советского Союза было построено несколько молов из деревянных и металлических парных рядов свай. Мол в одном из портов на юге страны состоит из двух рядов наклонных деревянных свай диаметром 24 см. Ширина мола поверху около 6,5 м. В средней части между свайными рядами забиты одиночные сваи в 3 ряда, которые служили подмостями при строительстве. Металлические анкеры диаметром 40 мм установлены с шагом 1,5 м. Заполнение выполнено камнем. Мол был построен на всю высоту деревянным, однако после прекращения осадки заполнения и частичного разрушения надводной части она была срезана до уреза воды и заменена бутовой надстройкой на цементном растворе.

Конструкция *ячеистого типа* представляет собой ряд замкнутых ячеек, стены которых выполнены из металлического шпунта. Ячейки в плане имеют вид сегментов с сопряженными диафрагмами, как это показано на рис. 12.20, *б*, или круговых цилиндров (рис. 12.20, *а*) с сопряжением в виде козырьков, перекрывающих пространство между ячейками. Полости ячеек заполняются песком или гравелистым грунтом, так как замковые соединения в шпунте обладают хорошей плотностью, благодаря чему исключается вынос грунта. Шпунт в данных конструкциях работает не на изгиб, а на растяжение, воспринимая радиальные нагрузки от грунта заполнения. В связи с этим в конструкциях применяют главным образом плоский шпунт. Наиболее сложными элементами ячеистых конструкций являются узловые точки, в которых сходятся два сегментных элемента и диафрагма. Узловой элемент выполняется из того же шпунта путем срезки с одной стороны замкового гребня с последующей сваркой крестообразного элемента. В связи с тем что ячеистые конструкции работают на растяжение, в них не требуется постановки анкерных устройств. В оградительных сооружениях значительно чаще применяются цилиндрические ячейки. Заполнение одной цилиндрической ячейки можно проводить на всю высоту после забивки шпунта. В сегментных конструкциях во избежание разрушения диафрагм, которые не рассчитываются на боковую нагрузку, производится заполнение одновременно нескольких ячеек с образованием перепада уровня грунта в смежных ячейках не более 2 м. На практике это приводит к опасности разрушения незасыпанных ячеек при внезапно наступившем шторме. При возведении ячеистых конструкций в северных морях на уровне ледостава с внутренней стороны ячеек необходимо предусматривать устройство противоледового пояса в виде железобетонной плиты толщиной 1,0—1,5 м (рис. 12.20, *а*). Верх ячеек обычно выводится до проектной отметки гребня сооружения, после чего в каждой ячейке устраивается бетонное покрытие толщиной 0,5—1,0 м. При устройстве надстройки не должно быть свесов надстройки в местах закругления ячеек. Такие свесы являются причиной образования больших динамических нагрузок от волн.

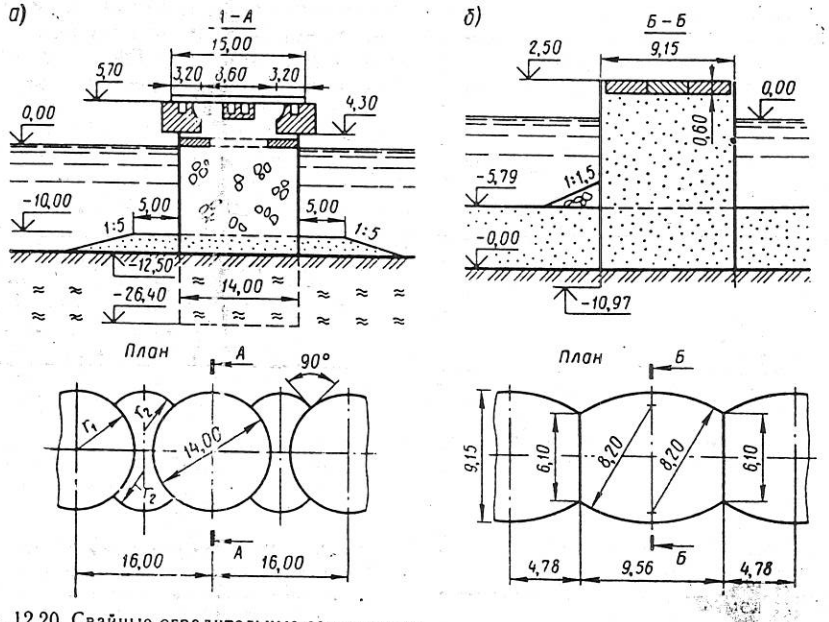
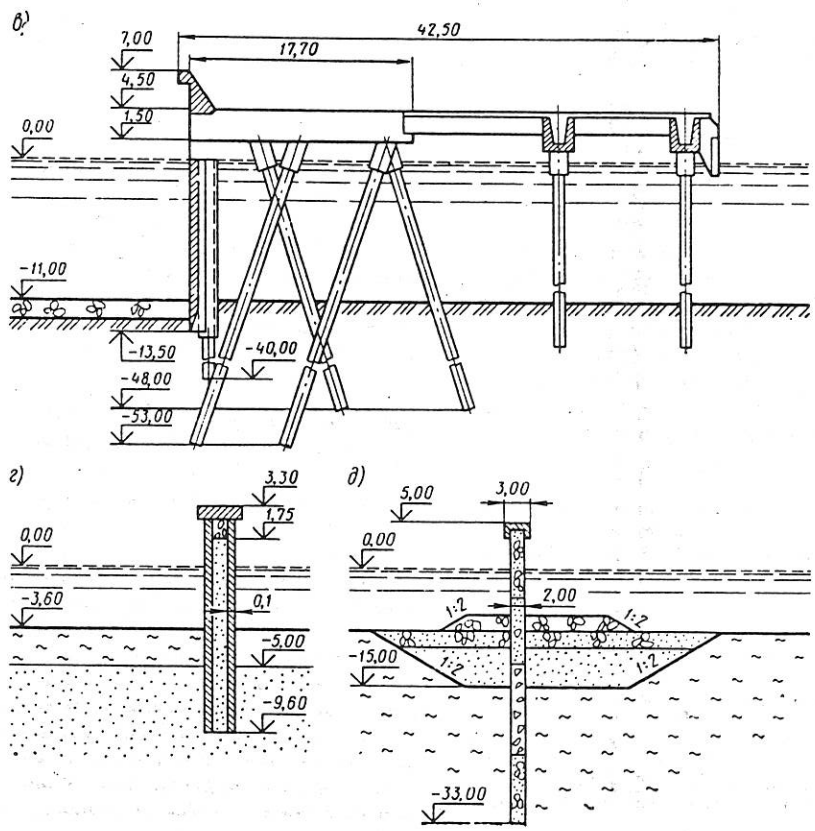


Рис. 12.20. Свайные оградительные сооружения:

а — мол с ячейками цилиндрического типа; *б* — мол с ячейками сегментного типа; *в* — оградительное сооружение в виде сквозной эстакады с вертикальной волноотбойной панелью; *г* — волнолом из железобетонных предварительно напряженных свай-оболочек диаметром 1,35 м (США); *д* — волнолом из стальных свай-оболочек диаметром 2 м (Япония)



Ячеистые сооружения представляют собой весьма простые быстро возводимые конструкции. Они могут быть применены на довольно слабых грунтах, являются экономичными. Однако на практике ячеистые сооружения применяются на сравнительно небольших глубинах (до 6—8 м). Наиболее уязвимым фактором в конструкции является коррозия металла, особенно в зоне переменного уровня и смачивания всплесками волн. Срок службы конструкции в связи с этим сокращается. Проблема решается применением шпунта из высоколегированных сталей, устройством катодных защит и покрытием поверхности металла красками и различными полихлорвиниловыми пленками.

Примером свайного оградительного сооружения в виде сквозной эстакады с вертикальной волноотбойной панелью является мол-причал в порту Манфредония (Италия) (рис. 12.20, *в*). Монолитная железобетонная плита верхнего строения, разделенная температурно-осадочными швами на секции длиной 110 м, шириной без парапета 16 м, опирается на основание из вертикальных и наклонных стальных свай диаметром 106 и 122 см. На плиту верхнего строения навешивается сборный железобетонный экран, заглубленный в нижней части в грунт на 2,5 м.

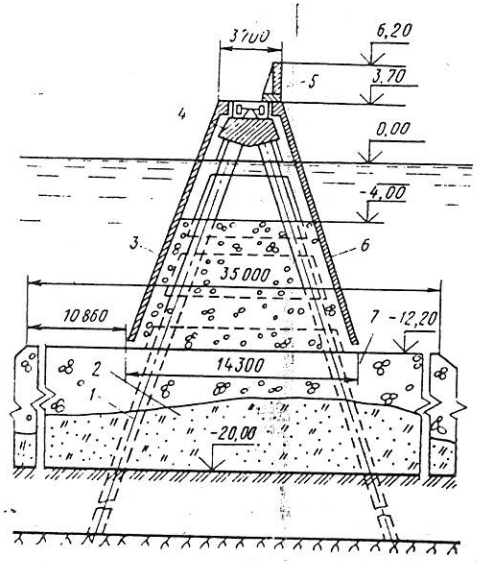


Рис. 12.21. Оградительный мол в Новороссийске:

1 — металлические козловые опоры; *2* — слой отсыпаемого песчано-гравелистого грунта; *3* — волнозащитный шатровый блок; *4* — оголовок козловых опор; *5* — сборные блоки парапета; *6* — засыпка волнозащитных шатровых блоков щебнем; *7* — постель из отсыпки камня-окола

В настоящее время в одном из портов Черного моря ведется строительство свайного оградительного сооружения оригинальной конструкции (рис. 12.21). Основным несущим элементом сооружения являются козловые опоры, образуемые погружаемыми в грунт наклонными металлическими трубчатыми сваями диаметром 1020 мм. Сверху на козловые опоры устанавливаются сборные железобетонные блоки, которые выполняют роль волноотражательного экрана. В основании устраивается развитая каменная постель. Пространство внутри сборного железобетонного блока также заполняется наброской из щебня.

Имеются примеры оградительных сооружений, устраиваемых из одиночных рядов железобетонных или металлических свай-оболочек (см. рис. 12.20, *г*, *д*).

Оградительные сооружения специальных типов. К числу оградительных сооружений специальных типов относятся: сквозные, плавучие, пневматические, гидравлические и другие нетрадиционные виды оградительных сооружений.

В конце XIX в. в некоторых северных портах России были возведены оградительные сооружения, сквозные по длине. Они состояли из отдельных деревянных ряжей, расположенных на некотором расстоянии один от другого. Эти конструкции просуществовали недолго. Они были разрушены штормами. В дальнейшем такой тип конструкции не применяется.

Широкое освещение в технической литературе получило первое оградительное сооружение — сквозное по высоте, созданное в 1932 г. в порту Веденсвиле на Цюрихском озере.

Начиная с 1937 г. сквозные по высоте оградительные сооружения широко исследуются в Советском Союзе. В это же время у Запорожского шлюза на оз. Ленина было построено сквозное по высоте оградительное сооружение.

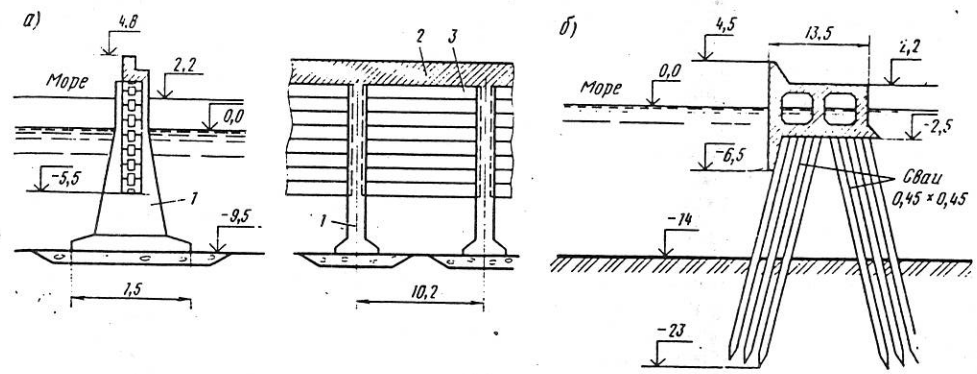


Рис. 12.22. Оградительные сооружения сквозного типа:

а — из монолитных гравитационных опор; *б* — волнолом на свайном основании; *1* — опоры; *2* — монолитная надстройка; *3* — балки экрана; *4* — пролетное строение; *5* — сваи

Принцип действия сооружений, у которых сплошная стенка преграждает путь волнению только в верхней части конструкции, основан на таком известном факте, что на больших глубинах, во много раз превосходящих высоту волны, основная часть волновой энергии концентрируется в верхнем слое воды.

Следовательно, при таком волновом режиме представляется целесообразным волногасящую конструкцию располагать только в верхней части оградительного сооружения, оперев ее на отдельные опоры, установленные на значительном расстоянии одна от другой. Сооружения такого типа могут оказаться значительно экономичнее гравитационных и обычных свайных конструкций.

Исследования, проведенные в Советском Союзе, показали, что оградительные сооружения, сквозные по высоте, целесообразно применять на озерах, водохранилищах и полузащищенных морских заливах, имеющих значительную глубину при небольшой высоте волны и большой ее крутизне. При длинных пологих волнах волногасящий эффект сквозных волноломов весьма низок.

В практике портового строительства сквозные сооружения не нашли до настоящего времени широкого распространения в связи со сложностью возведения, монтажа и омоноличивания конструктивных элементов, а также в связи с невысокими волногасящими свойствами при значительном волнении.

Основными параметрами сквозного оградительного сооружения, определяющими его волнозащитные свойства, являются: глубина погружения нижней части пролетного строения под уровень воды; возвышение надводной части пролетного строения; ширина основания пролетного строения. Из перечисленных параметров наибольшее значение имеет заглубление пролетной части, которое обычно делается от 2 до 3h. Возвышение верха из условия неперелива волн должно составлять примерно 1,5h. При использовании пролетного строения ящичного типа эффект гашения волн в значительной мере определяется шириной ящика. Причем для длинных волн увеличение ширины дает больший эффект, чем заглубление низа. Как показали исследования, при косом подходе волн волногасящие свойства сквозных волноломов улучшаются, особенно решетчатого типа. Экономический эффект применения сквозных оградительных сооружений по сравнению со сплошными сооружениями увеличивается с возрастанием глубины.

На рис. 12.22, *а* показана конструкция сквозного волнолома, состоящая из монолитных гравитационных опор, установленных с шагом 10,2 м. Фундаментная часть опор уширена и поставлена на каменную постель толщиной 1,2 м (основание — плотные мергели). По верху опоры связаны монолитной балкой-надстройкой в пределах секции длиной 30,6 м. Пространство между опорами за-

крыто экраном балочного типа (железобетонные балки двутаврового сечения) с заглублением под низший горизонт на 5,5 м при $h=2{,}5$ м.

На рис. 12.22, *б* показан волнолом, построенный в условиях глубин 14 м при действии волнения с параметрами $h=2{,}7$ м; $\lambda=40$ м. Пролетное строение на сваях $0{,}45\times0{,}45$ м, забитых с уклоном 7 : 1, представляет собой прямоугольный ящик с двумя полостями. Эти полости сделаны для облегчения конструкции и используются при омоноличивании ее со сваями. Верх сооружения поднят над водой на $1{,}6h$ и заглублен на $2{,}4h$ при ширине низа ящика около $0{,}3\lambda$. Волногашение составляет 80—82 %.

Волнолом сквозной конструкции из металлических свай двутаврового сечения, железобетонного оголовка и экрана из железобетонных балок сооружен в рыбной гавани близ порта Хиросима (Япония). Вертикальные сваи имеют длину 17,5—19 м и забиты с шагом 2 м. Длина наклонных свай 18,5—21,5 м.

В последние годы значительное внимание во многих странах стали уделять разработке различных типов *плавучих оградительных сооружений*. Объясняется это многими причинами, в том числе мобильностью этих сооружений, что дает возможность без значительных капитальных затрат создавать временные гавани, а также необходимостью защиты от волнения акваторий, когда применение сооружений традиционных типов оказывается нецелесообразным по экологическим или экономическим соображениям.

Плавучие волноломы состоят из волногасящих плавучих элементов, якорных связей и якорей.

Из плавучих элементов, длина которых может колебаться от 10 до 60 м, составляется профиль волнолома по периметру ограждения акватории. Плавучие элементы изготовляют из дерева, железобетона, металла и эластичного материала. По степени создаваемой плавучести различают волноломы со свободной и с избыточной плавучестью. В первом случае якорные цепи фиксируют плавучие элементы в условиях свободного плавания, обусловленных их массой и водоизмещением, допуская при волнении довольно значительные колебания. Во втором случае плавучие элементы притапливаются на расчетную глубину путем создания в спокойном состоянии предварительного или начального натяжения якорных цепей. В этом случае амплитуда колебаний плавучих элементов при волнении ограничена в узких пределах, что улучшает волногасящие свойства волнолома и повышает надежность статической работы его элементов. По принципу волногашения и статической работы плавучие волноломы можно разделить на 3 типа: плавучие емкости с якорным креплением; плавучие емкости с жесткими связями, шарнирно закрепленными на дне, типа «качающегося щита»; плавучие эластичные емкости из нетканых материалов с якорным раскреплением.

Несмотря на имевшие место многочисленные аварии плавучих оградительных сооружений, в мировой практике продолжаются теоретические, экспериментальные и натурные исследования по разработке более надежных сооружений. Основные исследования направлены на разработку: плавучих элементов, обеспечивающих возможно полное гашение волн без передачи больших усилий на якорные крепления; более надежных способов крепления цепей и канатов к понтонам; устойчивых конструкций мертвых якорей.

В последнее время широко ведутся работы по использованию отработанных автопокрышек для создания оградительных сооружений. На рис. 12.23 показана структурная схема плавучего волнолома из покрышек конструкции Черноморниипроекта. Практикой установлено, что волноломы из покрышек сохраняют плавучесть и рабочие свойства в течение одного-двух лет. Затем в результате намокания тканевого корда и утечек воздуха через микротрещины эти волноломы могут погружаться под воду. Для обеспечения более продолжительной плавучести полости покрышек рекомендуется заполнять вспененными материалами (полиэтилен, полиуретан и др.).

Пневматические волноломы появились после того, как было обнаружено, что волну можно гасить пузырьками воздуха, выходящего под давлением из отверстий перфорированных труб, уложенных горизонтально под дно водоема. Впервые пневматический волнолом был применен в 1907 г. для защиты от волнения входа в сухой док в Нью-Йорке. Затем его успешно применяли в США для гашения волны при спасении судна в Сарычевской бухте в 1908 г., для защиты нефтяного пирса в Калифорнии в 1915 г. и в других случаях. В дальнейшем после нескольких неудачных попыток применение пневматических волноломов прекратилось. В СССР систематические лабораторные и натурные исследования ведутся с 1930 г. и особенно успешно в последнее десятилетие. Получены хорошие результаты при гашении коротких крутых волн высотой до 4 м на глубоких водоемах, глубина которых превышает 2—4 высоты волны. Исследование эффекта гашения длинных и пологих волн в аналогичных условиях дало неудовлетворительные результаты. К таким же результатам привели исследования гашения волн различной длины и высоты на глубинах менее 3—4 высот волн.

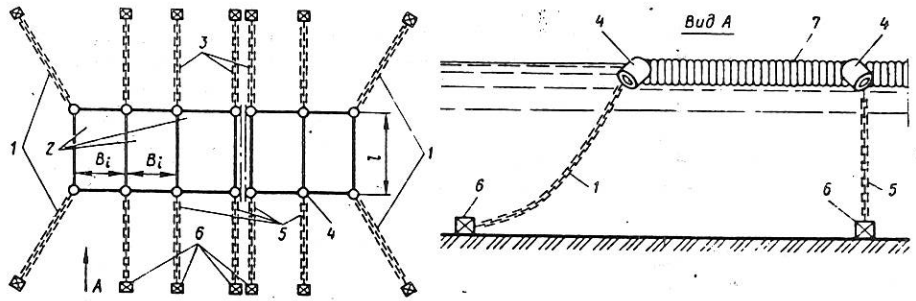


Рис. 12.23. Структурная схема плавучего волнолома из автопокрышек конструкции Черноморниипроекта:

1, 3, 5 — передние, тыловые и угловые якорные цепи; *2* — секции волногасителя; *4* — элементы плавучести; *6* — якорные массивы; *7* — автопокрышки

Пневматические волноломы могут применяться для защиты входа в порт при ограниченных размерах водных акваторий для следующих условий: глубина воды на месте установки пневматического волнолома должна быть не менее 3—4 высот волны и не менее 1/3 ее длины; волны должны быть короткие, крутые, высотой не более 4 м.

К преимуществам пневматического волнолома относятся: небольшая стоимость его возведения и возможность прохода над ним судов, к недостаткам высокая стоимость эксплуатационных расходов (для гашения волны высотой 3,5—4 м необходимо израсходовать 15 20 кВт энергии на 1 м погонной длины сооружения) и ограниченность его волногасящих свойств. Этим объясняется тот факт, что, за исключением единичных случаев (порты Иокогама, Дувр и некоторые другие), пневматические волноломы не получили широкого распространения.

Одним из главных волногасящих факторов пневматических волноломов является встречное поверхностное течение воды, образуемое при его работе. В основе *гидравлического волнолома* лежит идея создания установки для непосредственного образования только встречного поверхностного течения воды. С этой целью на уровне воды или с небольшим превышением до 1,0—1,5 м устанавливается трубопровод, снабженный по длине отверстиями, в которые вмонтированы специальной формы сопла, обеспечивающие равномерный выброс водяных струй в горизонтальном направлении, образующих мощное течение воды навстречу волне.

При взаимодействии с встречным течением воды резко увеличивается крутизна волны вплоть до критической, при которой она разрушается. Трубопровод для работы в стационарных условиях может закрепляться на свайном основании или же монтироваться на понтонах или на судах. Гидравлические волноло-

мы могут дать хорошие результаты при коротких, крутых волнах в глубоких водоемах и, особенно, при резком перепаде глубин дна (на откосе или в районе подводного обрыва).

