ИНСТИТУТ
ГИПРОСТРОЙМОСТ
основан в 1945

СТАНДАРТ ОРГАНИЗАЦИИ

СПЕЦИАЛЬНЫЕ ВСПОМОГАТЕЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ И УСТРОЙСТВА ДЛЯ СТРОИТЕЛЬСТВА МОСТОВ

НОРМЫ И ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ

СТО 01386088-136-2016

Москва
2016

ОАО«Институт Гипростроймост»
129278, г. Москва, ул. Павла Корчагина, д. 2
gost.e-ecolog.ru

gost.e-ecolog.ru

Предисловие

Сведения о стандарте ОАО «Институт Гипростроймост»:

1 РАЗРАБОТАН и ВНЕСЁН Открытым акционерным обществом по проектированию строительства мостов «Институт Гипростроймост» (ОАО «Институт Гипростроймост») рабочей группой в составе:

- главный инженер первый вице-президент Батурин А. В.;
- начальник технического отдела Юсупов С. Н.;
- главный инженер проекта Волченков А. А.;
- главный инженер проекта Республиканский А. Р.;
- заместитель главного инженера проекта Кокин В. В.;
- заместитель главного инженера проекта Рупперт Г.А.

2 УТВЕРЖДЕН Приказом генерального директора ОАО «Институт Гипростроймост» № 3 от 9 февраля 2016 года

3 ВВЕДЕН ВЗАМЕН СТО 136-2009 в связи с заменой нормативных документов, на которые ссылается стандарт организации ОАО «Институт Гипростроймост».

Правила применения настоящего стандарта ОАО «Институт Гипростроймост» установлены в ГОСТ Р 1.0-2012, раздел 8 и СТО 01386088-15-2011, раздел 15. При изменениях к настоящему стандарту и случае пересмотра (замены) или отмены настоящего стандарта соответствующее уведомление будет опубликовано на внутреннем информационном ресурсе ОАО «Институт Гипростроймост» в разделе «Документы техотдела». Соответствующая информация, уведомление и тексты размещаются также в информационной системе общего пользования – на официальном сайте ОАО «Институт Гипростроймост» в сети Интернет (gost.e-ecolog.ru).

© ОАО «Институт Гипростроймост», 2016

Настоящий стандарт не может быть полностью или частично воспроизведен, тиражирован, и распространен в качестве официального издания без разрешения открытого акционерного общества по проектированию строительства мостов «Институт Гипростроймост».

Содержание

1 Область применения 1
2 Нормативные ссылки 2
3 Обозначения и сокращения 2
4 Общие положения 3
5 Габариты 5
6 Указания по расчету конструкций и оснований 6
7 Нагрузки и воздействия 9
7.1 Общие положения 9
7.2 Постоянные нагрузки 11
7.3 Временные технологические нагрузки 14
7.4 Временные прочие нагрузки 20
8 Основания и фундаменты 27
8.1 Общие положения 27
8.2 Фундаменты на естественном основании 28
8.3 Фундаменты на забивных сваях 30
8.4 Конструирование 33
9 Деревянные конструкции 35
9.1 Общие требования 35
9.2 Дополнительные требования к деревянным опорам рабочих мостиков и монтажных подмостей 37
10 Бетонные и железобетонные конструкции 39
11 Стальные конструкции 40
12 Подкрановые эстакады 44
13 Рабочие мостики 50
14 Средства подмащивания 52
15 Ледорезы и карчеотбойники 55
16 Шпунтовые ограждения 56
17 Расчеты шпунтовых ограждений 58
17.1 Общие положения 58
17.2 Расчет шпунтовых ограждений, не имеющих распорных креплений 62
17.3 Расчет шпунтовых ограждений с одним ярусом распорных креплений 65
17.4 Расчет шпунтовых ограждений с двумя и более ярусами распорных креплений 68
17.5 Особые случаи расчета шпунта 70
18 Грунтовые перемычки 71
19 Искусственные островки 72
20 Закладные крепления 74
21 Бездонные ящики и перемычки 76
22 Направляющие каркасы 80
23 Вспомогательные устройства для погружения свай, оболочек, столбов и бурения скважин 83
24 Вспомогательные устройства для укладки подводного бетона 84
25 Сборочные подмости и промежуточные опоры для полунавесной и навесной сборки пролетных строений 87
26 Опоры для продольной надвижки пролетных строений 92
27 Пирсы 97
28 Накаточные пути и устройства скольжения (качения) 101
28.1 Общие требования 101
28.2 Устройства скольжения 102
28.3 Накаточные пути, тележки, каретки, катки 106

29 Тяговые (толкающие) и тормозные устройства 108
30 Аванбеки, арьербеки, шпренгели, приемные консоли 111
31 Устройства для подъемки и опускания пролетных строений 112
32 Плавучие опоры и устройства для их перемещения....115
33 Плашкоуты для установки сухопутных кранов и копров, а также для перевозки строительных конструкций и материалов....126
34 Временные причалы 129
35 Грунтовые якоря....130
36 Устройства для производства работ со льда....133
37 Самоподъемные плавучие платформы....135
38 Опалубка монолитных конструкций) 137
38.1 Общие требования....137
38.2 Расчет элементов опалубки 139
38.3 Расчет утепления опалубок....143
38.4 Требования к проектированию скользящей опалубки....145
Приложение А (справочное) Перечень стандартов, на которые 146
в тексте СТО даются ссылки 146
Приложение В (обязательное) Перечень специальных вспомогательных сооружений и устройств 153
Приложение Г (обязательное) Определение нормативного бокового давления на ограждение котлована....155
Приложение Д (справочное) Нормативные значения удельных весов, удельных сцеплений, углов внутреннего трения....163
Приложение Е (обязательное) Характеристика волнения на морях, озерах и крупных водохранилищах....165
Приложение Ж (справочное) Эквивалентные нормативные нагрузки k, кН/м (тс/м) от консольных кранов и обращающегося на сети подвижного состава 168
Приложение И (справочное) Значения коэффициентов трения скольжения различных материалов....174
Приложение Л (рекомендуемое) Аэродинамические коэффициенты для отдельных элементов из профилей....176
Приложение М (справочное) Материалы для стальных конструкций и их соединений. Физические характеристики материалов 179
Приложение Н (справочное) Рекомендации по определению дебита грунтовой воды, фильтрующейся через дно котлована в шпунтовом ограждении....194
Приложение П (рекомендуемое) Моменты инерции плавучей опоры из понтонов КС....196
Приложение Р (обязательное) Определение в плавучих опорах дополнительных изгибающих моментов и поперечных сил от волновой нагрузки 198
Приложение С (Справочное) Значения плотностей различных материалов....200
Библиография 202

Введение

Стандарт ОАО «Институт Гипростроймост» СТО 01386088-136-2016 «Специальные вспомогательные сооружения и устройства для строительства мостов. Нормы проектирования» представляет собой переработанный СТО 136-2009 (ранее перерабатывались СТП 136-99 и СТП 136-89) в связи с изменением нормативных документов в области строительства, действующие в современные годы на территории Российской Федерации, а также в связи с изменениями продукции промышленного производства, применяемой в строительстве мостов и других транспортных сооружений.

Все перечисленные стандарты ОАО «Институт Гипростроймост» с номером 136 разрабатывались с целью актуализации и в развитие ВСН 136-78 Минтрансстроя СССР «Инструкция по проектированию вспомогательных сооружений и устройств для строительства мостов» [1], а так же изменений и дополнений [2] к данной инструкции.

Стандарт ОАО «Институт Гипростроймост» СТО 01386088-136-2016 разработан с учетом требований национальных стандартов и других документов по проектированию и строительству сооружений. В стандарте учтены положения ГОСТ Р 1.4-2004 и ГОСТ Р 1.5-2012.