Гидравлические волноломы могут применяться: для защиты акватории глубокого водоема ($d_b \geqslant 15$ м) при действии коротких ($\lambda = 30—35$ м) крутых волн высотой до 3—4 м; для временной защиты морской акватории при производстве гидротехнических работ; для продления рабочего периода плавучих средств технического флота (земснарядов, плавучих кранов и пр.); для защиты от волнения морских нефтяных сооружений, рыбопромысловых участков и пр.

К преимуществам гидравлических волноломов относятся: небольшая стоимость возведения и возможность применения в тех случаях, когда нельзя использовать другие способы гашения волны (продление рабочего периода судов технического флота и др.). К недостаткам — дорогая эксплуатация (намного выше пневматических волноломов), невозможность прохода судов на место его установки и ограниченность волногасящих свойств.

Глава 13

БЕРЕГОЗАЩИТНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

§ 13.1. КЛАССИФИКАЦИЯ СООРУЖЕНИЙ. СООРУЖЕНИЯ ПАССИВНОЙ ЗАЩИТЫ БЕРЕГОВ. ОСОБЕННОСТИ ИХ РАСЧЕТА

Берегозащитные сооружения предназначены для предохранения берегов от разрушения волнением, течением и льдом, а также для создания пляжей путем аккумуляции наносов. Часто берегозащитные сооружения возводят для предотвращения или ослабления развития оползневых процессов берегового склона в тех случаях, когда земляной массив находится в состоянии, близком к предельному равновесию, и подмыв берега может вывести его из равновесия.

Берегозащитные сооружения являются одними из наиболее распространенных конструкций морских гидротехнических сооружений. Их возводят как в пределах акваторий портов, так и на открытых морских побережьях. В первом случае они строятся в местах сопряжения основных портовых сооружений для защиты от размыва незастроенных участков береговой линии, а также для благоустройства территории порта.

Внепортовые берегоукрепления сооружаются для защиты от размыва участка сопряжения оградительного сооружения с берегом, прибрежной полосы с курортными комплексами, населенными пунктами, промышленными объектами, железными и автомобильными дорогами. Часто берегоукрепления создаются для защиты от размыва существующего или вновь отсыпанного пляжа, а также для защиты хотя и не застроенных, но ценных участков побережья, например Черного моря.

При осуществлении берегозащитных мероприятий можно применить два метода: пассивный и активный.

Сооружения пассивного метода непосредственно защищают береговой откос от воздействия волнения, течения и льда. Они выполняют пассивную роль, осуществляя только задачу сохранения участка берега, который существовал до их возведения. Сюда относятся берегоукрепительные стенки и сооружения откосного, полуоткосного и ступенчатого типов.

При активном методе возводятся сооружения, которые в значительной степени гасят энергию волн на подходе к берегу. При наличии соответствующих условий могут накапливаться наносы у берега, т. е. расширяется пляж, что способствует защите берега от разрушения (например, участки побережья в Керченском проливе). В рассматриваемом случае применяют сооружения в виде затопленных или иногда незатопленных волноломов, расположенных нормально к береговой линии конструкций, называемых бунами.

Часто применяются берегоукрепления комбинированного типа, где имеются сооружения активного и пассивного методов.

Для защиты береговой линии в портах применяют сооружения пассивного метода защиты. На открытом морском побережье в условиях интенсивного волнения чаще всего применяются активный метод защиты или сооружения комбинированного типа. В последние годы активный метод широко применяется и в тех случаях, когда рассчитывать на накопление наносов не приходится вследствие их отсутствия, а ставится лишь задача защиты от разрушения берега с искусственно отсыпанным пляжем (Одесса, Ялта, Сочи и др.). Обеспечение сохранности естественного или искусст-

венно созданного пляжа является лучшей гарантией защиты берега от разрушения.

Берегоукрепительные сооружения можно подразделить еще на поперечные (буны) и продольные (волноломы и все сооружения пассивного метода защиты).

Одной из серьезных причин разрушения берегов является дефицит вдольбереговых потоков наносов из-за сокращения твердого стока рек вследствие хозяйственной деятельности человека (строительство плотин и др.). Другой причиной является изъятие пляжевого материала для строительных целей. Еще одной причиной является строительство на побережье выступающих в море гидротехнических сооружений различного назначения, нарушающих установившийся режим движения наносов.

Интенсивные берегозащитные работы на Черном море были начаты в 1945 г. и имели целью ликвидировать последствия строительства Сочинского порта, из-за которого нарушается вдольбереговой поток наносов.

В настоящее время на Черноморском побережье СССР построено и продолжает строиться большое количество берегоукрепительных сооружений. Работы по защите южного берега Крыма и побережья г. Одессы считаются одними из крупнейших в мире.

Берегоукрепительные стенки. Условия работы стенок могут быть самыми различными в зависимости от наличия и состояния пляжа перед стенкой. На побережье, где нет защитной полосы пляжа, такие стенки быстро разрушаются и недостаточно эффективны. Они применяются при наличии крутого берегового откоса и плотных грунтов в основании. Очертание передней грани стенки может быть криволинейным, (рис. 13.1, *а*), ломаным (рис. 13.1, *б*), наклонным (рис. 13.1, *в*) или вертикальным. Наибольшая опасность размыва основания стенки и вымывания грунта за стенкой под воздействием высоких всплесков волн возникает у вертикальных стенок. При криволинейной грани стенки существенно уменьшается опасность подмыва основания, а всплески волн отбрасываются в сторону моря, что способствует гашению энергии накатывающихся масс воды на подходе к сооружению.

Наиболее часто разрушения стенок происходят из-за подмыва основания и опрокидывания сооружений в сторону моря, от вымывания грунта за стенкой всплесками волн и через неплотности швов, что вызывает опрокидывание стенки в сторону берега, а также вследствие выбивания тела стенки ударами галечника. Известно, что в полосе прибоя массы воды могут перемещать с большими скоростями камни размером 20—40 см и свободно перекатывать валуны размером до 1 м и более. Последнюю причину разрушения стен на галечных пляжах нельзя недооценивать: на Черноморском побережье Кавказа известны случаи, когда тело вертикальной стенки под воздействием ударов гальки протачивалось насквозь. При криволинейном очертании галька скользит по поверхности стенки, что уменьшает возможность ее повреждения. В качестве радикальной меры применяют облицовку поверхности стены естественным камнем твердых пород. Последняя мера применяется и на песчаных побережьях при наличии значительных ледовых воздействий.

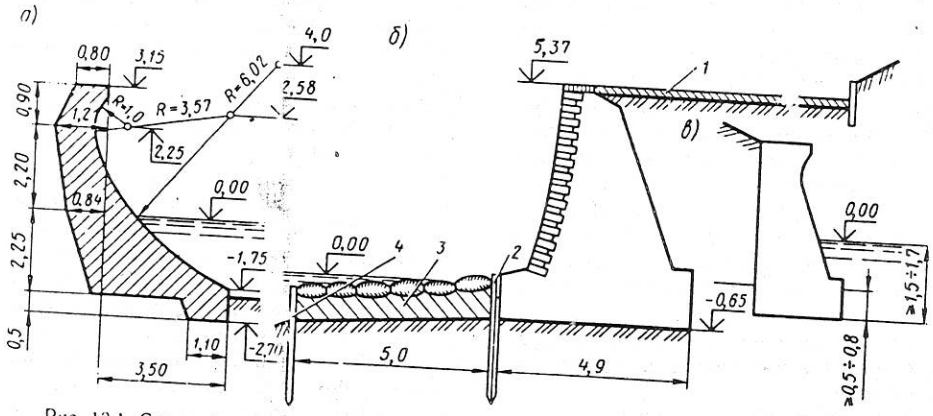


Рис. 13.1. Схемы берегоукрепительных стенок:
1 — бетонное покрытие; *2* — шпунтовый ряд; *3* — фашинные тюфяки; *4* — свайный частокол

Необходимо стремиться к тому, чтобы конструкция сооружения была «равнопрочной». Проработки на стадии проектирования и выполнение в натуре должны быть весьма тщательными. Волновой поток отыщет слабое место в конструкции, а локальное повреждение может привести за один сильный шторм к полному разрушению сооружения на значительном протяжении.

На рис. 13.1, *а* показана схема криволинейной берегоукрепительной стенки с волноотражательным козырьком в верхней части. Подобные стенки оказались весьма эффективными и часто применялись на Черноморском побережье СССР. Стенка с ломаной передней гранью, построенная на Северном море, показана на рис. 13.1, *б*. Засыпка за стенкой защищена от размыва бетонным покрытием. Для надежной защиты основания от подмыва перед стенкой сооружена рисберма. В этой части забит шпунтовый ряд, по слою фашинных тюфяков уложены булыги, а перед рисбермой в качестве упора забит свайный частокол. Следует заметить, как показали исследования, чем положе очертание передней грани, тем слабее размывающее действие отраженных от стены водяных масс.

Для упрощения производства работ часто применяются также стены с наклонной морской гранью с волноотражательным козырьком в верхней части (рис. 13.1, *в*).

На Черноморском побережье Кавказа построено много стен с заложением подошвы непосредственно на материковой коренной породе из мергелей и глинистых сланцев. Однако и в этом случае во избежание размыва желательно, чтобы стены, выдвинутые на линию уреза, закладывались на глубину не менее 1,5—1,7 м с заглублением стенки в коренную породу дна не менее 0,5—0,8 м. При глубине воды на месте заложения более 2—2,5 м стенку можно не заглублять.

Подобные берегозащитные стенки часто приходится возводить и на мягких размываемых грунтах. В этих случаях следует обращать особое внимание на защиту основания от подмыва путем забивки шпунтового ряда, устройства рисбермы или возводить стенки на свайном основании, на которые мало воздействуют подмывы.

На песчаных побережьях берегозащитные стенки могут сооружаться также в виде незаанкерованных и заанкерованных больверков из металлического и деревянного шпунтов, свайного частокола и т. д. На галечных побережьях вследствие быстрого истирания свай движущейся галькой применять эти конструкции не рекомендуется.

В некоторых случаях рисбермой служили массивы, уложенные на пляже перед стенкой или валы из каменной или массивовой наброски. Однако подобные конструкции дорогие, ненадежны и неэстетичны.

Сооружения полуоткосного типа. К ним относят сооружения, которые имеют вертикальный профиль в подводной части и откос в надводной части (рис. 13.2, *а*, *б*), или откос в подводной части и вертикальную стенку в надводной (рис. 13.3, *а*, *б*).

Сооружения, подобные показанным на рис. 13.2, рекомендуется применять в качестве типовых в тех случаях, когда они одновременно используются как мелководные причалы.

На рис. 13.3, *а* показано берегоукрепление простейшего типа (Одесса, Ланжерон). В этой конструкции на существующую поверхность берегового откоса была отсыпана каменная постель, прикрытая сверху массивами. В верхней части откоса возведена небольшая стенка. Некоторым недостатком конструкции является отсутствие надежного упора для нижних массивов. В этом сооружении было бы целесообразно впереди массивов забить легкий свайный часто-

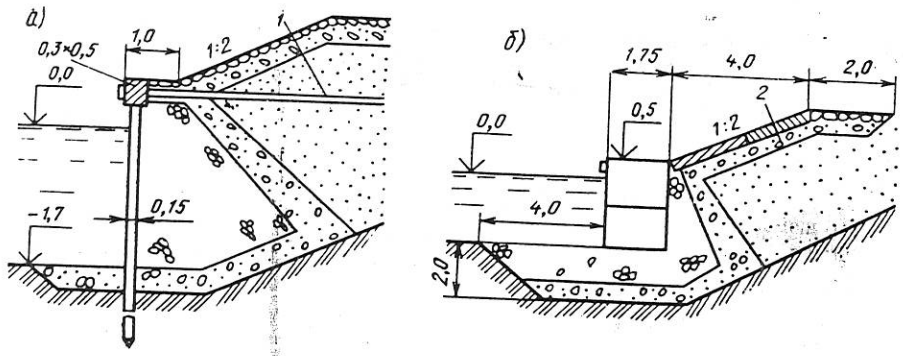


Рис. 13.2. Схемы берегоукреплений полуоткосного типа, служащие мелководными причалами:
1 — анкер; *2* — бетонные плиты 0,3×1,0×2,0 м

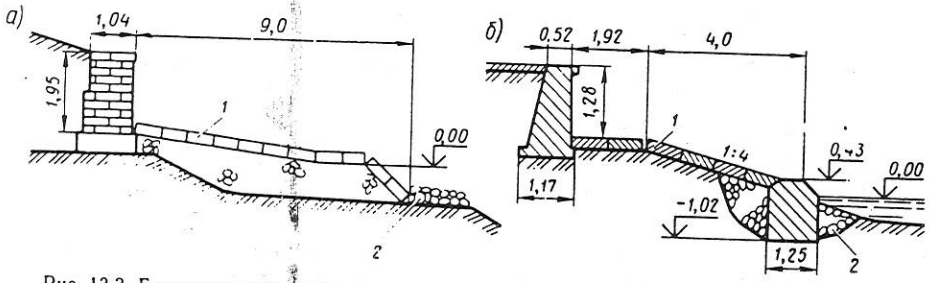


Рис. 13.3. Берегоукрепительные сооружения простейшей конструкции:
1 — бетонные плиты; *2* — камень

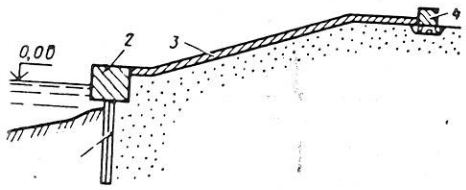


Рис. 13.4. Берегоукрепительное сооружение, получившее разрушения:
1 — металлический шпунт; *2* — железобетонный оголовок; *3* — монолитное бетонное покрытие; *4* — стенка

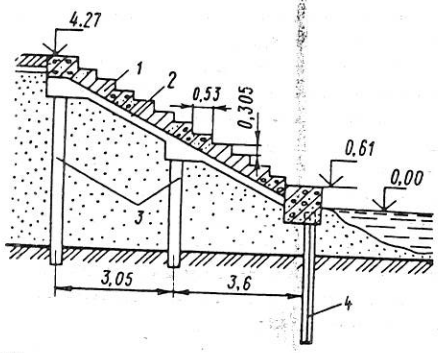


Рис. 13.5. Сооружение лестничного типа на свайном основании:
1 — железобетонная ступенчатая плита на свайном основании; *2* — железобетонные балки; *3* — деревянные сваи; *4* — металлический шпунт

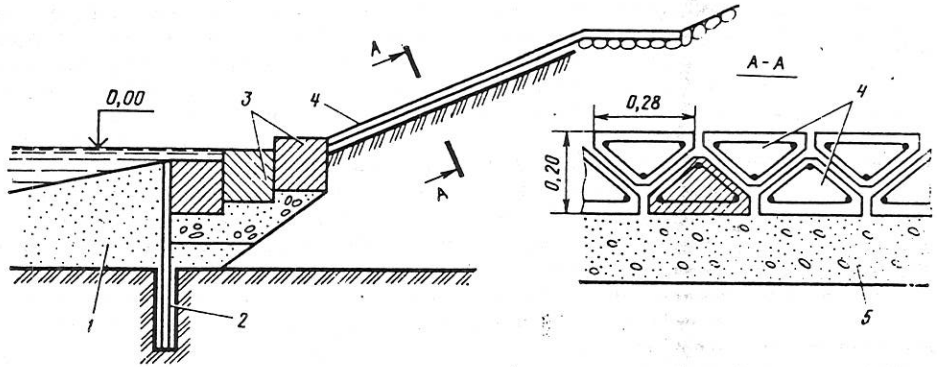


Рис. 13.6. Сооружение с откосом, впитывающим волновой поток:
1 — галечник; *2* — металлические сваи; *3* — рисберма из бетонных массивов; *4* — трехгранные железобетонные элементы; *5* — гравий

кол, а нижний массив, примыкающий к свайному ряду, уложить горизонтально.

Другой пример простейшей конструкции берегоукрепительного сооружения показан на рис. 13.3, *б*. Несмотря на облегченность конструкции, повреждений в ней не было.

На рис. 134 показана схема сооружения, построенного около 20 лет назад. Обрушившиеся в шторм вскоре после постройки массы воды размыли песчаную косу за невысокой стенкой, вымыли часть песка из-под монолитного покрытия и разрушили его.

Приведенные примеры показывают, как важно в процессе проектирования предвидеть характер взаимодействия волнового потока с берегозащитным сооружением и учитывать опыт эксплуатации аналогичных построенных сооружений. Излишняя осторожность приведет к неоправданному удорожанию сооружения, а неверный учет воздействия отдельных факторов может привести к аварийным последствиям. Вместе с тем при правильной оценке воздействия внешних факторов в некоторых гидрологических условиях можно обойтись недорогими равнопрочными сооружениями, имеющими необходимую долговечность.

Для любого берегоукрепительного сооружения целесообразно выполнить моделирование в волновом лотке или пространственном волновом бассейне.

Сооружения ступенчатого типа. В этих сооружениях откосу придается ступенчатое очертание, благодаря чему уменьшается высота вскатывания волн и можно сократить ширину укрепляемой полосы. Ступенчатая форма сооружения, как одна из наиболее рациональных, в свое время рекомендовалась XV Международным судоходным конгрессом. В последние годы интерес к ней снова возрос, и эта идея в различной форме стала широко применяться при строительстве берегозащитных сооружений.

На рис. 13.5 показана подобная конструкция лестничного типа, которая широко применялась за рубежом и, в частности, на европейском побережье Атлантического океана. Вдоль уреза через каждые 12,5 м в конструкции устраиваются сквозные деформационные швы. Внешние нагрузки и собственный вес железобетонная ступенчатая плита передает сваям, благодаря чему на такую конструкцию не оказывают влияния осадки песчаного основания.

На рис. 13.6 показана сборная конструкция берегоукрепления, содержащая элементы ступенчатого профиля. Металлические сваи, заделанные в пробуренные в глинистом сланце отверстия, являются надежным упором для бетонных массивов, которые в свою очередь являются упором для образующих покрытие откоса трехгранных железобетонных элементов. Трехгранные балки уложены с щелями, благодаря чему происходят разбивание, впитывание и гашение волнового потока откосом. Эта идея гашения весьма перспективна и может

использоваться для создания берегозащитных сооружений самых различных конструкций. Рассматриваемая конструкция с помощью легкого автокрана может быть возведена в самые сжатые сроки, что в условиях частых волнений имеет существенное значение.

Для обеспечения устойчивости трехгранных элементов на откосе они должны проектироваться максимально возможной длины. Однако следует иметь в виду, что эта конструкция, как и любая другая, должна соответствовать гидрологическим условиям места строительства. Применение излишне облегченной конструкции для условий жесткого волнового режима приведет к разрушению сооружения.

При использовании ступенчатых сооружений на галечных пляжах следует исключить возможность истирания ступеней движущейся галькой. За рубежом имеются примеры, когда с целью повышения сопротивления бетона истирающим воздействиям при возведении берегоукреплений в бетон добавляли резиновую крошку.

Сооружения откосного типа. Рассматриваемые сооружения в виде береговой одежды устраиваются при пологом профиле берегового откоса. Во избежание подмыва и разрушения подводную часть следует делать достаточно пологой, а внизу у дна устраивать надежный упор. Откосные сооружения должны

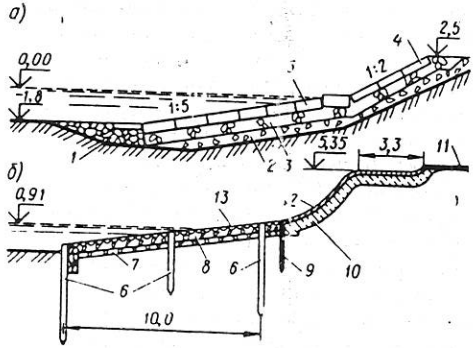


Рис. 13.7. Примеры сооружений откосного типа:
а — из бетонных плит; *б* — криволинейного профиля; *1* — призма из крупных камней; *2* — щебень; *3* — камень; *4* — бетонные плиты 0,3×1×2 м; *5* — бетонные плиты 0,5×1×2 м; *6* — сплошные ряды свай; *7* — мелкий щебень; *8* — крупный щебень; *9* — шпунтовый ряд; *10* — монолитный бетон; *11* — дерн; *12* — клинкерное мощение; *13* — мощение из базальта

иметь надежное покрытие в пределах всей высоты наката волн. Следует иметь в виду, что занижение высоты наката волн может привести к тому, что сооружение начнет разрушаться с верхней неукрепленной части.

На береговые одежды оказывают большое влияние осадки грунта. Наличие небольшого местного повреждения может вызвать разрушение покрытия на большой площади в течение шторма.

Простейшим сооружением этого типа является двойное каменное мощение откоса с устройством упора в подводной части в виде банкета из каменной наброски, деревянного ряжа или легкого свайного частокола.

На рис. 13.7, *а* показана конструкция берегозащитного сооружения откосного типа из бетонных плит, которая широко применялась на практике. Недостатком этой конструкции является большой объем трудоемких и дорогостоящих подводных работ с участием водолазов.

На рис. 13.7, *б* показана *S*-образная конструкция берегоукрепления, которая из-за сложности и дороговизны не может быть рекомендована к применению. Эта конструкция состоит из монолитного криволинейного бетонного покрытия с клинкерным мощением, шпунтового ряда и трех свайных частоколов. Приведена в качестве примера характерного разрушения. Ширина 3,3 м укрепленной верхней площадки оказалась недостаточной и вскоре после возведения верхняя часть сооружения была разрушена штормом. При восстановлении отметка верхней части сооружения была поднята на 1 м (до 6,35 м), однако в верхней части сооружение вновь потерпело аварию. Вместо подъема было бы экономичнее, по-видимому, значительно уширить верхнюю защищенную горизонтальную площадку сооружения, применяя для этого облегченные покрытия.

Расчет сооружений пассивного метода защиты. При расчете волнозащитных стен рассматриваются строительный расчетный случай, когда стена построена, а засыпку за стеной выполнить не успели и начался шторм (опрокидывание стены в сторону берега), и эксплуатационный случай при выполненной засыпке за стеной (опрокидывание в сторону моря).

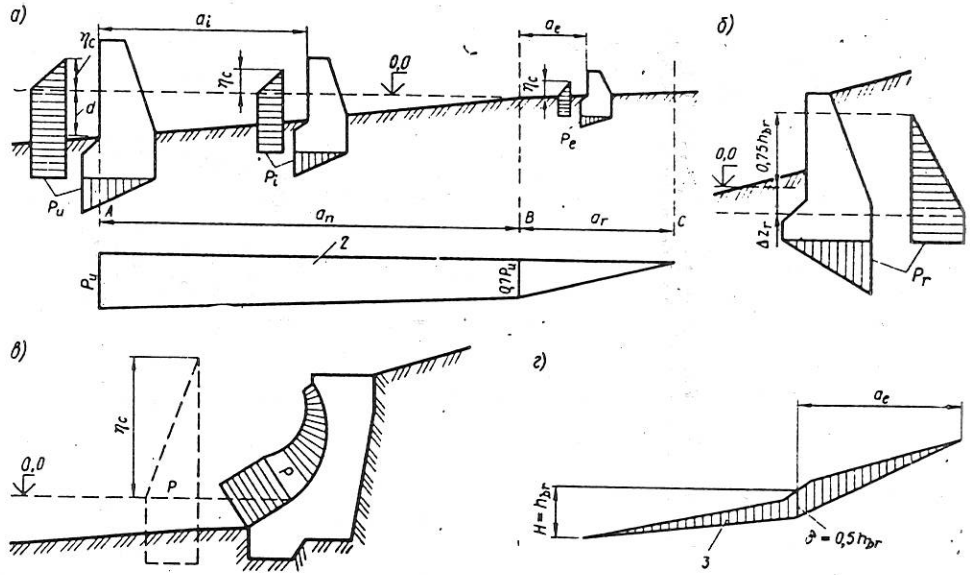


Рис. 13.8. Расчетные схемы для сооружений пассивного метода:
а — строительный случай; *б* — эпюра гидростатического давления в эксплуатационном случае; *в* — эпюра волнового давления на криволинейный участок волнозащитной стены; *г* — временные и сезонные понижения поверхности пляжа; *1* — расчетный уровень; *2* — изменение интенсивности волнового давления; *3* — изменение поверхности пляжа в процессе размывов и намывов

Волнозащитные стены (рис. 13.8, *а*) могут располагаться в приурезовой зоне *AB* (*A* — створ последнего обрушения прибойных волн; *B* — линия уреза) или на участке наката волн *BC* (*C* — граница наката волн).

Давление P_u (кПа) прибойного потока и значение η_c при расположении стены в створе *A* будут равны:

$$P_u = \gamma h_{br}(0{,}75 + 0{,}33\bar{\lambda}/d);$$

$$\eta_c = P_u/\gamma,$$

где γ — удельный вес воды, кН/м³;
h_{br} — высота разбивающихся волн, м;
$\bar{\lambda}$ — средняя длина волны, м.

По мере приближения стенки к берегу скорость прибойного потока будет уменьшаться и соответственно будет уменьшаться интенсивность волнового давления. Для створа *B* значение $P_i = 0{,}7P_u$; для створа *C* значение $P_e = 0$, между точками *A* и *B*, *B* и *C* принимается линейный закон распределения давлений (рис. 13.8, *а*). Из этих предпосылок непосредственно получаем:

$$P_i = (1 - 0{,}3a_i/a_n)\,P_u;\quad \eta_c = P_i/\gamma;$$
$$P_e = 0{,}7\,(1 - a_e/a_r)\,P_u;\quad \eta_c = P_e/\gamma.$$

При расчете стен в эксплуатационном случае дополнительно к эпюре давления грунта (на рисунке не показана) необходимо учитывать гидростатическое давление воды, попавшей в застенную засыпку в результате воздействия волн (рис. 13.8, *б*). Таким образом,

$$P_r = \gamma\,(0{,}75h_{br} + \Delta z_r),$$

где Δz_r — понижение поверхности воды при откате волны.

При $a_e < 3h_{br}$ $\Delta z_r = 0{,}25h_{br}$; при $a_e \geqslant 3h_{br}$ $\Delta z_r = 0$.

Волновое давление на криволинейный участок стены (рис. 13.8, *в*) принимается по эпюре волнового давления на вертикальную стену (рис. 13.8, *а*) с ориентированием интенсивностей давления этой эпюры по нормали к криволинейной поверхности. Для дальнейшего расчета криволинейную поверхность стены следует разделить на отдельные плоские участки, на каждую из них определить равнодействующую волнового давления, которую для удобства целесообразно разложить на горизонтальную и вертикальную составляющие.

Если стена расположена ближе $7h_{b,r}$ от уреза, грунтовый откос за стеной должен быть защищен от размыва на ширине не менее 2 м от передней кромки стены.

При $h_{b,r}>2$ м и $a_e<5h_{b,r}$ на галечных пляжах следует выполнять облицовку передней грани стены. При ледовых воздействиях облицовка устраивается на всю высоту нагромождения льда.

При проектировании свайных и шпунтовых стен и сооружений других типов необходимо учитывать временные (происходящие при сильных волнениях) и сезонные понижения поверхности пляжа.

На открытых морских галечных побережьях временные и сезонные понижения поверхности пляжа под воздействием волнения при отсутствии наблюдений можно принимать по схеме, показанной на рис. 13.8, *г*.

В условиях открытых морских берегов, сложенных легкоподвижными песчаными или песчано-илистыми наносами при $h_{b,r}>1{,}5$ м, стены не рекомендуется располагать в пределах нижних двух третей участка наката волн.

Верхнюю границу откосных укреплений рекомендуется располагать на верхней границе наката штормовых волн. Откосы и горизонтальные площадки, расположенные выше верхней границы наката волн на ширине 3—4 м, предохраняются от действия максимальных заплесков волн креплениями более легкого типа.

В случае, если откосному сооружению придается ступенчатое очертание, то уклон может быть назначен от 1 : 1,5 до 1 : 2, а высота ступеней 0,3—0,5 м. Подошва ступенчатого крепления может быть защищена от подмыва бермой из массивов, установленных на каменную постель.

§ 13.2. СООРУЖЕНИЯ АКТИВНОЙ ЗАЩИТЫ. БЕРЕГОВ. ОСОБЕННОСТИ ИХ РАСЧЕТА

Волноломы. Гребень незатопленного берегозащитного волнолома может значительно возвышаться над уровнем моря. По конструкции волноломы мало отличаются от корневых участков оградительных сооружений. Подобные схемы для целей берегоукрепления применяются исключительно редко, в основном в тех случаях, когда требуется полная защита берегового откоса от воздействия волнения, т. е. на участках с недостаточным поступлением наносов при невозможности или технико-экономической нецелесообразности искусственного образования пляжа.

Для уменьшения волнового воздействия на сооружение, исключения образования отраженных волн с их опасным размывающим действием, накопления наносов в заволновом пространстве и сокращения стоимости сооружения подобные конструкции строят с затопленным гребнем и обычно называют подводными волноломами (рис. 13.9). На них происходит гашение волн примерно на 50 %, остальная часть волновой энергии гасится естественным или искусственным отсыпанным пляжем. Следует заметить, что наличие естественного или искусственно образованного пляжа является лучшей гарантией защиты берега от разрушения, поэтому вовсе не требуется, чтобы волнолом обеспечивал полное гашение энергии волн.

Для предотвращения образования между волноломом и берегом вдольбереговых течений, вызывающих перемещение наносов, подводный волнолом следует соединять с берегом траверсами, расстояние между которыми в среднем 250—300 м.

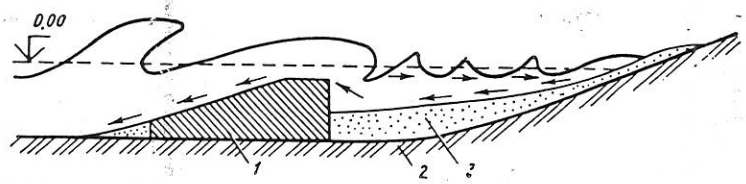


Рис. 13.9. Принципиальная схема подводного волнолома:
1 — волнолом; *2* — дно до постройки волнолома; *3* — наносы

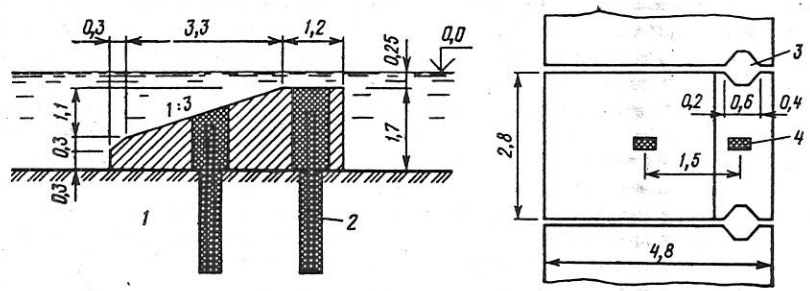


Рис. 13.10. Конструкция волнолома на скалистом основании:
1 — мергелистые сланцы; *2* — пробуренные в скале отверстия, в которые заделаны рельсы; *3* — колодцы, заполняемые подводным бетонированием; *4* — отверстия в массиве для рельс

Волноломы строятся на расстоянии 20—80 м от уреза. Имелись случаи, когда для защиты или для наращивания особо ценных участков берега (город, крупный курорт) сооружались глубоководные волноломы. Так, например, на одном из участков побережья был построен волнолом длиной 530 м и удален от берега на 550 м. За 11 лет после постройки волнолома на этом участке образовался естественный пляж шириной 210 м.

На участках с жестким волновым режимом часто приходится возводить берегоукрепления комбинированного типа, состоящие из волнолома и берегозащитной стенки. Известна также весьма дорогая схема с устройством не одного, а двух-трех параллельных волноломов.

В СССР впервые подводный волнолом был возведен в Одессе (Ланжерон) в 1938 г. Для постройки этого сооружения длиной 250 м на расстоянии от уреза 90 м использовались старые бутобетонные массивы массой 20 т, которые без каменной постели укладывались прямо на песчаное дно. Однако в течение одного года после постройки волнолом был подмыт и полностью разрушен. В широком масштабе в нашей стране подводные волноломы были применены в 1946 г. в Сочи.

На рис. 13.10 показана конструкция из обыкновенных массивов, которая применялась на Кавказском побережье. Следует заметить, что недостатком этой конструкции является значительный объем подводных работ, заключающийся в бетонировании колодцев, связывающих массивы один с другим, в заделке рельсов в скалистое дно.

На основании проведенных исследований и опыта эксплуатации можно дать некоторые рекомендации по конструированию и строительству подводных волноломов.

1. При приближении волнолома к берегу улучшается наносоудерживающий эффект сооружения, а степень гашения волн ухудшается.

На галечных и песчаных побережьях волнолом следует располагать на глубине не менее 3 м, а расстояние от уреза воды до сооружения на песчаных побережьях должно быть не менее 70 м.

2. Наносы в заволноломное пространство перебрасываются волнением через гребень сооружения. Интенсивность пляженакопления зависит от многих факторов, в том числе от глубины перед волноломом и от отметки гребня волнолома. Чрезмерное понижение гребня волнолома с целью увеличения поступления наносов с моря может привести к обратному угону наносов возникающими противотечениями и к разрушению берега недостаточно погашенной волной. В то же время изменение положения гребня волнолома в пределах от 0,5 м выше уровня воды до 0,5 м ниже уровня мало влияет на волногасящую способность сооружения. Учитывая эти обстоятельства, гребень волнолома обычно располагают на глубине 0,25—0,7 м.

3. Уменьшение крутизны лицевой грани способствует разрушению волны на волноломе без образования отраженных волн, препятствующих движению нано-

сов к берегу и создающих опасность размыва дна перед сооружением. Таким образом, уположение лицевой грани положительно влияет на эффект пляженакопления и способствует уменьшению волновой нагрузки на сооружение. Натурные наблюдения показывают, что при уклоне 1 : 3 за волнолом попадают не только песчаные частицы и галька, но даже булыги массой до 30—50 кг. Изменение наклона лицевой грани мало влияет на волногасящую способность волнолома. Поэтому уклон наружной грани волнолома следует выбирать не круче 1 : 2. Береговая грань волнолома выполняется вертикальной. Высоту нижней вертикальной грани волнолома со стороны моря во избежание возникновения нежелательных последствий обычно принимают не более 0,4 м.

4. При наличии в основании коренных пород (мергелей, плотных сланцевых глин и т. д.) массивы укладываются на естественное дно, которое предварительно очищается от булыги и наносов и планируется до требуемой отметки. При наличии в основании мягких размываемых грунтов под волнолом устраивается каменная постель, которая не должна возвышаться над поверхностью дна. Одна из подобных осуществленных конструкций из обыкновенных массивов показана на рис. 13.11, *а*. Для возведения подводных волноломов применялись и конструкции из железобетонных понтонов. В настоящее время этот тип сооружений забыт, хотя имеющийся опыт позволяет собирать железобетонные понтоны из отдельных плит. Предлагались и различные конструкции облегченных сооружений (рис. 13.11, *б*). Однако вследствие исключительно тяжелых условий работы берегозащитных волноломов применению этих конструкций должно предшествовать проведение всесторонних исследований.

На Атлантическом и Средиземноморском побережьях применялись волноломы в виде дамб, отсыпанных из гранитных глыб массой до 10—17 т. Подобные конструкции неэстетичны, дороги, в прибойной зоне они легко разрушаются, поэтому не могут быть рекомендованы.

Буны. Препятствуя движению вдоль береговых наносов, буны способствуют накоплению наносов и образованию пляжа. Часто вдольбереговой поток наносов отсутствует или является недостаточно

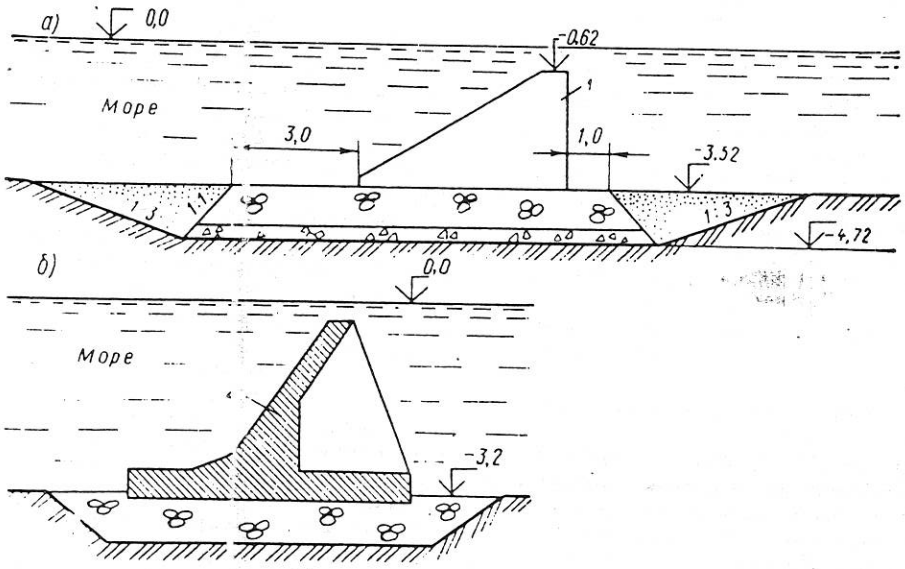


Рис. 13.11. Конструкции подводных волноломов на мягких грунтах:
1 — бетонный массив; *2* — железобетонный блок

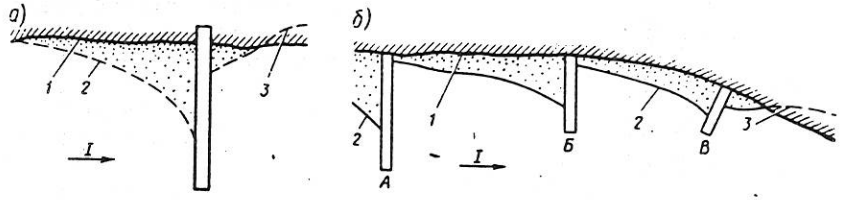


Рис. 13.12. Принципиальные схемы работы бун:
1 — первоначальный урез; *2* — урез намытого берега; *3* — участок размыва; *I* — направление преобладающего перемещения наносов

мощным. В этих случаях производится искусственная отсыпка пляжа, для защиты которого сооружаются буны.

При наличии вдольберегового потока наносов они будут заполнять угол, обращенный навстречу движению. На другую сторону бун наносы поступать не будут, в то время как вынос их будет продолжаться. Следовательно, там возникнет размыв берега (рис. 13.12, *а*). Впоследствии, когда подошва подводного откоса возникшего пляжа приблизится к голове буны, наносы начнут обходить шпору, восстановится транзитное движение наносов и размыв берега за буной прекратится. Продолжительность процессов и длины участков намыва и размыва зависят от многих факторов, в частности от длины шпоры, количества и крупности наносов, силы волнения и могут колебаться от двух- до десятикратной длины шпоры. Следует заметить, что крупнообломочный материал в межбунных промежутках истирается, из-за чего часто требуются значительные затраты на восполнение утраченных объемов. Однако возведение бун, как правило, на 20—25 % дешевле возведения волноломов.

Обычно буны строятся группами. При этом заполнение пазух будет происходить последовательно: перед буной *Б* (рис. 13.12, *б*) наносы начнут откладываться только после того, как будет заполнена пазуха перед буной *А*, затем наносы начнут обходить и эту буну и т. д. Наибольшая ширина пляжа возникает у грани бун, обращенных в ту сторону, откуда движутся наносы. На затененных от волнения участках межбунных промежутков ширина пляжа минимальна. Таким образом, очертание берега становится пилообразным. При осуществлении мероприятий по защите берега с помощью бун следует учитывать возможность размыва берега за бунами. Для облегчения поступления наносов на размываемый участок и уменьшения размыва можно:

обеспечить плавное сопряжение защищенного и незащищенного участков, т. е., например, по направлению движения наносов уменьшать длину бун;

строительство бун вести постепенно, двигаясь навстречу потоку наносов; в такой же последовательности по мере заполнения пазух наносами постепенно наращивать буны по длине и по высоте.

Однако все это не может дать должного эффекта, так как ставятся противоположные цели: накопить наносы в межбунных промежутках и обеспечить их поступление на размываемый участок для предотвращения размыва.

Полностью устранить возможность размыва можно только при надлежаще выполненном искусственном заполнении межбунных промежутков. В этом случае наносам негде откладываться и естественный поток наносов существенно не будет нарушен.

Накопление наносов в межбунных промежутках будет происходить только при наличии пологого берегового откоса. В бунах, возведенных у крутого берегового откоса или у подмытых берегозащитных стен, частицы, попавшие в межбунные промежутки, будут выноситься отраженной волной обратно в море, а также может продолжаться процесс размыва дна. При комплексном берегоукреплении сначала возводятся буны, затем берегозащитная стенка. При иной последовательности работ буны не смогут предотвратить размыв пляжа. Следует заметить, что на некоторых участках

с возведенными бунами и волноломами пляжей нет, так как вдольбереговой поток наносов слаб, а искусственная отсыпка не организована. В этом случае сооружения не в полной мере выполняют свое назначение.

Направление бун обычно принимается по нормали к береговой линии. Иногда голова буны может отклоняться от перпендикулярного направления в ту сторону, откуда движутся наносы.

В нашей стране первые буны были возведены в Ялте в 1911 г. В 1923—1925 гг. с помощью бун была осуществлена защита берега в Гаграх. В последующие годы в СССР накоплен богатый опыт возведения этих сооружений.

На практике чаще всего применяются буны гравитационного типа — из обыкновенных массивов, из железобетонных понтонов и из ряжей, реже — буны свайной конструкции. В поперечном сечении стенки бун могут быть чаще всего вертикальными и наклонными. В редких случаях применяются буны из каменной наброски, имеющие вид дамб.

Буна простейшей конструкции показана на рис. 13.13. Она состоит из двух рядов рельсов, забитых через 0,3 м. В каждом ряду сваи связаны парными схватками из рельсов. Оба ряда свай по верху стянуты металлическими тягами. Пространство между рядами засыпается крупным камнем, а сверху между тягами укладываются бетонные массивы.

Сваи могут быть деревянными, из металлического шпунта, из стальных некондиционных труб и т. п. Подобные свайные двустеночные буны широко применялись на берегах Северного и Балтийского морей. В Великобритании распространена конструкция бун из металлического шпунта с расстоянием между шпунтовыми рядами до 4 м, стягиваемыми анкерами, с песчаной засыпкой и укладкой сверху монолитной бетонной плиты.

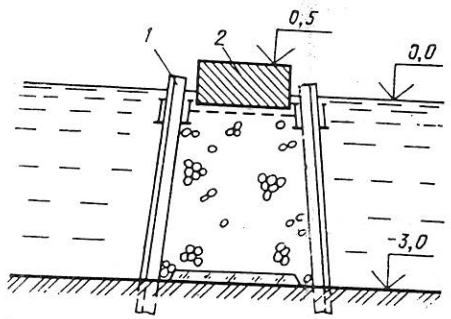


Рис. 13.13. Свайная двустеночная буна:
1 — рельсы; *2* — бетонные массивы 1,8×2,25×0,7 м

В иностранной практике получили распространение одностеночные свайные буны в виде одиночного ряда из металлического шпунта с усилением продольными деревянными схватками и маячными деревянными сваями. Одна из таких конструкций, построенная на побережье Атлантического океана, показана на рис. 13.14. Подобные легкие конструкции можно возводить и из менее дефицитного и более дешевого материала. Их можно применять в качестве легких придонных сооружений для регулирования движения наносов в портах, где иногда такая необходимость возникает, а также для уменьшения заносимости каналов. При этом срок службы у этих бун может быть минимальным, так как они заносятся наносами.