Стандарт ОАО «Институт Гипростроймост» СТО 01386088-136-2016 не противоречит требованиям закона «О техническом регулировании» [3] и призван обеспечить качество проектирования в соответствии с требованиями международного стандарта ИСО 9001.

В настоящем стандарте реализованы требования следующих законов и технических регламентов:

- Градостроительный кодекс Российской Федерации Федеральный закон от 29 декабря 2000 года №190-ФЗ [4];

- Технический регламент о безопасности зданий и сооружений, Федеральный закон от 30 декабря 2009 года № 384-ФЗ [5];

- Технический регламент «О безопасности объектов внутреннего водного транспорта», утверждённый Постановлением Правительства Российской Федерации от 12.08.2010 N 623 [6].

С целью акцентирования требований только к нормам проектирования в переработанный стандарт не включены некоторых приложения, составляющие СТО 136-2009, которые были использованы в качестве основной информации для составления Справочного пособия к СТО 01386088-136-2016 «Специальные вспомогательные сооружения и устройства для строительства мостов. Нормы проектирования».

СТАНДАРТ ОАО «ИНСТИТУТ ГИПРОСТРОЙМОСТ»

СПЕЦИАЛЬНЫЕ ВСПОМОГАТЕЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ И УСТРОЙСТВА ДЛЯ СТРОИТЕЛЬСТВА МОСТОВ. НОРМЫ И ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ

СТО 01386088-136-2016

Дата введения – *2016 март 01*

1 Область применения

1.1 Настоящий стандарт ОАО «Институт Гипростроймост» СТО 01386088-136-2015 «Специальные вспомогательные сооружения и устройства для строительства мостов. Нормы и правила проектирования». (СТО, стандарт) устанавливает нормы и правила проектирования специальных вспомогательных сооружений и устройств (СВСиУ), применяемых для капитального строительства, а также реконструкции, капитального ремонта, разборки и технического перевооружения мостов, путепроводов, виадуков, эстакад, пешеходных мостов и других искусственных сооружений (далее мостовых сооружений, мостов), во всех строительно-климатических зонах.

1.2 Положения стандарта подлежат применению специалистами ОАО «Институт Гипростроймост», выполняющими разработку специальных вспомогательных сооружений и устройств.

1.3 Стандарт не распространяется на проектирование подъемно-транспортного оборудования номенклатуры Ростехнадзора, строительных площадок и их объектов.

Издание официальное

2 Нормативные ссылки

В настоящем стандарте организации использованы ссылки на стандарты и другие нормативные документы, действующие на территории Российской Федерации и перечисленные в приложении А и в приложении Б.

Примечание – При пользовании настоящим стандартом, целесообразно проверить действие ссылочных стандартов и классификаторов в информационной системе общего пользования – на официальном сайте национального органа Российской Федерации по стандартизации в сети Интернет или по ежегодно издаваемому информационному указателю "Национальные стандарты", который опубликован по состоянию на 1 января текущего года, и по выпускам ежемесячно издаваемого информационного указателя "Национальные стандарты" за текущий год. Если заменен ссылочный документ, на который дана недатированная ссылка, то рекомендуется использовать действующую версию этого документа с учетом всех внесенных в данную версию изменений. Если заменен ссылочный документ, на который дана датированная ссылка, то рекомендуется использовать версию этого документа с указанным выше годом утверждения (принятия). Если после утверждения настоящего стандарта в ссылочный документ, на который дана датированная ссылка, внесено изменение, затрагивающее положение, на которое дана ссылка, то это положение рекомендуется применять без учета данного изменения. Если ссылочный документ отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, рекомендуется применять в части, не затрагивающей эту ссылку.

3 Обозначения и сокращения

3.1 В настоящем стандарте организации применены буквенные обозначения величин, единиц и понятий, принятые для них в соответствующих главах сводов правил (СП) и других нормативных документов в области строительства, действующих на территории Российской Федерации.

3.2 Для термина «Специальные вспомогательные сооружения и устройства для строительства мостов» в тексте стандарта принято сокращенное обозначение «СВСиУ» согласно СП 46.13330.2011 «Мосты и трубы».