На побережьях с галечными наносами буны из свай применять нельзя. Так, наблюдения в ряде мест на Черноморском побережье Кавказа показывают, что через 5—10 лет галька срезает сваи из рельсов и шпунта, оставляя на их месте торчащие из грунта элементы.

Сооружения из железобетонных понтонов для целей берегоукрепления впервые в нашей стране были применены в 1938—1939 гг. в Сочи. Впоследствии они широко использовались на Черноморском побережье Кавказа, где понтоны устанавливались непосредственно на выровненное скалистое дно. Понтоны обычно заполнялись бетоном или бутобетоном. При песчаном заполнении следует принимать меры, исключающие разрушение сооружения из-за вытекания песка из поврежденной оболочки. Корневая часть этих бун бетонировалась методом подводного бетонирования или насухо после откачки воды.

Понтоны целесообразно использовать в тех случаях, когда применение плавучих кранов невозможно или неэкономично.

На рис. 13.15 показана конструкция одной из построенных бун неполного профиля с железобетонными понтонами высотой 1,6—3 м, толщиной днища и лобовой стенки 0,15 м, остальных стен 0,10 м. Понтон буксирами доставляли на место, опускали на дно путем открытия кингстонов в двух крайних отсеках, заполняли бетоном средний отсек, затем поочередно откачивали воду и бетонировали крайние отсеки.

Буны неполного профиля имеют горизонтальный низкий гребень на отметке +(0,4—0,7) м, что приводит к перебрасыванию наносов через верх в корневой части бун, сокращению ширины пляжа и в целом к уменьшению наносоудерживающей способности сооружений.

В связи с этим буны неполного профиля прекратили строить и стали строить буны полного профиля, отметка гребня которых постепенно повышается по мере приближения к корню сооружения.

На рис. 13.16, *а* показана конструкция буны из облегченных массивов массой 25 т. Колодцы в массивах сделаны для уменьшения веса массива, Колодцы и надстройка бетонировались на месте. Головные массивы выполняются скошенной формы, из-за чего увеличивается устойчивость массива и уменьшается опасность размыва вследствие ослабления вихревых явлений. Применялись и массивы другого типа, соединяющиеся один с другим по схеме паз-гребень (рис. 13.16, *б*).

На рис. 13.17 показана конструкция буны, в которой применены бетонные опоры массой 13 т, имеющие по шесть колодцев, служащих для забивки свай. Каждая из свай состоит из двух рельсов, сваренных подошвами. После забивки свай колодцы заполняли цементным раствором. Пространство между опорами перекрывалось железобетонными стенками-щитами.

Расчет подводных волноломов. Лабораторные и натурные наблюдения показывают, что смещения волноломов всегда направлены в сторону моря. Поэтому расчетным будет случай подхода ложбины волны, когда через гребень сооружения происходит обратный слив воды (рис. 13.18, *а*).

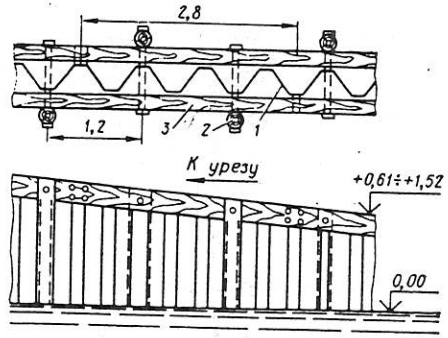


Рис. 13.14. Одностеночная буна из металлического шпунта:
1 — шпунт длиной до 5,5 м; *2* — деревянные сваи длиной до 7,6 м; *3* — схватки 15×25 см

Значения z_2 и z_5 определяются по таблице СНиП 2.06.04—82 в зависимости от h/d, где h — расчетная высота волны.

Значение z_4 расстояния от поверхности воды за волноломом в период волнового нагона до расчетного уровня:

$$z_4 = k_r\,(z_1 + z_5) - z_1,$$

где k_r — коэффициент, определяемый по таблице СНиП 2.06.04—82 в зависимости от h/d.

Волновое давление

$$P_1 = \gamma\,(z_1 + z_4);\ P_2 = \gamma h\,[0.015\bar{\lambda}/d + 0.23\,(d - z_1)/d] + \gamma z_4;$$

$$P_3 = k_\omega\,P_2,$$

где k_ω — коэффициент, принимаемый по таблице СНиП 2.06.04—82 в зависимости от пологости волны $\bar{\lambda}/h$.

При $z_1 \geqslant z_2$ принимается $P_1 = P_2$.

Все изложенное выше относилось к случаю отмелого песчаного берега со средним уклоном склона в 100-метровой полосе, считая от уреза моря $i \leqslant 0{,}04$.

На приглубом галечном участке с уклоном $i > 0{,}04$ все зависимости остаются прежними, но

$$P_2 = \gamma\,(z_2 + z_4);\ P_3 = P_2.$$

Для определения максимальной донной скорости воды перед берегоукрепительным сооружением при стоячих, разбивающихся и прибойных волнах применимы те же формулы, которыми пользуются при расчете оградительных сооружений. Остается тем же и график

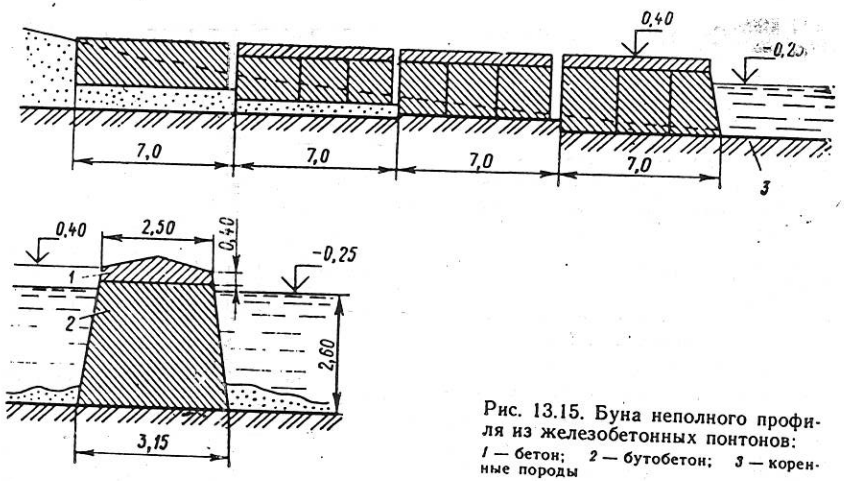


Рис. 13.15. Буна неполного профиля из железобетонных понтонов:
1 — бетон; *2* — бутобетон; *3* — коренные породы

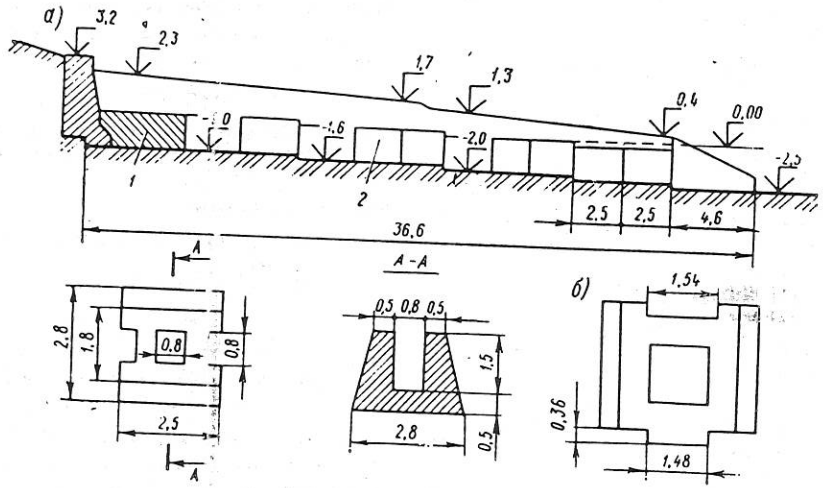


Рис. 13.16. Буна полного профиля из облегченных бетонных массивов:
1 — монолитный бетон; *2* — массивы

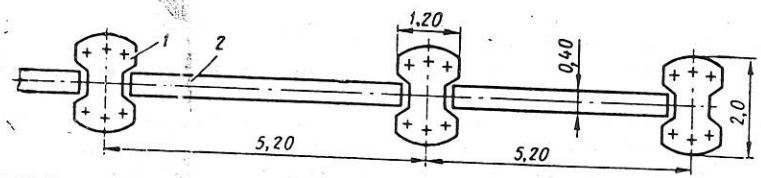


Рис. 13.17. Буна:
1 — бетонная опора; *2* — железобетонные пролетные стенки-щиты

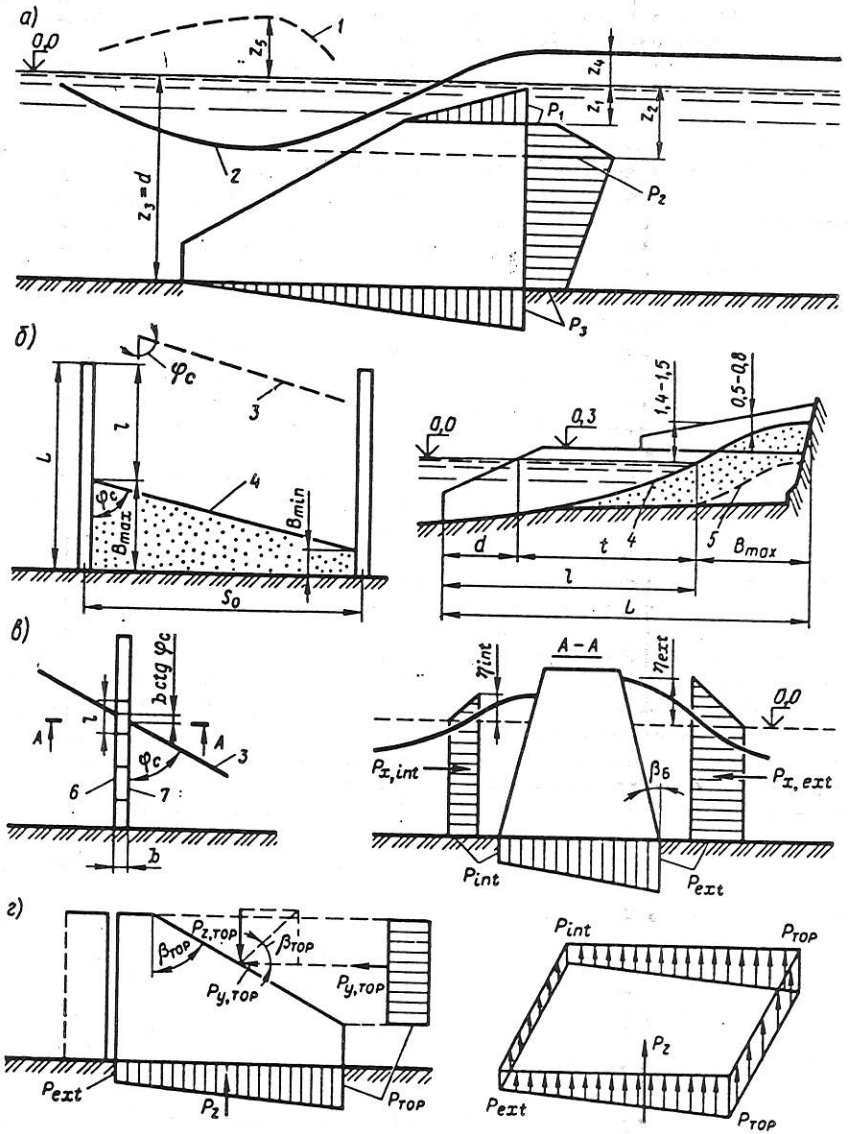


Рис. 13.18. Расчетные схемы для сооружений активного метода защиты:
а — эпюры волнового давления на подводный волнолом; *б* — схемы для определения основных размеров буны; *в* — схемы к статическому расчету элементов; *г* — эпюры волнового давления на головной массив буны; *1* — гребень волны; *2* — ложбина волны; *3* — фронт волны; *4* — проектный урез; *5* — поверхность пляжа для буны неполного профиля с отметкой гребня +0,3 м; *6* и *7* — соответственно теневая и внешняя грань буны

для определения допускаемых значений неразмывающих донных скоростей.

Основание волнолома защищается от размыва путем забивки шпунтового ряда вплотную к передней кромке волнолома или чаще устройством заглубленной каменной постели толщиной 0,8—1,5 м. В эту толщину входит обратный фильтр из щебня, гальки или карьерной мелочи толщиной не менее 0,3 м, устраиваемый при наличии под постелью легкоразмываемых грунтов.

Размер камня для постели определяется по методике, используемой при расчете оградительных сооружений. На приглубых берегах при $h=3$ м применяется камень размером не менее 35 см.

Массивы волнолома и головные массивы бун и траверс должны иметь отношение наименьшего размера в плане к высоте положения центра тяжести массива не менее 2, а отношение наименьшего размера в плане к высоте массива не менее 1.

При вдольбереговом движении наносов за волноломом в волновой тени будут осаждаться наносы. Предотвратить размыв участка за волноломом можно с помощью бермы из фигурных блоков, бун постепенно уменьшающейся длины или свободного пляжа.

Расчет бун и траверс. Основными элементами буны являются длина L, расстояние между бунами S_0 и очертание верхней грани буны.

Из схемы на рис. 13.18, *б*

$$L = B_{\min} + S_0 \operatorname{ctg} \varphi_c + t + d.$$

В зависимости от состояния берега, продольных сооружений и других факторов минимальная проектная ширина подводной части пляжа $B_{\min}$

$$B_{\min} = 3 \text{ м} \div 3h.$$

Ширина подводного профиля равновесия t зависит от глубины H и определяется на основе анализа натурных съемок профилей дна в естественных условиях на участке строительства бун. При отсутствии таких данных для приглубых галечных берегов можно принимать $t=12 \div 15$ м. Запас в длине буны $d=2 \div 5$ м.

Таким образом, задаваясь расстоянием между бунами S_0, можно определить длину буны L, и наоборот. Обычно на берегах с галечными наносами $S_0=(1{,}3 \div 1{,}5)L$; с песчаными $S_0=(1{,}5 \div 2)L$. В данном случае целесообразно воспользоваться общим методом оптимизации: рассмотреть несколько вариантов с различными S_0 и L и выбрать экономичный. Нередко $L \approx 40$ м, $S_0 \approx 60$ м. На берегах с песчаными наносами расстояние от головы буны до линии естественного уреза часто выбирают 100—150 м. При этом учитываются рельеф дна, условия размываемости и поступления наносов и опыт эксплуатации сооружений, находящихся в аналогичных условиях.

Верхняя грань буны полного профиля (рис. 13.18, *б*) в надводной части пляжа примерно параллельна проектной поверхности пляжа, возвышаясь над ней на 0,5—0,8 м.

При статическом расчете буны фронтальный подход волны не является расчетным: сдвиг массивов вдоль буны в сторону берега невозможен, а значение волнового давления на боковые грани буны одинаково. Поэтому волновое давление на буну определяется для случая косого подхода волн. При этом теневая грань оказывается менее нагруженной, что обусловливает возникновение сдвигающей нагрузки $P_{x,\text{ext}} - P_{x,\text{int}}$, перпендикулярной к оси буны.

Волновое давление на внешнюю и теневую грань определяются по одной и той же формуле

$$P_{\text{ext (int)}} = 0{,}75 k_l \gamma h \left(1 + \cos^2 \varphi_c \cos^2 \beta_c\right).$$

Различия в давлениях на внешнюю и теневую грани учитываются понижающим эмпирическим коэффициентом k_l, принимаемым по таблице СНиП 2.06.04—82. Для внешней грани коэффициент k_l учитывает неравномерность распределения давления по длине элемента буны и зависит от отношения $l/\bar{\lambda}$. В один и тот же момент в разных створах по длине элемента значение η_{ext} различно. При определении разгружающего волнового давления на теневую грань коэффициент k_l зависит еще от значения $b \operatorname{ctg} \varphi_c$ (рис. 13.18, *в*).

Головной массив буны находится в наиболее сложных условиях воздействия волновых нагрузок (рис. 13. 8, *г*).

Сдвигающая нагрузка на этот массив $P_{x,\text{ext}} - P_{x,\text{int}}$ находится по изложенной методике с учетом действительного значения вертикальной проекции боковых граней.

Волновое давление на наклонную торцовую грань определяют по приведенной формуле, пренебрегая углом подхода волн, т. е.

$$P_{\text{тор}} = 0{,}75 k_l \gamma h \left(1 + \cos^2 \beta_{\text{тор}}\right).$$

Здесь в соответствии с экспериментальными данными, учитывая обтекание торца буны, коэффициент $k_l=0{,}8$.

Горизонтальная составляющая равнодействующей волновой нагрузки $P_{y,\text{тор}}$ нас не интересует, однако это значение необходимо для определения вертикальной составляющей $P_{z,\text{тор}}$ волновой нагрузки на торцовую грань, которая учитывается при расчете, повышая устойчивость массива,

$$P_{z,\text{тор}} = P_{y,\text{тор}} \operatorname{tg} \beta_{\text{тор}}.$$

Равнодействующая взвешивающего волнового давления по подошве P_z будет равна среднему арифметическому значению давлений в угловых точках, умноженному на площадь подошвы ω_n (рис. 13.18, *г*):

$$P_z = \omega_n \left(2P_{\text{тор}} + P_{\text{ext}} + P_{\text{int}}\right)/4.$$

Во всех формулах, приведенных в настоящей главе при расчете бун, траверс, подводных волноломов, волнозащитных стен, расположенных в приурезовой зоне или на участке наката волн, за расчетное значение h принимается высота волны на линии последнего обрушения, т. е. на границе прибойной и приурезовой зоны. Если сооружение или его элементы выходят в прибойную зону, за расчетное значение h принимается высота волны по кромке передней грани сооружения.

Обход волноприбойным потоком корневых частей бун и траверс не допускается. Траверсы должны подводиться вплотную к волнолому.

В плане буны рекомендуется располагать по нормали к проектному очертанию берега. Линия, соединяющая головы бун, должна быть параллельна общему для данного участка проектному положению линии уреза. Торцовым граням головных массивов следует придавать уклон 1 : 2 и положе.

§ 13.3. ДРУГИЕ КОНСТРУКЦИИ СООРУЖЕНИЙ

Конструкции бун на размываемых грунтах без применения каменной постели. Проблема обеспечения долговечности бун, в основании которых лежат размываемые грунты, является достаточно сложной. В этих условиях обычно применяются буны из бетонных массивов массой до 100 т, устанавливаемых на каменную постель. Накопленный опыт строительства и эксплуатации позволяет отметить следующие существенные недостатки этой конструкции:

устройство каменной постели значительно усложняет, удорожает и удлиняет сроки строительства бун: стоимость постели составляет около 30 % стоимости всей буны, а затраты труда — более 40 % от общего количества трудозатрат;

наличие каменной постели во многих случаях не может предотвратить значительные деформации сооружения. Так, для бун на Адлерском участке характерной деформацией для головных четырехпяти массивов, т. е. на участке сооружения длиной около 14 м, являются сдвиги в сторону до 1—1,5 м, осадка до 1—1,2 м и наклоны до 15—20°. Этот процесс, по-видимому, протекает следующим образом: при общем значительном абразивном понижении берегового склона в полосе, где расположены головные части бун, торчащая над дном постель разваливается и размывается, а массивы сдвигаются. В связи с этим приходится выполнять значительные работы по ремонту и усилению деформированных частей, стоимость которых составляет 15—17 тыс. руб. и более на каждую буну, т. е. снимать массивы и разбирать остатки постели, углублять котлован и выполнять работы по устройству новой постели, отметка верха которой ниже первоначальной не менее чем на 1 м, укладывать на постель вновь изготовленные железобетонные плиты толщиной не менее 1 м и на них устанавливать снятые массивы бун.

Поэтому можно сделать вывод об исключительной актуальности задачи по разработке конструкции бун без применения каменной постели. Такие проекты были разработаны Черноморским отделением ЦНИИСа в 1967 г., и в дальнейшем их осуществление было начато в опытном порядке на Адлерском участке.

Одна из пробных конструкций бун была осуществлена из призматических бетонных блоков длиной 6 м, переменной высоты 2—4,5 м и массы 36 т — 98 т. Каждый из блоков по центру закреплялся одной железобетонной сваей-оболочкой диаметром 1,6 м, длиной 8—10 м и глубиной забивки от подошвы блока 5—6 м. В отличие от остальных закрепление головного блока выполнялось с помощью двух оболочек. Для связи одного блока с другим в образовавшиеся между блоками отверстия диаметром 1,7 м вставлялись бетонные шпонки диаметром 1,6 м и массой 10—21 т. При необходимости здесь могут быть погружены сваи-оболочки.

Буна тонкостенной конструкции состоит из отдельных опор массой 67 т, закрепленных сваями-оболочками диаметром 1,6 м, длиной 8—10 м и глубиной погружения 5,5—6,5 м. Головной массив массой 97 т закрепляется двумя оболочками. Пролет между опорами перекрывается железобетонными плитами-экранами, устанавливаемыми по высоте в два курса и имеющими массу 23—26 т. Подошва головного массива расположена на глубине 4,5 м. Устройство по верху монолитной выравнивающей плиты здесь не предусматривается, и буна длиной около 60 м собирается из одного головного массива, четырех промежуточных опор с отметкой верха от +0,5 м до +2,0 м, восьми плит-экранов и бетонируемым на месте корневым сопряжением.