4 Общие положения

4.1 Настоящий стандарт рассматривает общие вопросы проектирования СВСиУ и особенности проектирования отдельных их видов, представленных в приложении В, являясь в этой части дополнительным документом по отношению к СП 35.13330.2011 и СП 46.13330.2012.

Стандарт также содержит указания и определяет порядок применения положений документов, перечисленных в приложении Б, по вопросам, составляющим предмет настоящего стандарта.

4.2 Проектирование СВСиУ выполняется при разработке проектной и рабочей документации основного сооружения.

4.3 В проектной документации должны содержаться состав, основные конструктивные решения и ведомости объемов СВСиУ. Текстовая часть (пояснительная записка) должна содержать обоснование принятых конструктивных решений в отношении СВСиУ в увязке с конструктивными решениями и технологией строительства искусственного сооружения по рекомендуемому варианту.

4.4 Рабочая документация СВСиУ разрабатывается на основе утвержденного проекта, в соответствии с заданием на проектирование и должна содержать:

а) рабочие чертежи конструкций в объеме, достаточном для изготовления этих конструкций с указанием требований по качеству и применяемых материалов и изделий;

б) технические требования к изготовлению конструкций;

в) указания о порядке испытания и эксплуатации с учетом климатических условий места строительства;

г) расчеты (расчетные листы) для сложных случаев, включающие основные положения результатов расчетов;

д) технические решения по обеспечению безопасности труда в строительстве в соответствии с требованиями СНиП 12.04;

е) указания и мероприятия по обеспечению требований по охране окружающей среды на период сооружения, эксплуатации и демонтажа данного вида СВСиУ.

4.5 В проектной и в рабочей документации основные конструкции искусственного сооружения должны проверяться расчетом по нормам СП 35.13330 для каждого монтажного этапа на действие строительных нагрузок, возникающих при совместной работе таких основных конструкций и СВСиУ.

4.7 СВСиУ, находящихся в пределах судоходных участков мостового перехода должны обеспечивать безопасные условия провода судов, обращающихся в период строительства в створе моста и иметь обозначение специальными сигнальными знаками. Мероприятия по их возведению, эксплуатации и разборке должны согласовываться с органами эксплуатации судоходства. В необходимых случаях, при наличии соответствующих указаний, следует производить расчет вспомогательного сооружения на навал судна или предусмотреть установку специальных защитных ограждений.

4.8 Заглубление оснований шпунтовых ограждений, перемычек и других подводных сооружений должно назначаться с учетом размыва грунта при принятом рабочем уровне воды.

4.9 СВСиУ должны выполняться с максимальным использованием инвентарных конструкций заводского изготовления. При соответствующем обосновании допускается применение индивидуальных металлических, железобетонных и деревянных конструкций.

Конструкция СВСиУ должна отвечать требованиям максимально скоростного строительства, быть технологичной в изготовлении, монтаже и демонтаже, обеспечивать удобство и безопасность эксплуатации, транспортировки и складирования.

4.10 Установка СВСиУ на естественное основание должна сопровождаться разработкой специальных мероприятий по отводу поверхностных вод. Все незапланированные земляные работы вблизи смонтированных СВСиУ следует выполнять только после проведения соответствующих расчетов на устойчивость грунтового основания.

4.11 При проектировании СВСиУ необходимо учитывать наличие остаточных деформаций в местах сопряжения отдельных элементов с целью последующей компенсации их строительным подъемом. Опоры и подмости проектируются со строительным подъемом с учетом следующих размеров остаточных деформаций:

- 0,2 мм – металла к металлу, в т.ч. в сжатых фланцевых стыках;
- 0,5 мм – металла к бетону;
- 1,0 мм – при обжатии в местах примыкания дерева к металлу и бетону на одно пересечение (контакт);
- 2,0 мм – при обжатии в местах примыкания дерева к дереву на одно пересечение (контакт);
- 5,0 мм – при осадке песочниц, заполненных песком;
- 10,0 мм – при осадке полотна подбитых лежней.