В обоих конструкциях бун подошва блоков и плит-экранов располагается ниже отметок возможного размыва пляжа. Блоки устойчивы при монтаже, являются кондуктором при погружении оболочек и защищают оболочки от абразивных воздействий. Для изготовления элементов применялся бетон: БГТ-400 для оболочек и плит-экранов, БГТ-300 для блоков, БГТ-200 для шпонок.

При наличии соответствующих условий возможна замена бетонной надводной корневой части бун проницаемыми преградами из металлических сеток с размером ячеек, через которые не проходит галька. Эта мера оказывает положительное влияние на гашение волнового потока, способствует сохранности пляжа, снижению стоимости и улучшению использования пляжа в курортных целях. На летний сезон сетки можно снимать и устанавливать их в начале осенне-зимнего периода.

Последовательность процессов при строительстве бун:

разработка котлована с помощью плавучего крана, оборудованного грейфером, и планировка основания водолазами с использованием гидромониторов; установка с помощью плавучего крана блоков, промежуточных опор и головных массивов; монтаж шпонок и плит-экранов; вибропогружение свай-оболочек с эрлифтированием; омоноличивание свай-оболочек с опорами, устройство корневых частей бун, бетонирование выравнивающей плиты и гребня и др.

При выполнении работ на опытных бунах почти все оболочки оказались недопогруженными до проектных отметок. В целом стоимость строительства этих бун не превышает стоимости бун на каменной постели, значительно сокращаются объем бетонных конструкций и трудоемкость работ. Показатели для бун, построенных в районе Адлера, приведены в табл. 13.1.

Для бун из призматических блоков можно рекомендовать:

для облегчения условий бетонирования омоноличивающей плиты отметку верха всех блоков (кроме головного массива) следует принять +0,25 м; первый от корня блок не следует закреплять сваей-оболочкой и в блоке не следует выполнять центральное отверстие; глубину погружения свай-оболочек ниже подошвы блоков принимать от 3 м в корневой части до 5 м; стволы свай-оболочек по всей высоте следует заполнять балластом.

В бунах тонкостенной конструкции рекомендуется:

учитывать значительное абразивное воздействие на бетонные элементы, достигающее иногда 10 см в год, плиты-экраны следует изготовлять из бетона марки БГТ-500 и выше; глубину погружения свай-оболочек принимать в пределах 4÷6 м; стволы всех свай-оболочек заполнять балластом, а отверстия в оболочках закрывать бетонными пробками; на участках с значительным абразивным воздействием следует возводить буны комбинированного типа (береговая часть — из призматических блоков, а головная часть, не подвергающаяся истиранию галечником, тонкостенной конструкции) или на всей длине из призматических блоков.

Сваи-оболочки целесообразно использовать также при переустройстве и усилении деформированных головных частей бун вместо обычно применяемого способа с железобетонными плитами.

Наряду с рассмотренными разработаны две конструкции бун и траверс без каменной постели с применением призматических железобетонных свай:

сооружения, строящиеся с помощью плавучего крана из обычных массивов с отверстиями, в которые гусеничным краном, перемещающимся по буне с берега по инвентарным подмостям, забиваются сваи; сооружения, собираемые из блоков небольшой массы и строящиеся с помощью гусеничного крана пионерным способом без применения плавучего крана. Кран передвигается по буне по инвентарным подмостям, разрабатывает котлован, устанавливает блоки и «прошивает» их сваями.

Свободные пляжи. Искусственно намытые песчаные пляжи, выполняющие роль самостоятельных волногасящих сооружений без бун или подводных волноломов с траверсами, получили название свободных пляжей. Этот способ берегозащиты получил значительное распространение в США, Нидерландах и других странах. Одним из наиболее крупных является проект противоураганной защиты острова Лонг-Айленд (окрестность г. Нью-Йорка), где предусматривается создание искусственного песчаного пляжа в виде дамбы с шириной по гребню 30 м и объемом песка на 1 м погонной длины береговой линии на первом этапе намыва более 500 м³. Общий объем вновь создаваемого песчаного пляжа составляет около 26 млн. м³. Попытка применения бун оказалась здесь безрезультатной. На острове Нордерни (ФРГ) с середины прошлого века берег был защищен системой бун, в 1951—1952 гг. намывным способом образован искусственный пляж из расчета 1000 м³ на 1 м погонной длины берега.

Таблица 13.1

Показатели	Буны длиной 60 м		
	на каменной постели	на сваях-оболочках	
		из призматических блоков	тонкостенной конструкции
Объем, м³:			
земляных работ	2000	600	800
каменной постели	600	—	—
монтажных элементов буны	515	425	257
монолитного бетона	112	112	6
Затраты труда при монтаже, чел.-дни	71	45,0	31.5
Работа машин и механизмов, маш.-смен:			
плавучий кран грузоподъемностью 100 т	7,3	8	6,7
водолазная станция	9,8	2,2	2

В СССР свободные пляжи намыты на Балтийском побережье (пос. Янтарный), в Крыму (в Планерском), в Геленджикской бухте, на берегах Каховского, Днепровского и Новосибирского водохранилищ и в других местах.

Свободные пляжи под воздействием волнений моря и вдольбереговых течений, возникающих при штормах и нагонах, непременно теряют часть песка и уменьшаются в объеме. Условием эффективной работы таких пляжей является систематическое пополнение их песком. Объем теряемых наносов со временем уменьшается, а затем наступает динамическое равновесие и объем потерь становится постоянным. На острове Нордерни потери песка постепенно сократились до 5 % в год от первоначального намытого объема. Важной экономической особенностью применяемого способа является то, что первоначальные капиталовложения без ущерба для защищаемого берега могут быть снижe-

ны в 2 и более раз по сравнению с методом защиты с помощью пляжеудерживающих сооружений и только в последующем через несколько десятилетий в связи с необходимостью периодического пополнения пляжа песком затраты выравниваются.

При количественной оценке работы проектируемых свободных пляжей приходится встречаться со множеством неясных вопросов. Однако проблема кардинального решения защиты берегов с помощью свободных пляжей не может откладываться по этой причине. Проверенным способом преодоления этого противоречия является ускорение строительства опытных пляжей.

Имеющийся опыт позволяет сделать некоторые рекомендации об условиях применения свободных пляжей.

1. При берегозащите с помощью свободных пляжей не нарушается естественный водообмен в береговой полосе моря, что важно для курортных районов и чего нельзя добиться в межбунных пространствах, а тем более пространствах, образованных волноломами и траверсами. Свободные пляжи эстетичны, в отличие от пляжеудерживающих сооружений они придают естественный вид и привлекательность береговой полосе.

2. Свободные пляжи можно создавать при наличии мощных подводных карьеров песка и средств морской гидромеханизации. Наблюдениями установлено, что карьеры на пологом шельфе на глубинах более 12—15 м, где частицы песка при волнении остаются неподвижными, в большинстве случаев почти не влияют на устойчивость береговой полосы.

3. Основные размеры, характеризующие профиль создаваемых песчаной дамбы и береговой дюны, устанавливаются по аналогии с ранее существовавшими в этом районе стабильными пляжами. При отсутствии таких сведений в первом приближении размеры пляжа могут выбираться: для открытых побережий объем рефулирования 500—600 м³ на 1 м погонной длины береговой линии; для бухт, из которых затруднен вынос песка,— не менее 200 м³. Уклоны поверхностей пляжа и его размеры желательно проверять по наблюдениям за опытными намывами песка, обработанными естественным волнением. Важным параметром свободного пляжа является крупность песка, от которой зависит крутизна надводного и подводного склонов пляжа.

Предпочтение должно отдаваться крупнозернистым пескам. Применение песка крупностью $d_{50\%} \leqslant 0{,}15$ мм разрешается при уклонах $i \leqslant 0{,}01$. Свободный пляж не допускается создавать на мысах, участках крутого падения подводного склона ($i \geqslant 0{,}03 \div 0{,}35$), в зоне влияния каньонов и на участках постоянных течений, уносящих песок в море.

В тех случаях, когда вдольбереговой поток наносов прерван какими-либо сооружениями для защиты от размывов низового участка берега, в качестве основного защитного мероприятия рекомендуются свободные пляжи. Для создания и периодического питания пляжа целесообразна система «байпассинг». Это перекачка наносов с одной стороны сооружения, где они задерживаются, на другую сторону.

Глава 14

УСИЛЕНИЕ, РЕКОНСТРУКЦИЯ И РЕМОНТ СООРУЖЕНИЙ

§ 14.1. УСИЛЕНИЕ ПРИЧАЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Общие положения по усилению и реконструкции. Усиление и реконструкция осуществляются в целях увеличения пропускной способности причалов, повышения производительности и улучшения условий труда, продления срока службы сооружений, охраны окружающей среды и т. п. путем увеличения глубины, повышения категории эксплуатационных нагрузок и восстановления прочностных характеристик элементов сооружения.

Под усилением сооружений понимается комплекс мероприятий, обеспечивающих восстановление несущей способности сооружения, конструктивные элементы которого в процессе эксплуатации получили повреждения или ослабления. При усилении может представиться возможность придать сооружению новые технические характеристики и изменить режим эксплуатации при увеличении допускаемых эксплуатационных нагрузок, сохранения глубины у причала или небольшом ее увеличении на 1,0—1,5 м.

Реконструкция включает комплекс мероприятий, обеспечивающих повышение технических характеристик физически изношенных или морально устаревших причалов путем изменения конструктивной схемы существующего сооружения. При реконструкции может представиться возможность приспособить сооружение к новому назначению, значительно увеличить глубину у причала (свыше 1,5 м) и существенно повысить допускаемые эксплуатационные нагрузки.

При реконструкции причальных сооружений всех типов можно применять перед сооружением оторочки в виде свайной эстакады заанкерованного больверка.

Выбор схемы усиления и реконструкции [1] (рис. 14.1, 14.2, 14.3) производится на основании технико-экономического сравнения вариантов.

В результате усиления и реконструкции существующая кордонная линия причала сохраняется или осуществляется небольшой вынос ее в сторону акватории на 1—2 м или значительный вынос свыше 2 м.

При выборе способа усиления или реконструкции определяется техническое состояние существующего причального сооружения и его фактическая несущая способность. Последняя определяется путем опытной огрузки или по современным методам расчета с учетом фактического состояния сооружения. При этом могут быть вскрыты резервы несущей способности, благодаря чему можно увеличить допускаемые эксплуатационные нагрузки без усиления сооружения.

Механические характеристики грунта основания и засыпки определяются по данным инженерно-геологических исследований на месте строительства перед разработкой проекта усиления или реконструкции. Возможность использования элементов существующего сооружения зависит от степени износа и повреждений, а также от их предполагаемого назначения в составе нового сооружения: экранирующие стенки, разгрузочные или анкерующие устройства и др.

Оторочка из стального шпунта перед больверком размещается на расстоянии

[1] Между понятиями «усиление» и «реконструкция» не всегда можно провести четкую границу.

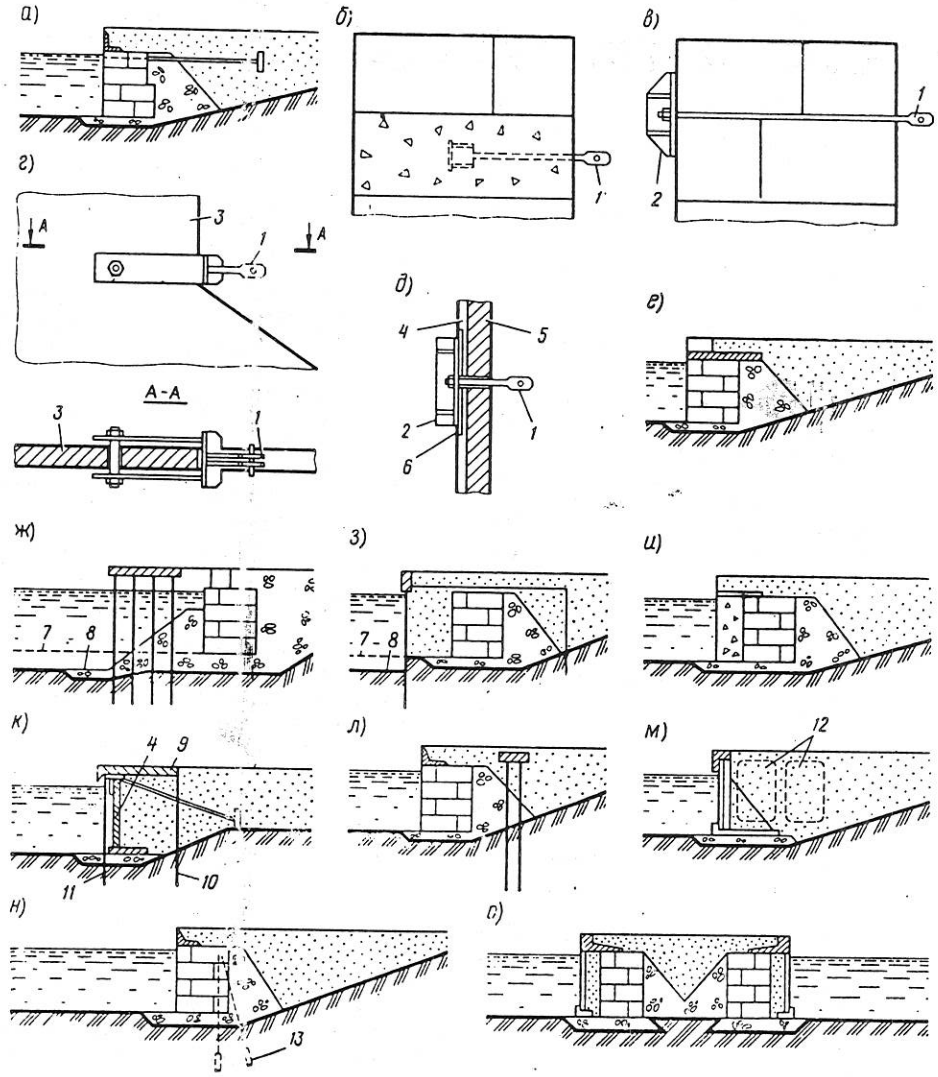


Рис. 14.1. Некоторые способы реконструкции и усиления гравитационных сооружений:

а — анкеровкой; *б*, *в* — использованием схемы крепления анкерных тяг в сооружениях из массивовой кладки соответственно в монолитном бетонном массиве и в швах между массивами; *г*, *д* — использованием схемы крепления анкерных тяг соответственно к контрфорсу уголковой стенки и к тонкостенному элементу массива-гиганта или оболочки большого диаметра; *е* — с помощью консольных разгрузочных плит; *ж* — устройством оторочки в виде эстакады; *з* — устройством оторочки в виде заанкерованного больверка; *и* — устройством оторочки в виде уголковой стенки; *к* — устройством оторочки в виде свайного ряда; *л* — устройством свайного основания подкрановой балки; *м* — закреплением грунта; *н* — устройством грунтовых анкеров; *о* — устройством оторочки пирса в виде уголковых стенок; *1* — шарнирное крепление; *2* — упорный элемент; *3* — контрфорс; *4* — набетонка; *5* — стенка; *6* — закладная деталь; *7*, *8* — существующее и проектное дно; *9* — разгружающая платформа; *10* — тыловая опора; *11* — оторочка; *12* — закрепленный грунт; *13* — грунтовый анкер

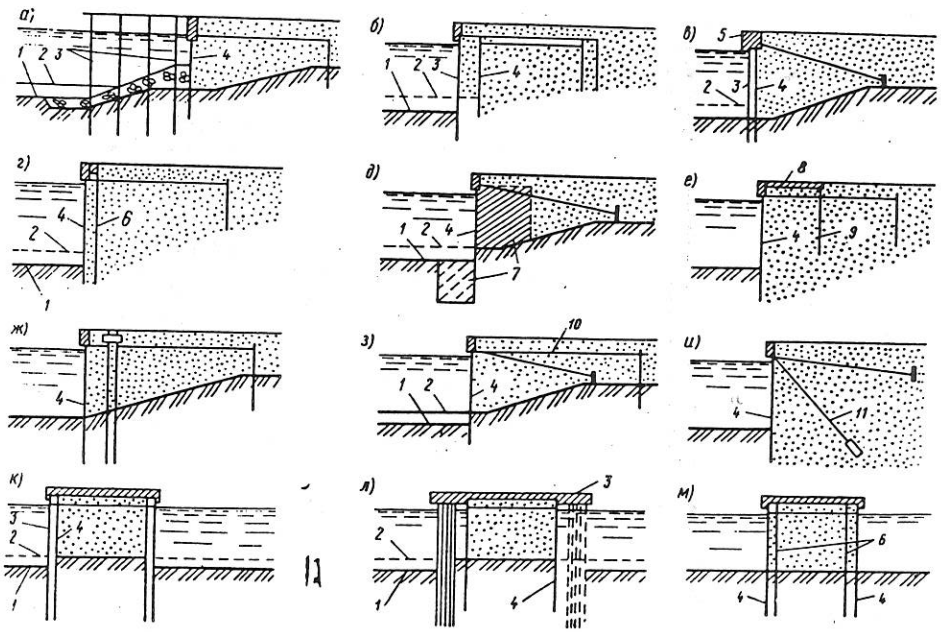


Рис. 14.2. Некоторые способы реконструкции и усиления больверков:

а — устройством оторочки в виде эстакады; *б* — устройством оторочки в виде заанкеренного больверка; *в* — устройством оторочки в виде свайного ряда; *г* — устройством экранирующих элементов; *д* — закреплением грунта; *е* — устройством разгружающей платформы; *ж* — устройством свайного основания подкрановой балки; *з*, *и* — устройством дополнительных анкеров; *к*, *л* — устройством оторочек в пирсах; *м* — устройством экранирующих элементов в пирсах; *1*, *2* — проектное и существующее дно; *3* — оторочка; *4* — существующий больверк; *5* — узел омоноличивания; *6* — экранирующий элемент; *7* — закрепленный грунт; *8* — разгружающая платформа; *9* — тыловая опора; *10* — дополнительный анкер; *11* — грунтовой анкер

1,0—1,5 м и жестко связывается с существующей стенкой омоноличивающей балкой. Для засыпки между стенками применяется песчаный или гравелисто-галечниковый грунт, который тщательно уплотняется до относительной плотности не менее 0,6.

При применении экранирующих свай сопряжение их с лицевой стенкой больверка выполняется омоноличиванием верха шпунта и свай или путем установки выше отметки крепления анкера распорного элемента между шпунтом и сваями.

При использовании способа закрепления грунта применяются:

для песчаных грунтов — одно- и двухрастворная силикатизация или цементация с вибродомолом и активизацией цемента;

для глинистых грунтов — электроосмос, электросиликатизация и электрохимическая обработка грунтов без инъецирования или с инъецированием в грунт различных солевых растворов.

При устройстве оторочки эстакадного типа перед сквозным сооружением следует предусматривать берму шириной не менее 3 м между подпричальными откосами, существующего сооружения и оторочки.

Усиление распорных сооружений гравитационного типа (см. рис. 14.1). В рассматриваемом случае могут применяться следующие мероприятия.

1. Усиление сооружения с устройством анкерных тяг, закрепленных за анкерные стенки или плиты. В сооружении анкерная тяга закрепляется за бетонную или железобетонную надстройку, жестко связанную со стенкой.

2. Устройство опирающейся на существующее сооружение выступающей в

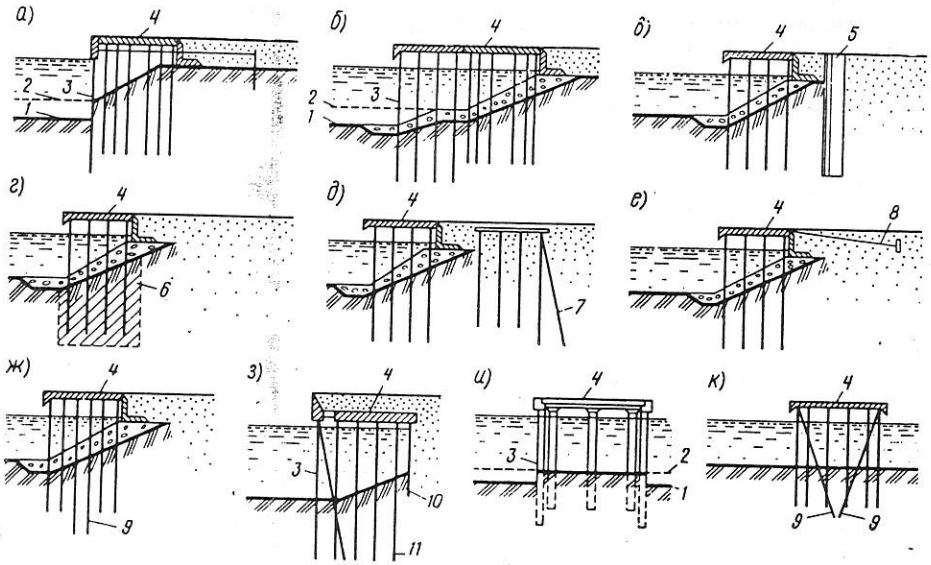


Рис. 14.3. Некоторые способы реконструкции и усиления сооружений свайной конструкции:

а — устройством оторочки в виде заанкерованного больверка; *б* — устройством оторочки в виде эстакады; *в* — устройством экранирующих элементов; *г* — закреплением грунта; *д* — устройством разгружающей платформы на свайном основании; *е* — анкеровкой свайного сооружения; *ж* — устройством дополнительных опор; *з* — устройством оторочки перед высоким свайным ростверком с задним шпунтом; *и* — устройством оторочки в пирсах; *к* — устройством дополнительных опор в пирсах; *1, 2* — проектное и существующее дно; *3* — возводимая оторочка; *4* — существующее сооружение; *5* — экранирующий элемент; *6* — закрепленный грунт; *7* — свайное основание платформы; *8* — анкер; *9* — дополнительные сваи; *10* — задний шпунт; *11* — сваи ростверка

сторону засыпки железобетонной консольной разгрузочной платформы. Благодаря этому происходит уменьшение давления грунта на стенку и более равномерное распределение давления по ее подошве.

3. Устройство оторочек в виде свайной сквозной конструкции или больверка из стального или железобетонного шпунта, свай-оболочек, уголковых стенок, устанавливаемых на каменную постель, и др. При значительном выносе кордонной линии в сторону акватории пространство между оторочкой в виде заанкерованного больверка или уголковой стенки с внешней анкеровкой и существующим сооружением необходимо засыпать грунтом или камнем. При этом следует рассмотреть варианты с расстоянием от оторочки до стенки (0,14—0,17) h для больверка и (0,20—0,33) h для уголковой конструкции, где h — свободная высота существующего сооружения.

4. Создание за сооружением разгрузочной свайной эстакады или экранирующих свайных рядов.

5. Уширение подошвы стенки методом подводного бетонирования с использованием опалубки из железобетонных плит.

6. Подводное бетонирование каменной засыпки в отсеках ряжей или массивов-гигантов. Если ячейки массивов-гигантов заполнены песком, то бетонирование должно производиться после удаления из них песка.

7. Химическое закрепление грунта за сооружением, в частности методом силикатизации. При этом достигаются более высокие механические характеристики закрепленного грунта и соответственно уменьшается активное давление засыпки.

8. Укладка ярусами за существующим сооружением разгрузочных железобетонных рам или гибких полотнищ из стеклопластика, армированных битумных матов, не связанных с конструкцией сооружения. Горизонтальные или наклонные рамы и гибкие полотнища оказывают анкерующее воздействие на засыпку и уменьшают активное давление грунта.

9. Анкеровка существующего сооружения путем укладки за ним разгрузочных плит и гибких полотнищ, связанных с конструкцией сооружения. Шарнирно соединенная со стенкой разгрузочная железобетонная плита, являясь анкерующим устройством, одновременно передает через шарнир вертикальную нагрузку на стенку. Гибкое полотнище соединяется с сооружением под некоторым углом и при дальнейшей засыпке выше отметки укладки защемляется в грунте и становится анкерующим устройством. Одновременно полотнище передает на стенку вертикальную нагрузку.

Усиление причальных сооружений типа больверк (см. рис. 14.2). Для конструкций в виде тонких стенок могут быть применены мероприятия, изложенные в п. 1, 3, 4, 7, 8, 9. Достаточно эффективным является создание разгрузочных устройств в виде погруженных через засыпку одного или нескольких экранирующих рядов свай с устройством разгрузочной платформы по сваям, а также устройство свайного основания под подкрановую балку. В этом случае балка может рассматриваться как разгрузочная платформа. Устройство разгрузочной платформы особенно эффективно в случае, если в основании залегают плотные грунты.

Усиление может быть осуществлено по схеме двуханкерного крепления путем устройства второго анкера ниже уровня воды. Дополнительная анкерная тяга крепится к анкерному поясу, установленному на лицевой стенке больверка со стороны акватории.

Усиление сооружения при сохранении кордонной линии можно осуществить заполнением сваи-оболочки подводным бетоном через пробуренное отверстие в бетонной пробке. При этом предварительно следует удалить грунтовую пробку из сваи-оболочки.

Усиление больверка с лицевой стенкой из стального или железобетонного шпунта или из свай-оболочек при небольшом выносе кордонной линии можно осуществить путем устройства дополнительной шпунтовой стенки со стороны акватории с заполнением пространства между стенками бетоном. В случае необходимости устанавливаются дополнительные анкерные тяги или существующие тяги заменяются новыми. Железобетонная надстройка поверху объединяет новую стенку с существующей.

При необходимости значительного выноса кордонной линии перед существующим больверком забивается дополнительная стенка из металлического или железобетонного шпунта, заанкерованного за существующую стенку. Пространство между стенками заполняется песчаным грунтом.

Усиление больверка из свай-оболочек при необходимости значительного выноса кордонной линии можно осуществить, в частности, путем устройства стенки уголкового типа, лицевая плита которой анкеруется за сваи-оболочки. Таким образом получаем схему экранированного больверка с передней грунтовой пригрузкой.

§ 14.2. РЕКОНСТРУКЦИЯ ПРИЧАЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Реконструкция распорных сооружений гравитационного типа (см. рис. 14.1). Для достижения наибольшего эффекта от разгружающего воздействия существующего сооружения лицевую стенку оторочки следует располагать на близком расстоянии от лицевой стенки существующего сооружения. При этом в процессе нахождения оптимального решения следует рассмотреть вариант с расстоянием (0,20—0,17) h, где h — свободная высота существующего сооружения.

При небольшом выносе кордонной линии реконструкцию, в частности, рекомендуется выполнять:

а) при увеличении глубины у причала от 9,75 до 13 м и грунтах основания средней прочности (далее их будем на-

зывать условиями А) путем устройства перед существующей стенкой оторочки в виде больверка из стального шпунта с закреплением за анкерную стенку и засыпкой пространства между стенками песчаным грунтом;

б) при увеличении глубины от 9,75 до 13 м и грунтах основания малой прочности (условие Б) и при увеличении глубины от 11,5 до 16,5 м и грунтах основания средней прочности (условие В) путем устройства оторочки в виде заанкерованного больверка из свай-оболочек;

в) путем погружения свайных рядов перед стенкой и за стенкой и устройства опирающейся на эти ряды железобетонной плиты, перекрывающей существующее сооружение.

При значительном выносе кордонной линии вариантами реконструкции могут быть:

при выполнении условий А в соответствии с указаниями в п. а;

при выполнении условий Б и В в соответствии с указаниями в п.б с закреплением тяг за анкерную стенку или за надстройку существующего гравитационного сооружения или путем возведения перед ним оторочки в виде свайной эстакады с созданием подпричального откоса из каменной призмы. В случае необходимости свайную эстакаду можно заанкеровать.

При сохранении кордонной линии реконструкцию набережных из массивовой кладки можно, в частности, осуществить путем устройства тыловой разгружающей платформы, опирающейся на стенку и на опору, возводимую методом «стена в грунте», или применением вертикальных и наклонных грунтовых анкеров.

Реконструкция заанкерованных больверков (см. рис. 14.2). При сохранении положения кордонной линии:

в больверках из стального или железобетонного шпунта при выполнении условий А рекомендуется погрузить через засыпку один ряд экранирующих свай-оболочек с разгрузочной платформой по верху. Если существующий больверк выполнен из железобетонного шпунта необходимо предусмотреть устройство грунтозадерживающей завесы в нижней части стенки до глубины, несколько превышающей отметку проектного дна, осуществляемое подводным бетонированием методом ВПТ через обсадную трубу;

при значительном углублении, когда проектное дно приближается к отметке низа существующей стенки из стального или железобетонного шпунта при наличии условий Б и В рекомендуется возвести за стенкой экранированный больверк из свай-оболочек.

Этот больверк состоит из забитого сразу же за существующим сооружением сплошного заанкерованного и второго экранирующего ряда свай-оболочек с разгрузочной платформой по верху;

в больверках из свай-оболочек при выполнении условий В за стенкой рекомендуется погрузить один экранирующий ряд свай-оболочек с разгрузочной платформой по верху. Заглубление существующей лицевой стенки можно увеличить путем устройства буронабивных армированных свай, бетонируемых через внутреннюю полость свай-оболочек. Прочность лицевой стенки обеспечивается заполнением армированным бетоном внутренней полости свай-оболочек на необходимую высоту. Щели между сваями-оболочками в нижней части лицевой стенки до отметки, расположенной несколько ниже отметки проектного дна, заделываются подводным бетоном методом ВПТ через обсадные трубы;

реконструкцию можно осуществить выполнив работы по устройству за стенкой дополнительных наклонных грунтовых анкеров, а также путем устройства второй анкерной системы (анкерные опоры и тяги). При этом дополнительные тяги могут быть закреплены к стенке на уровне существующих анкеров.

При небольшом выносе кордонной линии:

в сооружениях из стального или железобетонного шпунта при выполнении условий А рекомендуется перед ним возвести заанкерованный больверк из свай-оболочек. В больверках из стального шпунта пространство между стенками засыпается камнем; в сооружениях из железобетонного шпунта заполняется подводным бетоном пространство между стенками только от существующего дна до глубины, несколько превышающей отметку проектного дна;

в сооружениях из стального или железобетонного шпунта при наличии условия В рекомендуется устройство экранированного больверка из свай-оболочек. Он состоит из забитого перед существующим сооружением сплошного заанкеренного ряда из свай-оболочек и экранирующего ряда свай-оболочек за сооружением. По верху этого ряда устраивается разгрузочная платформа. Пространство между существующей стенкой и впереди забитым рядом от существующего дна до глубины, несколько превышающей отметку проектного дна, заполняется подводным бетоном.

При значительном выносе кордонной линии пространство между существующей стенкой и оторочкой в виде больверка заполняется песчаным грунтом. Оптимальное расстояние до лицевой стенки вновь возводимого больверка находится в пределах (0,33—1,0) h при условии, что глубина заделки существующего больверка ниже отметки проектного дна составляет не менее 0,25 h, где h — свободная высота существующего больверка. В рассматриваемом случае:

в сооружениях из стального или железобетонного шпунта при выполнении условий А рекомендуется возвести оторочку в виде заанкерованного больверка из свай-оболочек, а при наличии условий Б и В следует дополнительно возвести разгрузочную платформу;

в сооружениях из свай-оболочек при выполнении условий А рекомендуется возвести оторочку в виде заанкерованного больверка из стального шпунта, а при наличии условий Б и В — оторочку в виде заанкерованного больверка из свай-оболочек с устройством разгрузочной платформы над сваями существующего больверка.

Во всех случаях, подобных рассмотренным при возведении передней стенки из свай-оболочек, грунтозадерживающая завеса образуется забивкой стенки из плоского стального шпунта вдоль тыловой линии свай-оболочек, или при помощи подводного бетонирования щелей через обсадную трубу.

Реконструкция причальных сооружений безраспорной конструкции (см. рис. 14.3). При наличии условий А она может быть осуществлена возведением перед ростверком оторочки в виде закрепленного за анкерную опору больверка из стального шпунта. При наличии условия Б и В сооружается оторочка в виде закрепленного за анкерную опору больверка из свай-оболочек. Для повышения несущей способности свай можно рассмотреть вариант с подсыпкой подпричального откоса камнем или песком.

При увеличении глубины у причала от 11,5 до 16,5 м в грунтах основания малой прочности реконструкцию можно осуществить путем создания оторочки в виде свайной эстакады. Такая эстакада на вертикальных сваях или на сваях-оболочках может быть закреплена за анкерные опоры.

Реконструкцию можно осуществить возведя за эстакадой стенку в грунте, которую при необходимости можно заанкеровать, а также путем закрепления грунта в межсвайном пространстве, благодаря чему повысится несущая способность свайного основания.

Все предложения по усилению и реконструкции следует рассматривать как варианты решений, наряду с которыми должны рассматриваться и другие возможные варианты. Оптимальное решение выбирается в результате технико-экономического сравнения вариантов.

В процессе подготовки и выполнения строительных работ следует пользоваться соответствующими нормативными документами [1].

Проектирование усиления и реконструкции сооружений. При расчете учитывается напряженное состояние существующего сооружения, последовательность выполнения реконструктивных меропри-

[1] Руководство по организации строительного производства в условиях реконструкции промышленных предприятий, зданий и сооружений. М.: Стройиздат, 1982. 223 с.

ятий (порядок ввода новых элементов в сооружение, засыпка пазух, деформации сооружения в результате дноуглубления у причала и др.), а также приращение эксплуатационных нагрузок после усиления или реконструкции.

При реконструкции или усилении предусматриваются мероприятия по обеспечению совместной работы элементов реконструкции или усиления с элементами существующего сооружения. Анкеровка оторочки шпунтового типа за элементы существующего сооружения осуществляется при соответствующем экономическом обосновании в случаях, когда несущая способность анкерных тяг существующего больверка или несущая способность существующего эстакадного или гравитационного сооружения на горизонтальную нагрузку достаточна для восприятия анкерного усилия оторочки.

При рассмотрении вопроса о передаче горизонтальных нагрузок на оторочку эстакадного типа следует выполнить технико-экономическое сопоставление следующих вариантов: анкеровка оторочки, в том числе с применением жестких анкеров; устройство козловых свай; увеличение ширины оторочки.

При расчете оторочек гравитационного типа учитывается действующее на оторочку силосное давление грунта, расположенного между сооружениями. На существующее сооружение действует разность между активным давлением со стороны территории с учетом полезных нагрузок на поверхности после реконструкции и силосным давлением между сооружениями без учета пригрузки со стороны акватории. В случае анкеровки оторочки за существующее сооружение дополнительно учитывается анкерное усилие.

Линия скольжения призмы выпора анкерной опоры оторочки должна проходить выше верхнего торца анкерной опоры существующего больверка. Если это невозможно устраивается анкерная опора козлового типа.

В необходимых случаях осуществляется опытная статическая огрузка или статические испытания элементов. Значение нагрузки на первой ступени должна составлять не более 50 % расчетной нагрузки. При отсутствии стабилизации смещений испытания прекращаются и принимаются срочные меры по снятию нагрузки.

Измерив напряжения в стальном шпунте можно определить изгибающий момент, кН·м

$$M = \sigma W,$$

где σ — измеренное фибровое напряжение в шпунте, кПа;
W — момент сопротивления 1 м шпунтовой стенки, м³.

В железобетонном шпунте изгибающий момент определяется по результатам измерения напряжений в арматуре путем обратного пересчета с использованием обычных расчетных формул.

Примеры расчета реконструкции причальных сооружений.

1. Реконструкция заанкеренного больверка (рис. 14.4, *а*) из железобетонного шпунта сечением 0,25×0,50 м, глубиной — 5,1 м, эксплуатируемого при нагрузках третьей категории. При строительстве этого больверка произведена замена слабого грунта песком до отметки — 9,0 м. Ниже этой отметки до отметки — 21,2 м залегают илы глинистые слаботекучие ($\varphi=9°$, $c=6$ кПа), подстилаемые на отметке — 25,4 м тугопластичными суглинками ($\varphi=9°$, $c=12$ кПа). Ниже расположены гравийно-галечные грунты ($\varphi=33°$).

После реконструкции проектная глубина у причала — 6,5 м, нагрузки второй категории.

В процессе расчета рассмотрен ряд вариантов, причем в качестве критерия выбран показатель общей устойчивости причала, рассчитанный методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения по программе *PURS*. Некоторые из полученных результатов приведены в табл. 14.1.

В качестве основного был рекомендован вариант показанный на рис. 14.4, *а*. Прорабатывался еще один вариант, в котором на расстоянии 1 м перед существующей стенкой забивался сплошной ряд железобетонных свай 0,45×0,45 м с заполнением пространства между этими стенками камнем. На расстоянии 4 м за существующим больверком забивался до отметки — 25,4 м один продольный ряд свай сечением 0,45×0,45 м с шагом 3 м под прикордонную подкрановую балку. Конструкция тылового подкранового пути была такой же. По параметрам общей устойчивости этот вариант оказался равноценным, однако он был отклонен, ибо в нем до 5,5 м увеличивалось расстояние от передней крановой ноги до линии кордона.

Статический расчет напряженно-деформированного состояния реконструируемого сооружения выполнен по программе *PORT* с применением стержневой аппроксимации при учете передачи усилий в грунтовой среде.

Распорное давление на лицевой ряд из свай, забитых с шагом 3 м, определено как силосное; давление на вновь забитый сплошной ряд свай до отметки —10,5 м определено как разность силосных давлений в банках слева и справа; давление ниже отметки —10,5 м определено как разность между активным давлением справа и силосным давлением слева. Давление на существующую

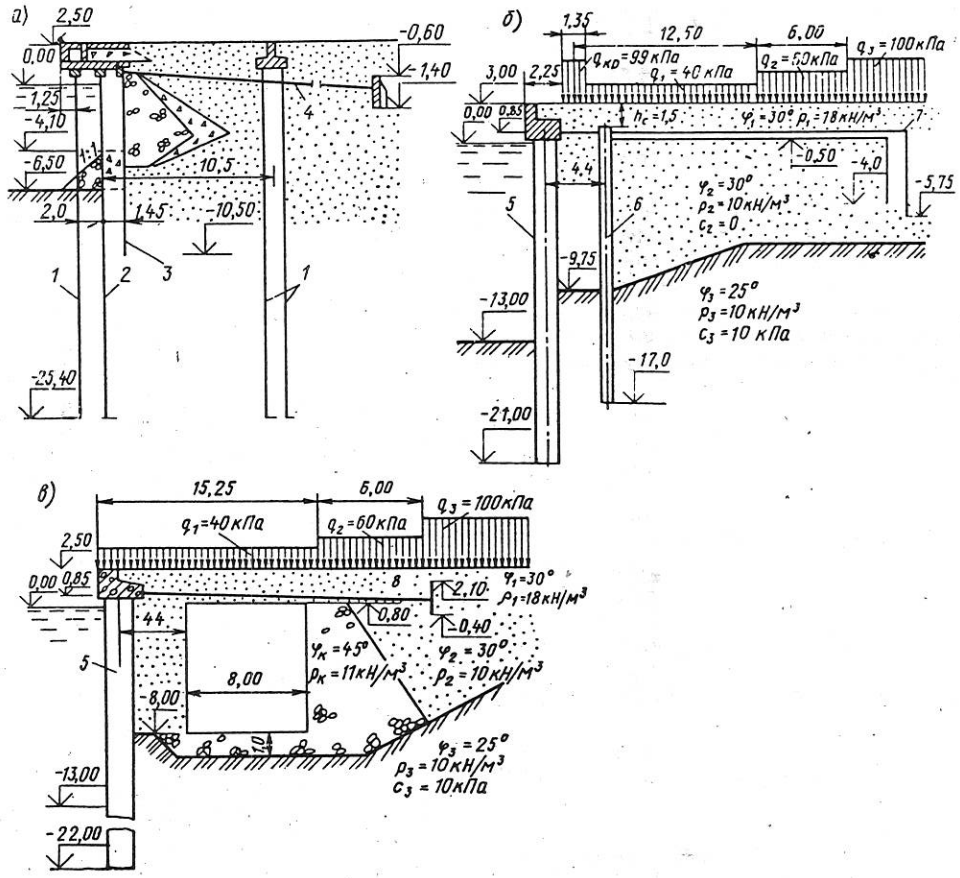


Рис. 14.4. Схемы реконструкции к примерам расчета:
а — больверка из железобетонного шпунта; *б* — больверка из металлического шпунта; *в* — гравитационного сооружения; *1* — новый свайный ряд из железобетонных свай сеченнем 0,45×0,45 м с шагом 3 м; *2* — новый сплошной ряд из железобетонных свай сеченнем 0,45×0,45 м с прикордонным подкрановым рельсом над ним; *3* — существующий больверк из железобетонного шпунта; *4* — анкер диаметром 56 мм; *5* — оторочка из предварительно напряженных железобетонных свай-оболочек диаметром 1,6 м с толщиной стенки 0,15 м; *6* — существующий больверк из стального шпунта Ларсен-V ($I=54\cdot10^{-4}$ м⁴; $E=2\cdot10^8$ кПа; $R_a=750$ кН; $M=560$ кН·м); *7* — анкер оторочки диаметром 90 мм; *8* — анкер оторочки диаметром 95 мм

шпунтовую стенку до отметки —4,1 м определяется как активное давление грунта, а ниже ее — как разность между активным давлением справа и силосным давлением слева.

В результате расчета анкерная реакция составила $R=108$ кН/м. Значение максимальных усилий в элементах причала (в числителе изгибающий момент в кН·м/м, в знаменателе нормальная сила в кН/м): в шпунтовой оторочке 131/171; в существующем больверке 92,3/102; в сваях кордонного ряда 32,7/65,7.

Расчетное усилие в анкере $R_a=267{,}3$ кН; расчетная несущая способность анкера диаметром 56 мм составляет $R_p=492{,}5$ кН. Таким образом, условие прочности для анкерной тяги выполнено, т. е.

$$\gamma_{fc} R_a \leqslant R_p \frac{\gamma_c}{\gamma_n}. \qquad (14.1)$$

Максимальные расчетные изгибающие моменты в свае оторочки — 44,2 кН·м и в шпунтине существующего больверка $M=34{,}61$ кН·м. Расчетная несущая способность шпунтины по трещиностойкости сечением 0,25×0,50 м равна $M_p=28{,}6$ кН·м. Таким образом условие трещиностойкости шпунтины не выполнено, т. е.

$$\gamma_{fc} M \leqslant \frac{\gamma_c}{\gamma_n} M_p. \qquad (14.2)$$

Это обстоятельство можно учесть, например, повышением уровня отсыпки щебня между больверком и оторочкой или оценкой значений изгибающих моментов в элементах реконструкции, которые возникнут в результате перераспределения усилий в случае повреждения существующего больверка. В рассматриваемом случае при выходе из строя существующего больверка передача дополнительных усилий на оторочку может быть допустима, поскольку она имеет достаточные запасы прочности.

Таблица 14.1

Вариант реконструкции	Отметка низа, м: оторочки	Отметка низа, м: подкрановых свай	Коэффициент общей устойчивости
1. Устройство оторочки (рис. 14.4, *а*)	—26,4	—26,4	1,550
2. По той же схеме при других отметках свай оторочки	—21,2	—26,4	0,771
3. То же	—14,2	—26,4	0,713
4. Без оторочки с устройством двух рядов подкрановых железобетонных свай с шагом 3 м	—	—26,4	0,696
5. Устройство оторочки в виде ряда железобетонных свай сечением 0,45×0,45 м с шагом 1,15 м и двух подкрановых рядов из таких же свай с шагом 3 м	—26,4	—26,4	0,693

2. В больверке (рис. 14.4, *б*) до реконструкции и после реконструкции нагрузки первой категории. Глубина погружения оторочки — 21 м выбрана из условия общей устойчивости. В результате расчета найдено: расчетные суммарные моменты сил, поворачивающих и удерживающих оторочку при повороте вокруг точки крепления анкера $M_п=15\,934$ и $M_у=31\,180$ кН·м/м; максимальные изгибающие моменты в оторочке и в анкерной стенке оторочки $M_о=1741$ и $M_с=303$ кН·м/м.