4.12 При размещении технологических площадок на вновь отсыпаемых подходах к мостовому сооружению отсыпка грунта должна производиться заблаговременно с уплотнением согласно требования проекта. Площадки должны предусматривать систему удаления поверхностных вод в период строительства без риска размыва тела насыпи.

4.13 Верхние накаточные пути должны плотно прилегать к нижнему поясу надвигаемой конструкции с учетом его конфигурации.

4.14 Скорость перемещения пролетных строений не должна превышать следующие величины:

- при перекатке на катках - 60 м/ч;

- при надвижке на карточках скольжения – 25 м/ч.

Скорость рабочего хода поршней домкратов, применяемых для горизонтального перемещения балок - не более 5 мм/с, а для подъёма и опускания пролетных строений – не более 1 мм/с.

4.15 При проектировании работ с использованием плавучих систем в качестве исходных данных следует принимать результаты предварительного обследования акватории. При необходимости следует учесть работы по корректировке береговой линии и дноуглублению для обеспечения глубины воды под днищем не менее 0,2 м с учетом возможного колебания уровня воды, в том числе и за счет ветрового и волнового режимов, в районе перевозки.

В пределах акватории работы допускается производить при волнении не более одного балла, если применяют плавучие краны и копры водоизмещением до

500 т, и не более 2 баллов - при большем водоизмещении, а самоподъемные платформы - при волнении не более 4 баллов.

4.16 Плавучие системы, предназначенные для обеспечения работ, комплектуют из понтонов закрытого типа или металлических барж. Перед установкой в систему каждый понтон или баржа подлежат испытанию, и принимаются по акту.

При перемещениях плавучих систем по внутренним судоходным водным бассейнам, включая участки с морским режимом судоходства, следует выполнять «Правила плавания по внутренним водным путям Российской Федерации» (Приказ Минтранса России от 14.10.2002 N 129) и «Положение о классификации судов внутреннего и смешанного (река - море) плавания» (Приказ Минтранса России от 01.11.2002 N 136).

4.17 В случае проектирования плавучих систем, перемещаемых с помощью буксиров, предусматриваются аварийные якоря, а также приспособления для непосредственного закрепления якорных тросов на корпусе.

4.18 При наличии выше по течению реки плотины, ГЭС и т.д. необходимо получить согласование о недопустимости проведения водосброса время проведения работ.

4.19 Домкратные установки должны проектироваться с возможностью централизованного управления, позволяющего регулировать режим работы каждого домкрата или группы домкратов.

Домкраты должны иметь стопорные (страховочные) приспособления и опираться на металлическое основание через фанерные прокладки, а на деревянное основание – через стальную распределительную плиту.

Опирание пролетных строений на домкраты в нештатных местах допускается только через распределительную стальную плиту и фанерные прокладки.

4.20 Перечень СВСиУ, подлежащих перед вводом в эксплуатацию освидетельствованию с составлением акта должен быть представлен в соответствующих комплектах проектной и рабочей документации.

5 Габариты

5.1 Габариты приближения конструкций проектируемых сооружений должны удовлетворять требованиям:

- на железных дорогах – ГОСТ 9238;
- на автомобильных дорогах общего пользования, внутрихозяйственных, сельскохозяйственных, на промышленных предприятиях и организациях, а также на улицах и дорогах в городах, сельских населенных пунктах – СП 35.13330, СП 34.13330, СП 42.13330.

5.2 Подмостовые габариты в просветах подмостей в пределах судового и сплавного фарватеров устанавливаются, в зависимости от характера судоходства в период строительства и класса водного пути, с учетом требований ГОСТ 26775 и в каждом случае подлежат согласованию с местными органами речного флота.