Также получено $R=407$ кН/м; $R_a=1037$ кН; $R_p=1272$ кН; $M=2517$ кН×м; $M_p=2660$ кН·м и условия (14.1) и (14.2) оказались выполненными.

Расчетные усилия в анкерах и шпунте существующего больверка не превышают усилий до реконструкции.

3. В реконструируемом сооружении ряжевой конструкции (рис. 14.4, *в*) до реконструкции и после реконструкции нагрузки первой категории; расчетная нагрузка от навала судна $F_y=1000$ кН.

В результате расчета с использованием программ GROT найдено: $M_п=20431$ кН·м/м; $M_у=39\,740$ кН·м; $M_о=1244$ кН·м/м; $M=1798$ кН; $M_p=2180$ кН; $R=440$ кН/м; $R_a=1121$ кН; $R_p=1418$ кН; нагрузка от навала судна, воспринимаемая одним метром сооружения по длине, составляет $P_c=149{,}6$ кН.

Таким образом условия (14.1) и (14.2) оказались выполненными, а дополнительного расчета оторочки на нагрузку от навала судна не требуется, так как $P_c<0{,}5\,R$.

§ 14.3. РЕМОНТ СООРУЖЕНИЙ

Общие положения. В процессе эксплуатации постепенно снижается прочность конструкции, появляются деформации, и, если не принять предупредительных мер с течением времени сооружения разрушаются. Это может происходить медленно и незаметно и таким образом создавать представление полного благополучия. В результате могут произойти неожиданные тяжелые аварии, которых можно было бы легко избежать.

Под износом понимают постепенную утрату элементами сооружения эксплуатационных качеств, заданных при его проектировании.

Физическим износом называют частичную или полную потерю рабочих качеств конструкций вследствие изменения первоначальных размеров, геометрических форм, механических, физических, химических, технологических и других свойств и качеств, приданных им при постройке или ремонте. Таким образом, физические дефекты вызываются изнашиванием и повреждениями сооружений. Если износ (увеличение раскрытия трещин, уменьшение защитного слоя, увеличение прогиба и глубины коррозии и др.) достигнет предельных значений, то это может привести сооружение в аварийное состояние. Из-за предельного износа возникает ухудшение эксплуатационных характеристик сооружения, ограничение эксплуатационного режима и т. п. Если же сооружение продолжает работать в нормальном режиме, то износ считается допустимым. Нормальные износы могут быть изучены, их можно предвидеть, а следовательно, и планировать меры по их предупреждению или уменьшению.

При моральном износе сооружение устаревает технически. Это связано с созданием новых, более современных и производительных технологий, с недостаточностью габаритов сооружений для обслуживания крупнотоннажных судов и пр. Моральный износ вызывает необходимость замены устаревших конструкций, модернизации сооружений в процессе ремонта, постройки новых сооружений вместо устаревших и т. д.

Повреждением называют изменения геометрических форм частей сооружения, его металлоконструкций и систем, возникающие в результате неправильной эксплуатации, некачественной постройки, стихийных явлений и др., т. е. под воздействием различных внешних сил. Повреждения по своей природе планированию не поддаются.

Характерными повреждениями являются осадки и горизонтальные смещения, вызванные превышением допускаемых нагрузок на причалы или ненормальной работой дренажных и водоотводящих устройств, приводящих к подпору воды за стенкой; размывы дна у причалов вследствие работы судовых винтов; деформации от воздействия судов при превышении допустимой скорости подхода, в штормовую погоду, при воздействии тягуна, при неисправных отбойных приспособлениях; коррозионные повреждения при переработке химически активных грузов и др.

Восстановление конструктивных элементов предусматривается в частности при следующих видах повреждений:

поверхностное повреждение элементов — шелушение бетона, мелкие трещины, отколы, каверны, разрушение металла коррозией, гниение дерева, поражение древоточцами;

разрушение, связанное с нарушением целостности элементов, — глубокие трещины, пробоины, бреши, изломы элементов, разрыв замков в шпунте, коррозия арматуры, обрыв анкеров.

Плановый ремонт направлен на устранение физических дефектов, вызванных появлением нормальных износов. Аварийный ремонт направлен на устранение физических дефектов, вызванных повреждениями. Этот вид ремонта не планируется.

Для сооружений, имеющих местные повреждения, выполняются статические расчеты в соответствии с методическими указаниями по эксплуатации и усилению причальных сооружений, имеющих локальные повреждения.

Обобщенной характеристикой эффекта ремонта или усиления является показатель степени восстановления первоначальной несущей способности θ, который на основе изучения эксплуатационных условий должен быть установлен при разработке проекта ремонта или усиления, т. е.

$$\theta = S_в / S,$$

где $S_в$ — несущая способность элемента конструкции после его восстановления или усиления;

S — несущая способность элемента до повреждения.

Система планово-предупредительных ремонтов. В соответствии с положением [1], введенным в 1966 г., гидротехнические сооружения ремонтируются по системе планово-предупредительных ремонтов (ППР), являющейся наиболее прогрессивной формой организации ремонтных работ. В зависимости от объема, характера и периодичности ППР делятся на две категории: текущие и капитальные. Качество и сроки ремонтных работ контролируются отделом гидротехнических и инженерных сооружений порта.

Система ППР представляет комплекс организационно-технических мероприятий по техническому обслуживанию и ремонту, выполняемых в определенной последовательности, через плановые промежутки времени, с учетом технического состояния, конструктивных особенностей, условий эксплуатации, рациональной организации ремонта сооружений и экономической целесообразности. Целью этой системы является поддержание в исправном состоянии сооружения в течение амортизационного срока службы при сохранении его эксплуатационно-технических качеств. В систему ППР входят также техническое обслуживание — уход, осмотр и наблюдение, реконструкция и модернизация частей сооружения и внедрение новой техники. Все это влияет на периодичность и объемы плановых ремонтных работ.

Условием ППР является знание обоснованных сроков службы отдельных элементов и их межремонтных периодов, устанавливаемых на основе научных исследований и путем статистической обработки результатов осмотров, наблюдений и ремонтов.

При проектировании сооружений следует закладывать принцип «равно- и кратноизнашиваемости». Например, предусматривается, чтобы межремонтный период наиболее изнашиваемого элемента должен составлять не менее 5 лет. Тогда межремонтные периоды и сроки службы остальных основных элементов должны быть кратны пяти.

Текущий ремонт [1]. В соответствии с ведомственным положением о проведении планово-предупредительного ремонта производственных зданий и сооружений на морском транспорте он выполняется с периодичностью в один год за счет средств основной эксплуатационной деятельности. При установлении годового плана текущих ремонтов исходят из лимита ассигнований, выделяемого пароходством.

К работам текущего ремонта относятся:

1) ремонт швартовных и отбойных устройств, поддержание внешнего вида сооружений; 2) заделка каверн, сколов, выбоин в бетоне объемом до 1 м³, затирка бетонных поверхностей в местах обнажения арматуры; 3) засыпка промоин и размывов при объеме засыпки до 10 м³, ремонт креплений откосов; 4) выборочный ремонт деревянных конструкций. Элементы, поврежденные древоточцами и гниением ремонтируются нанесением покрытия из бетона, металла, пластика; 5) мелкий выборочный ремонт дорожных покрытий, канав, лотков, труб, дренажей, фильтров, смотровых колодцев, восстановление зеленых насаждений; 6) заделка трещин, ремонт штукатурки стен зданий, окраска стальной кровли или обмазка мягкой кровли нефтебитумом, ремонт оконных и дверных проемов и др.

Для текущих ремонтов техническая документация ограничивается ремонтными ведомостями с указанием объема, характера и вида работ и определением стоимости.

Капитальный ремонт. Выполняется для восстановления изношенных и поврежденных важнейших элементов сооружения, из-за неисправности которых снижаются эксплуатационные качества сооружения. Таким образом, капитальный ремонт проводится для восстановления эксплуатационно-технических характеристик сооружений. Например, при ремонте откосных оградительных сооружений их профиль пополняется дополнительными блоками с перекладкой сместившихся блоков и бордюрных массивов. Целесообразно сочетать капитальный ремонт с модернизацией, т. е. с повышением эксплуатационно-технических показателей сооружений. Благодаря этому можно кроме физического износа устранить моральный износ сооружений.

Капитальные ремонты отличаются от текущих значительной технической сложностью и большими объемами работ. Несмотря на это, следует стремиться сокращать до минимума сроки вывода сооружения из эксплуатации, используя для ремонта межнавигационные периоды или периоды менее интенсивной работы, а при возможности не выводить полностью сооружение из эксплуатации, осуществляя ремонт отдельными участками. В результате выбора оптимального варианта ремонта необходимо достигнуть наиболее высоких эксплуатационно-технических показателей при минимальной стоимости и трудоемкости работ.

Капитальный ремонт может быть выборочным, когда ремонтируются отдельные конструктивные элементы и комплексным, когда ремонту подвергаются все или большинство элементов, одни из них восстанавливаются, другие — заменяются.

Элементы сооружения капитально ремонтируются, не чаще одного раза в 5—7 лет, а такие конструкции как, например, головы и камеры шлюзов в среднем через 15 лет. Капитальный ремонт осуществляют подрядным способом с привлечением специализированных строительных организаций и только небольшой объем (порядка 10—15 %) выполняется хозспособом силами РСУ порта. Планирование таких работ ведется по двум направлениям: перспективному на 5—15 лет, осуществляемому на основе плана улучшения технического состояния сооружений и внедрения новой техники, и оперативному — на предстоящий год.

Проектно-сметная документация разрабатывается проектными организациями, службой сооружений или конструкторскими бюро порта, рассматривается на техническом совете и утверждается начальником порта. В состав документации могут входить проектное задание и рабочие чертежи, материалы по обследованию, пояснительная записка и расчет, технико-экономическое обоснование принятого варианта.

Приемка сооружений в эксплуатацию после капитального ремонта производится комиссией, назначаемой организацией, утвердившей проектно-сметную документацию.

Ремонт бетонных и железобетонных конструкций (рис. 14.5—14.7). Этот ремонт занимает наибольшую долю в составе работ, выполняемых при ремонте гидротехнических сооружений. Для подготовки поверхности бетона и арматуры может применяться пескоструйный метод. Ровные поверхности бетона насекаются пневматическими бучардами. Различают следующие основные способы ремонта:

бетонирование отдельных мест разрушения, замена старого бетона новым;

торкретирование бетонных поверхностей, применяемое при небольших по глубине разрушениях;

инъекционные методы, повышающие водонепроницаемость и прочность поврежденного бетона — цементация, силикатизация, комбинированный метод — цементация и силикатизация, пластырная цементация, смолизация; химическое уплотнение с помощью кремнефтористо-водородной кислоты, гидрата окиси кальция для повышения только водонепроницаемости и др.;

[1] Положение о проведении планово-предупредительного ремонта морских и речных портовых, судоходных и судоподъемных гидротехнических сооружений (Госстрой СССР). М.: Стройиздат, 1966. 59 с.

[1] Ведомственные технические условия на производство текущих и капитальных ремонтов морских портовых гидротехнических сооружений, ВСН 17—70 ММФ. М.: Рекламбюро, ММФ, 1971. 211 с.

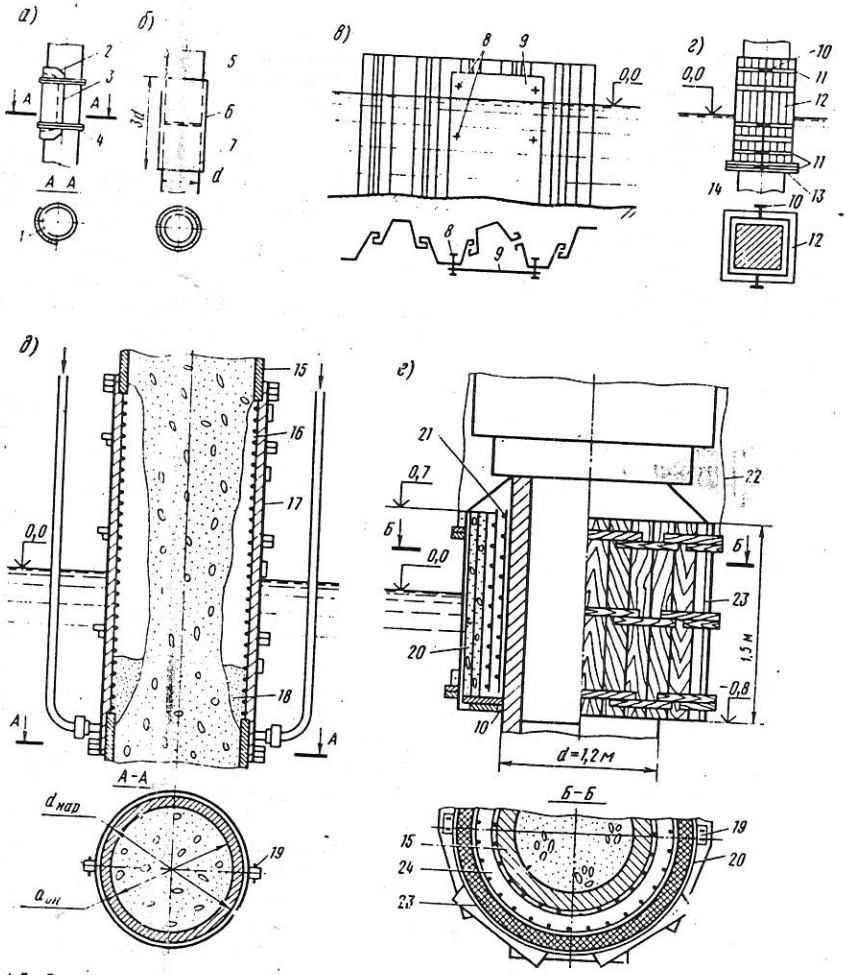


Рис. 14.5. Схемы ремонта:

а — заделка повреждений металлических свай приваркой латок; *б* — наращивание металлических свай с постановкой приварной муфты; *в, г* — ремонт соответственно металлического шпунтового ряда и железобетонных вай; *д, е* — ремонт свай-оболочек соответственно с помощью цементного раствора и железобетонного бандажа с теплоизолирующим слоем; *1* — пробоина; *2* — латка; *3* — сплошной шов; *4* — проволочное крепление; *5* — приварка на воздухе; *6* — муфта; *7* — приварка под водой; *8* — болты с поворотной головкой; *9* — пластырь; *10* — стяжные болты; *11* — металлические хомуты; *12* — деревянная опалубка из двух П-образных щитов; *13* — опорный брус; *14* — свая сечением 45×45 см; *15*—свая-оболочка; *16*—восстановленная арматура; *17*—герметически закрепленная металлическая опалубка. *18* — цементный раствор; *19* — болтовое соединение; *20* — скорлупы из битумно-шлаковой смеси толщиной 10 см; *21* — железобетонный бандаж толщиной 25 см; *22* — подвески из проволоки; *23* — оставляемая на месте деревянная опалубка; *24* — уплотнительное кольцо

устройство гидроизоляционных покрытий и оболочек — покрытие краской или олифой, нанесение краскопультом раствора битума в бензине или керосине, покрытие древесной смолой, штукатурка из асфальтовой мастики или асфальтового раствора, оклеечная гидроизоляция с применением рубероида, пергамина, асфальтовых матов и гидроизола, литая гидроизоляция из битума и асфальта, гидроизоляционные оболочки из одного или нескольких рядов деревянных шпунтованных досок или брусьев, из сварных стальных листов толщиной 2 мм и др. Эти покрытия не следует применять в местах, где возможны механические повреждения защищаемой поверхности.

При бетонировании отдельных мест разрушения, брешей, каверн, очень важным является обеспечение надежного сопряжения старого бетона с новым, т. е. создание требуемой плотности и прочности строительного шва. С этой целью после удаления слабого бетона в плотном старом бетоне делается насечка перфораторами с наибольшей шероховатостью, создаются искусственные штрабы и зубцы, глубоко и надежно в старый бетон заделываются связующие анкеры, устанавливаются и привариваются дополнительные стержни, в том числе и косые диаметром до 56 мм для восприятия перерезывающих сил и моментов.

Используя разработанную технологию [1] с использованием эпоксидных смол, можно ремонтировать бетон, имеющий трещины, каверны, истертый и отслоившийся поверхностный слой.

Ремонт металлоконструкций (см. рис. 14.5). Защиту металлоконструкций от коррозии относят к ремонтным работам. Методы защиты металла от физико-химической коррозии делятся на три основные группы:

[1] Временные технические указания по ремонту бетона судоходных гидросооружений, Главводпуть МРФ М.: Транспорт, 1972.

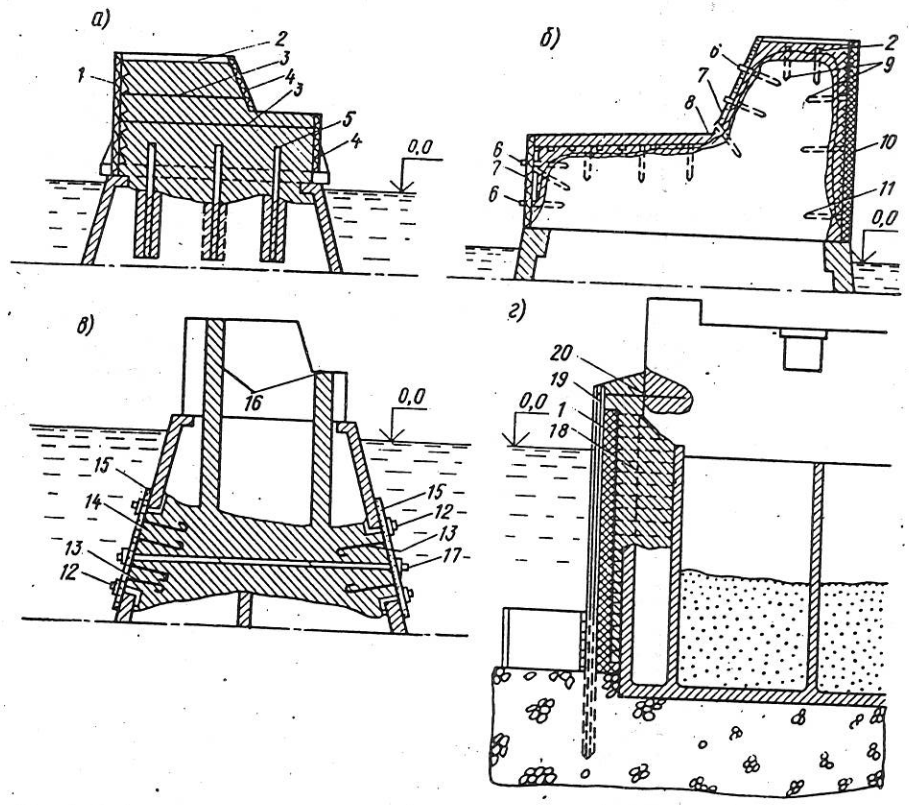


Рис. 14.6. Схемы ремонта массивов-гигантов оградительных сооружений:

а, б — ремонт надводной стенки; *в* — заделка сквозной бреши; *г* — заделка каверн большого размера; *1* — железобетонная опалубка; *2, 9* — ерши; *3* — стяжки из стальной проволоки; *4* — деревянные щиты опалубки; *5* — старогодние рельсы; *6* — болты крепления опалубки; *7* — щиты опалубки; *8* — арматурная сетка; *10* — железобетонная плита; *11* — болт крепления железобетонной плиты; *12* — прижимной болт с Г-образным концом; *13* — арматурные выпуски, приваренные к внутренней поверхности металлической опалубки; *14* — подводный бетон; *15* — несъемные металлические щиты опалубки; *16* — отверстия для подачи бетона; *17* — металлическая стяжка (анкер); *18* — подводный армированный бетон; *19* — свая из старогоднего рельса; *20* — заделанный в бетон анкер

изоляция металла от агрессивной среды различными покрытиями;

нанесение на корродирующие поверхности химических соединений — ингибиторов коррозии, замедляющих скорость разрушения металла;

электрохимическая защита, например, катодная защита на Куйбышевском шлюзе.

Для удаления продуктов коррозии перед нанесением защитных покрытий применяются следующие виды очистки:

пескоструйная — лучший способ подготовки поверхности под окраску;

гидропескоструйная — очистка смесью воды с песком, применяется редко;

механическая — очистка электрическими и пневматическими аппаратами со стальными щетками или специальными шайбами;

химическая — очистка с использованием двух видов преобразователей ржавчины: на основе дубильных веществ и на основе ортофосфорной кислоты и цинка. Преобразователь ржавчины взаимодействуя с окислами железа преобразует их в нейтральное вещество, служащее в дальнейшем нерастворимым наполнителем лакокрасочного покрытия.

Окраски битумными материалами (кузбасслак и др.) недостаточно эффективны: они защищают металл в атмосфере 1—2 года, а под водой — 3—4 месяца. Масляные краски (свинцовый сурик и белила) весьма дефицитны и дороги.

В настоящее время широко применяются лакокрасочные материалы на основе алкидных, фенолформальдегидных, виниловых и эпоксидных смол, а также этинолевые лаки и краски.