5.3 Возвышение конструкций СВСиУ и величины просветов между опорами на водотоках следует устанавливать проектом в зависимости от местных условий с учетом следующих требований:

а) за рабочий уровень воды в проекте принимается возможный наивысший в период производства данного вида работ сезонный уровень воды, соответствующий расчетному расходу вероятностью превышения 10% (при соответствующем технико-экономическом обосновании допускается принимать рабочий горизонт воды, соответствующий расчетному расходу её с вероятностью превышения до 50%). При этом должны учитываться также:

- возможные превышения уровня от воздействия нагонных ветров и стеснения русла;
- назначение рабочего уровня на реках с регулируемым стоком на основе данных организаций, регулирующих сток;
- при проектировании причалов и плавучих опор, предназначенных для перевозки пролетных строений, надлежит учитывать также возможный наинизший в период перевозки уровень воды вероятностью понижения 10%;

б) верх шпунтовых ограждений, бездонных ящиков, грунтовых перемычек должен возвышаться над рабочим уровнем и над уровнем грунтовых вод не менее чем на 0,7 м;

в) рабочие отметки технологических площадок, в т.ч. островков для опускания колодцев должны возвышаться над рабочим уровнем не менее чем на 0,5 м;

г) возвышение низа пролетных строений рабочих мостиков, подкрановых эстакад, подмостей на несудоходных и не сплавных реках, а также в несудоходных пролетах судоходных рек должно быть не менее 0,7 м над рабочим уровнем;

д) на переходах водотоков с карчеходами, селями не рекомендуется устраивать вспомогательные сооружения в пролетах между капитальными опорами, при необходимости их устройства расстояние между вспомогательными опорами в свету должно быть не менее 10 м, и они должны устраиваться в период наименьшей вероятности появления опасных воздействий;

е) на водотоках с карчеходами и селевыми потоками возвышение низа конструкций пролетных строений подкрановых эстакад, рабочих мостиков, сборочных подмостей и т.п. над уровнем должно быть не менее 1,0 м.

6 Указания по расчету конструкций и оснований

6.1 Конструкции СВСиУ и их основания должны быть рассчитаны по методу предельных состояний на силовые и другие воздействия. Основные положения по расчету принимаются в соответствии с ГОСТ 27751.

6.2 Кроме расчетов на силовые воздействия в необходимых случаях должны быть выполнены и другие расчеты, обосновывающие принимаемые конструктивные и технологические решения, например:

- расчеты тяговых усилий для перемещения конструкций;
- теплотехнические расчеты технологических укрытий при зимнем бетонировании;
- фильтрационные расчеты ограждений котлованов;

- расчеты размывов у оснований вспомогательных опор и шпунтовых ограждений;
- электротехнические расчеты заземления монтируемых конструкций и вспомогательных сооружений и другие расчеты.

6.3 Расчетная схема конструкций СВСиУ должна соответствовать её проектной геометрической схеме с учетом конструктивных решений для каждого этапа производства работ и порядка загружения конструкции. Строительный подъем и деформации под нагрузкой при назначении расчетной схемы не учитываются.

Определение усилий в элементах конструкций производится в предположении упругой работы материала. При этом допускается пространственную конструкцию расчленять на отдельные плоские системы. В необходимых случаях учитывается взаимное влияние плоскостных систем в металлических конструкциях.

6.4 Расчеты СВСиУ следует выполнять по двум группам предельных состояний:
- по первой, используя расчетные нагрузки, на прочность, устойчивость формы и положения;
- по второй, используя нормативные нагрузки, по деформациям (прогибам, перемещениям, осадкам).

Расчет СВСиУ на выносливость не производится.

Указания по назначению коэффициентов и их величин для применения в расчетах конструкций СВСиУ приведены в разделе 7 настоящего СТО.

6.5 Нагрузки, используемые в расчетах, должны приниматься в наиболее неблагоприятных положениях и сочетаниях, возможных на отдельных этапах производства работ, как для отдельных элементов и конструкций сооружений или их оснований, так и в целом для сооружения.

Положения и сочетания нагрузок должны устанавливаться при проектировании с учетом рекомендаций, приведенных в соответствующих разделах.