Основными причинами из-за которых возникает необходимость ремонта металлоконструкций, являются:

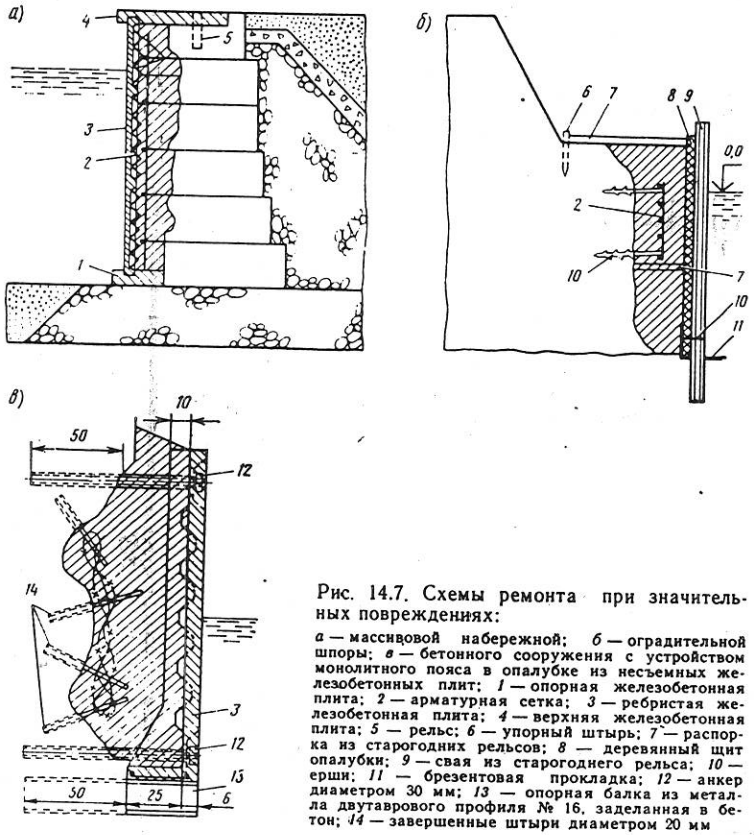


Рис. 14.7. Схемы ремонта при значительных повреждениях:

а — массивовой набережной; *б* — оградительной шпоры; *в* — бетонного сооружения с устройством монолитного пояса в опалубке из несъемных железобетонных плит; *1* — опорная железобетонная плита; *2* — арматурная сетка; *3* — ребристая железобетонная плита; *4* — верхняя железобетонная плита; *5* — рельс; *6* — упорный штырь; *7* — распорка из старогодних рельсов; *8* — деревянный щит опалубки; *9* — свая из старогоднего рельса; *10* — ерши; *11* — брезентовая прокладка; *12* — анкер диаметром 30 мм; *13* — опорная балка из металла двутаврового профиля № 16, заделанная в бетон; *14* — завершенные штыри диаметром 20 мм

естественное изнашивание и истирание, коррозия, усталостные явления;

преждевременное изнашивание, которое может быть следствием неверных проектных решений, отступления от проекта, несоответствия конструкции изменившимся условиям работы и т. п.;

повреждение конструкций в результате стихийных бедствий, нарушения правил технической эксплуатации и др.

Ремонту предшествует полная разгрузка узла или элемента от действующих сил и меры, обеспечивающие неизменяемость геометрической формы конструкции. Погнутые стойки, раскосы и другие элементы обычно заменяют новыми. Элементы, которые трудно демонтировать (детали опорно-концевых стоек, полки поясов и т. п.) подвергают правке в холодном или горячем состоянии с нагревом до 1000 °С. Выправленные участки несущих элементов обычно усиливают с помощью накладок или ребер жесткости. Участки, имеющие кавитационные разрушения глубиной до 25 % первоначальной толщины, восстанавливают наплавкой металла электродами из нержавеющей стали.

Ремонт металлических элементов, имеющих незначительные повреждения, выполняется электросваркой. Трещины на металлоконструкциях завариваются электросваркой по специальной технологии. При значительных повреждениях применяются накладки толщиной не менее толщины ремонтируемого элемента. В случае необходимости поврежденные участки заменяются новыми с усилением дополнительными накладками и сваркой встык.

Разорванные анкера восстанавливаются электросваркой с обязательным усилением места стыка. Ввод восстановленного анкера в эксплуатацию производится путем его предварительного натяжения до устранения перегрузки соседних анкеров.

Ремонт подкрановых путей. Распространенными видами повреждений и деформаций подкрановых и железнодорожных путей являются: неравномерная осадка; нарушение разновысотности рельсов и ширины колеи; повреждения прирельсовых канавок, водосточных и дренажных устройств, рельс, шпал, балок и плит; расстройство рельсовых скреплений и противоугонов и др.

Текущий ремонт подкрановых и железнодорожных путей заключается в подбивке шпал; рихтовке пути; устранении недопустимой разновысотности рельсов и расстояний между рельсами, замене шпал и рельсов; ремонте заземления рельсов, упоров и противоугонных устройств, дренажа, покрытий в местах примыкания к рельсам; регулировке стрелочных переводов и др.

При капитальном ремонте выполняется массовая замена шпал, балок, рельсов, добавление балласта, усиление основания, модернизация креплений рельсов и др.

При большом объеме работ целесообразно создавать дорожно-путевую группу во главе с мастером в составе путевых рабочих разных квалификаций.

В портах должен быть неснижаемый запас рельсов, шпал и скреплений в соответствии с нормами.

Ремонт отбойных устройств. Эти работы должны выполняться в возможно наикратчайшие сроки. Для ускорения работ целесообразно создавать обменный фонд отбойных устройств соответствующих типов и необходимых крепежных элементов. Во избежание повреждения корпуса судна все образующиеся выступающие металлические части должны немедленно срезаться, бетонные наплывы сбиваться.

К текущему ремонту относятся: подтягивание и выравнивание болтов, скоб, канатов, постановка новых элементов деревянного бруса; восстановление антикоррозионных покрытий; различные профилактические мероприятия и др.

При капитальном ремонте обычно необходим вывод причала из эксплуатации и он может выполняться в комплексе с другими ремонтными работами. При этом ремонте могут полностью заменяться закладные детали, устанавливаться новые элементы отбойных устройств.

Большое значение имеет внедрение в практику ремонта типовых технологических карт, разрабатываемых на основе отбора наиболее прогрессивных и часто

используемых решений по ремонтным работам.

При ремонте могут встретиться, в частности, следующие основные процессы:

демонтаж и снятие рамы с использованием в необходимых случаях электрогазорезки;

подъем рамы на причал и доставка на ремонтную базу: на причале обычно производят только мелкий ремонт с заменой крепежных элементов;

ремонт закладных крепежных элементов и подвесных устройств, выравнивание согнутых болтов с их предварительным разогревом кислородной горелкой;

срезание болтов с сорванной резьбой, чтобы они не выступали за лицевую поверхность бетона, вырубка бетона в месте заделки на глубину не менее 40 мм, наращивание болтов сваркой внахлестку двойным швом или приварка рыма вместо болта при замене рам подвесными отбойными устройствами, заделка места разборки цементным раствором;

вскрытие и заделка каналов после окончания работ при замене поврежденных болтов, выходящих в потерны или непроходные каналы;

разборка бетона отбойным молотком, вырезка кордонного уголка с проушинами для навесных конструкций отбойных приспособлений, бетонирование поврежденного участка после установки нового уголка;

демонтаж подвески резинового цилиндра (разъем или разрезка деформированных элементов подвески), замена цилиндра при необходимости, ремонт подвесного устройства с заменой отдельных элементов или всей подвески;

послеремонтная антикоррозионная окраска всех металлических элементов отбойных устройств и их креплений и др.

При ремонте отбойных устройств болты должны устанавливаться с шайбами. Диаметр отверстий для болтов в брусьях должен быть равен диаметру болтов, люфт болтов в отверстиях не допускается. Во время стоянки судов у причалов и при перегрузочных работах ведение работ по ремонту отбойных устройств не допускается. При волнении более 3 баллов работы с плота-понтона запрещены.

Ремонт швартовных устройств. Надзор за сохранностью швартовных устройств осуществляется силами портнадзора. В процессе ежедневных работ по текущему содержанию осуществляется околка льда с тумб, очистка территории вокруг тумб от мусора и снега и др.

Необходимость ремонта швартовных приспособлений выявляется на основании установленной периодичности ремонта и результатов осмотров в межремонтный период. При обследованиях в частности выявляется состояние резьбы болтов, наличие и размеры коррозии и состояние окраски.

Исходной документацией при ремонте является техническая характеристика устройства с изменениями за срок службы, записи в журнале осмотра и акты обследований, документация предыдущих ремонтов. До ремонта разрабатываются необходимые рабочие чертежи или технорабочий проект на капитальный ремонт всего причального сооружения. Технической документацией при ремонте служат наряд-заказ, ведомость дефектов и архивные чертежи.

В процессе текущего ремонта, проводимого не реже одного раза в год, выполняются профилактические мероприятия: подкраска тумб, подливка цементного раствора в их основание, замена изношенных деталей. Работы принимает начальник района, о чем делается запись в наряд-заказе и журнале осмотра швартовного устройства.

Капитальный ремонт необходим при выработке толщин стенок тумб более 20 % или обнаружении трещин. При этом восстанавливаются поврежденные и изношенные болтовые крепления и при необходимости выполняется полная реконструкция швартовного устройства. При выборочном капитальном ремонте ремонтируют отдельные швартовные устройства, а при комплексном — ремонтируют или заменяют все устройства. При ремонте не следует допускать установки кривых болтов и болтов с сорванной резьбой, забивки болтов кувалдой, а также крепления тумб и кнехтов неполным числом болтов и болтами без прижимных шайб. При ремонте новые швартовные устройства должны быть рассчитаны на проектные усилия.

Капитально отремонтированные швартовные устройства вводят в эксплуатацию после приемки комиссий, которая устанавливает готовность к эксплуатации, качество работ и сроки устранения недоделок. Акт комиссии утверждается в инстанции, утвердившей проектно-сметную документацию.

Аварийный ремонт относится к капитальному или текущему в зависимости от степени и характера повреждений. Для такого ремонта должен быть аварийный запас всех необходимых материалов и деталей. Ремонт отдельных трещин в чугунных элементах может производиться холодной сваркой. Однако это не восстанавливает первоначальной прочности отливки и такой ремонт следует рассматривать как временную меру.

Правилами безопасности труда при швартовных операциях категорически запрещается находиться человеку вблизи швартовного каната, который сильно натянут; травить и вирать канат, если на швартовной бочке есть человек.

Ремонт покрытий. Техническая эксплуатация покрытий включает наблюдение за их состоянием, контроль нагрузок, обеспечение соответствия типа покрытия виду груза и интенсивности движения и ремонт покрытий. Покрытия любых типов должны постоянно очищаться от грязи, снега, льда и промываться. На 20—25 тыс. м² площади покрытий должен приходиться один ремонтный рабочий.

Причинами деформаций и повреждений покрытий могут быть: нарушение режима эксплуатации, агрессивное воздействие груза и динамические нагрузки, недостаточная прочность и дефекты при строительстве, естественный износ и плохая работа дренажа.

Основными дефектами являются: пластические деформации (волнообразование, наплывы), взбугривание и проломы покрытия, трещины, выкрашивание и выбоины, просадки, сколы кромок, углов плит и повреждение швов, обнажение арматуры и др. Очень часто повреждения начинаются с мест сопряжения с железнодорожными и подкрановыми путями или покрытиями других типов.

Для асфальтобетонных покрытий в текущий ремонт входит заделка трещин, ямочный ремонт, тонкослойное наращивание и поверхностная обработка покрытий. В летний период текущий ремонт выполняется немедленно по обнаружении разрушений.

Капитальный ремонт производится при крупных повреждениях или моральном износе покрытий, а также при необходимости модернизации покрытия. Сюда относятся сплошное исправление профиля проезжей части, возобновление покрытия по всей ширине на площади более 100 м², исправление земляного полотна с восстановлением дренажей. В необходимых случаях производится усиление покрытия (см. рис. 11.4, *т*, *у*). При существующем бетонном покрытии оно может быть выполнено добавлением сверху слоя усиления: бетонного или асфальтобетонного, или бетонного по песчано-битумному коврику.

В асфальтобетонных покрытиях после прочистки и просушки трещины заделываются следующими способами: мелкие — разжиженным битумом, средние — горячим или разжиженным битумом с последующей присыпкой старым толченым асфальтовым составом, трещины шириной более 3 см смазываются разжиженным битумом и заполняются холодным или горячим асфальтобетоном. При просадке основания асфальтобетонного покрытия после подготовки поверхности наносится слой мелкозернистого асфальтобетона.

При ямочном ремонте контуры вырубаемого асфальта делают непрямолинейными, а стенки вертикальными. При повреждении только поверхностного слоя на глубину не более 1,5 см нижний слой не вырубают. Перед укладкой асфальта поверхность очищают, просушивают и смазывают жидким битумом.

Наряду с текущим ямочным ремонтом целесообразно проводить профилактические мероприятия и, в частности, поверхностную обработку покрытия, которую периодически повторяют. Образующийся при этом прочный, водонепроницаемый защитный слой надежно предохраняет асфальтовое покрытие от проникновения в него воды и выкрашивания.

К поверхностной обработке приступают после ямочного ремонта, заделки трещин и ликвидации неровностей.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

Алмазов В. О., Смирнов Г. Н. Железобетонные конструкции в портовом гидротехническом строительстве. М.: Транспорт, 1986. 199 с.

Амбарян О. А., Горюнов Б. Ф., Белинская Л. Н. Устройство морских портов. М.: Транспорт, 1987. 272 с.

Будин А. Я., Демина Г. А. Набережные. Справочное пособие. М.: Стройиздат, 1979. 287 с.

Бурин Н. И., Хасхачих Г. Д. Применение свай-оболочек в портовом строительстве. М.: Транспорт, 1987. 200 с.

Быков Л. С., Бочаров В. В. Гидротехнические сооружения на внутренних водных путях. М.: Транспорт, 1987. 288 с.

Гидротехнические сооружения. Основные положения проектирования. СНиП 2.06.01—86. М.: Госстрой СССР, 1987. 30 с.

Глотов Н. М., Рыженко А. П., Шпиро Г. С. Основания и фундаменты. М.: Стройиздат, 1987. 286 с.

Гришанин К. В., Дегтярев В. В., Селезнев В. М. Водные пути. М.: Транспорт, 1986. 400 с.

Гуревич В. Б. Речные портовые гидротехнические сооружения. М.: Транспорт, 1969. 416 с.

Иванов П. Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений. М.: Высшая школа, 1985. 352 с.

Маталин В. П. Устройство и оборудование речных портов. М.: Транспорт, 1982. 212 с.

Михайлов А. В., Левачев С. Н. Водные пути и порты. М.: Высшая школа, 1982. 224 с.

Михин А. А. Ускорение развития транспортного комплекса. М.: Транспорт, 1987. 176 с.

Никеров П. С. Развитие морских портов. М.: Транспорт, 1984. 208 с.

Никеров П. С., Яковлев П. И. Морские порты. М.: Транспорт, 1987. 416 с.

Порты и портовые сооружения. /Под ред. Г. Н. Смирнова. М.: Стройиздат, 1979. 607 с.

Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01—83). М.: Стройиздат, 1986. 415 с.

Удовиченко В. Н., Яковлев П. И. Морские и речные гидротехнические сооружения. М.: Транспорт, 1976. 416 с.

Штенцель В. К. Соколов М. А. Порты и портовые сооружения. М.: Транспорт, 1977. 335 с.

Яковенко В. Г. Строительство причалов. М.: Транспорт, 1981. 252 с.

Яковенко В. Г. Строительство молов и волноломов. М.: Транспорт, 1983. 191 с.

Яковенко В. Г. Строительство берегоукрепительных сооружений. М.: Транспорт, 1986. 245 с.

Яковенко В. Г., Яковлев П. И. Гидротехнические работы на водном транспорте. М.: Транспорт, 1988. 375 с.

Яковлев П. И. Устойчивость транспортных гидротехнических сооружений. М.: Транспорт, 1986. 191 с.

Яковлев П. И. Взаимодействие гидротехнических сооружений с засыпкой в сейсмических условиях. М.: ЦРИА «Морфлот», 1982. 62 с.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие 3

Глава 1. **Устройство портов** 4

§ 1.1. Общие сведения о портах . . . 4
§ 1.2. Естественный режим морских побережий и его влияние на порты . 7
§ 1.3. Сооружения портов 10
§ 1.4. Морские судоходные каналы . 12

Глава 2. **Основные положения расчета портовых сооружений по предельным состояниям** 19

§ 2.1. Предельные состояния строительных конструкций и оснований 19
§ 2.2. Нагрузки и воздействия 20
§ 2.3. Нормативные и расчетные сопротивления материалов 21
§ 2.4. Структура расчетных формул при расчете по предельным состояниям 27

Глава 3. **Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения** . 29

§ 3.1. Нагрузки от собственной массы сооружения 29
§ 3.2. Нагрузки от давления грунта 29
§ 3.3. Нагрузки от складируемых грузов 35
§ 3.4. Нагрузки от перегрузочных машин и транспортных средств . . 36
§ 3.5. Нагрузки от воздействия судов 41
§ 3.6. Волновые нагрузки 44
§ 3.7. Ледовые нагрузки 51

Глава 4. **Расчеты сооружений по первой и второй группам предельных состояний** 53

§ 4.1. Расчет устойчивости сооружения на сдвиг по плоским поверхностям скольжения 53
§ 4.2. Расчет общей устойчивости сооружения на сдвиг по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения 55
§ 4.3. Расчет устойчивости сооружения на опрокидывание 58
§ 4.4. Расчет элементов бетонных и железобетонных конструкций по предельным состояниям первой группы 59
§ 4.5. Расчет элементов стальных конструкций по предельным состояниям первой группы 65
§ 4.6. Расчет нормальных краевых напряжений под подошвой сооружения 67
§ 4.7. Расчет осадок, крена и горизонтальных смещений сооружения 69

Глава 5. **Грунты и основания гидротехнических сооружений** . . . 73

§ 5.1. Физико-механические характеристики грунтов и их строительные свойства 73
§ 5.2. Взаимодействие сооружения с основанием 81
§ 5.3. Распределение напряжений в основании сооружения 86
§ 5.4. Предельное равновесие оснований 89
§ 5.5. Расчет основания по несущей способности 90
§ 5.6. Расчет устойчивости оснований и откосов. Определение расчетного сопротивления грунта основания 95
§ 5.7. Расчет оснований по деформациям 103

Глава 6. **Искусственно улучшенные основания, свайные фундаменты, опускные колодцы и кессоны** . 109

§ 6.1. Уплотнение грунтов. Закрепление слабых грунтов 109
§ 6.2. Конструкции свай и свайных фундаментов 114
§ 6.3. Особенности расчета свай и свайных фундаментов 117
§ 6.4. Опускные колодцы и кессоны . 123

Глава 7. **Причальные сооружения гравитационного типа** 125

§ 7.1. Общие сведения 125
§ 7.2. Ряжевые набережные 128
§ 7.3. Набережные из массивовой кладки 129
§ 7.4. Набережные из массивов-гигантов 135
§ 7.5. Набережные уголкового типа . 137
§ 7.6. Набережные из оболочек большого диаметра 140
§ 7.7. Сооружения других конструкций 147

§ 7.8. Проектирование сооружений . 149
Глава 8. **Причальные сооружения типа тонких стенок** 152
§ 8.1. Общие сведения 152
§ 8.2. Анкерные устройства тонких стенок и типы шпунта 154
§ 8.3. Тонкие стенки из железобетонных элементов 161
§ 8.4. Другие конструкции тонких стенок 168
§ 8.5. Проектирование сооружений 177
Глава 9. **Свайные причальные сооружения** 181
§ 9.1. Набережные 181
§ 9.2. Узкие сквозные пирсы 202
§ 9.3. Проектирование сооружений 206
Глава 10. **Специальные типы причальных сооружений** 211
§ 10.1. Специализированные причалы в виде узких пирсов 211
§ 10.2. Жесткие и гибкие палы 217
§ 10.3. Рейдовые причалы, сооружения и порты на искусственных островах 217
§ 10.4. Причальные сооружения, возводимые способом «стена в грунте» 220
Глава 11. **Отбойные приспособления и швартовные устройства, крановые пути и покрытия территории порта** 230
§ 11.1. Отбойные приспособления . . . 230
§ 11.2. Швартовные устройства . . . 233
§ 11.3. Крановые пути на причалах . 237
§ 11.4. Покрытия территории порта . . 240
Глава 12. **Оградительные сооружения** 243
§ 12.1. Классификация и условия применения сооружений . . . 243
§ 12.2. Основные элементы оградительных сооружений вертикального профиля 245
§ 12.3. Оградительные сооружения гравитационного типа вертикального профиля 250
§ 12.4. Оградительные сооружения откосного профиля 261
§ 12.5. Свайные и специальные типы оградительных сооружений . . . 270
Глава 13. **Берегозащитные сооружения** 279
§ 13.1. Классификация сооружений. Сооружения пассивной защиты берегов. Особенности их расчета 279
§ 13.2. Сооружения активной защиты берегов. Особенности их расчета 286
§ 13.3. Другие конструкции сооружений 295
Глава 14. **Усиление, реконструкция и ремонт сооружений** 299
§ 14.1. Усиление причальных сооружений. 299
§ 14.2. Реконструкция причальных сооружений 303
§ 14.3. Ремонт сооружений 309
Список литературы 318

УЧЕБНИК

Яковлев Петр Иванович
Тюрин Александр Петрович
Фортученко Юрий Александрович

ПОРТОВЫЕ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

Переплет художника *В. Ю. Яковлева*
Технические редакторы *Л. В. Воробьева, Н. И. Горбачёва*
Корректор-вычитчик *С. М. Лобова*
Корректор *Л. А. Петрова*
ИБ № 3431

Сдано в набор 9.12.88. Подписано в печать 22.11.89. Т-18621
Формат 70×100 1/16. Бум. офс. № 2. Гарнитура литературная. Офсетная печать.
Усл. печ. л. 26. Усл. кр.-отт. 26. Уч.-изд. л. 30,36. Тираж 2000 экз. Заказ 1785 Цена 1 р. 20 к.
Изд. № 1-1-2/10 № 3590
Ордена «Знак Почета» издательство «ТРАНСПОРТ», 103064, Москва, Басманный туп., 6а

Московская типография № 4 Госкомпечати СССР
129041, Москва, Б. Переяславская, 46