6.6 Величины напряжений (деформаций), определяемые в элементах конструкций при расчетах вспомогательных сооружений на различных стадиях их эксплуатации, не должны превышать расчетных сопротивлений материалов (предельных деформаций), установленных в нормах на проектирование соответствующих конструкций с учетом указаний разделов 8÷38 настоящего СТО.

6.7 Проектирование вспомогательных элементов, работающих на стадии монтажа совместно с основной конструкцией (соединительные элементы между пролетными строениями, аванбеки, шпренгели, приемные консоли, обстройки постоянных опор, анкеровка пролетных строений на постоянных опорах и другие устройства), следует производить по нормам СП 35.13330.2011.

6.8 Устойчивость конструкций против опрокидывания следует рассчитывать по формуле:

$$M_{оп.} \le \frac{m}{\gamma_n} M_{уд.}, \qquad (6.1)$$

6.9 Расчетное усилие в вертикальных анкерах или масса пригруза, удерживающих от опрокидывания пролетное строение, собираемое в навес, определяется по формуле:

$$P = \frac{\frac{\gamma_n}{m}\left(M_{оп} - M_{уд.}^{кон.} \right)}{L}, \qquad (6.1^а)$$

Буквенное обозначение и величины указанные в формулах 6.1 и 6.1[а]:

$M_{оп}$ – расчетный момент опрокидывающих сил относительно оси возможного поворота (опрокидывания) конструкции, проходящей по крайним точкам опирания;

$M_{уд}$ – расчетный момент удерживающих сил относительно той же оси;

$M^{кон.}_{уд.}$ – расчетный момент удерживающих сил от постоянных и временных нагрузок относительно той же оси;

L – величина анкерного пролета (плечо пригруза);

m – коэффициент условий работы принимаемый равным:

m=0,9 – для конструкций, опирающихся на отдельные опоры;

m=0,85 – для массивных опор, ряжей, временных ледорезов, клеток;

m=0,8 – при расчете раздельных анкеров в плоскостях каждой фермы пролетного строения при условии выполнения испытаний анкеров;

m – для шпунтовых стенок принимается согласно разделу 17 настоящего СТО;

γ_n =1,1 – коэффициент надежности по назначению.

6.10 Для расчета анкерных соединений и заделки анкеров в железобетонных конструкциях коэффициент надежности и другие указания принимать согласно пунктам 10.6-10.8.

Все опрокидывающие силы принимать с коэффициентом надежности по нагрузке γ_f больше 1 и удерживающие силы принимать с γ_f меньше 1.

В соответствующих случаях необходимо учитывать уменьшение веса конструкций вследствие взвешивающего действия воды.

6.11 Устойчивость конструкций против сдвига (скольжения) следует рассчитывать по формуле:

$$Q_{сдв.} \le \frac{m}{\gamma_n} Q_{уд.}, \qquad (6.2)$$

где:

$Q_{сдв.}$ – расчетная сдвигающая сила, равная сумме проекций сдвигающих сил на направление возможного сдвига (скольжения);

$Q_{уд.}$ – расчетная удерживающая сила, равная сумме проекций удерживающих сил на направление возможного сдвига;

m = 0,9 – коэффициент условий работы;

γ_n = 1,1 – коэффициент надежности по назначению.

Все сдвигающие силы принимают с коэффициентом надежности по нагрузке γ_f больше 1. Все удерживающие силы принимают с γ_f меньше 1.

Примечания

1 В качестве удерживающей силы, создаваемой грунтом, следует принимать его активное давление.

2 Силы трения в основании следует определять по минимальным значениям коэффициентов трения подошвы фундамента по грунту (приложение И).

3 При расчете устойчивости наземных якорей следует руководствоваться указаниями раздела 35 настоящего СТО.

7 Нагрузки и воздействия

7.1 Общие положения

7.1.1 Конструкции СВСиУ следует рассчитывать на воздействие нагрузок, приведенных в таблице 7.1. Сейсмические воздействия на СВСиУ не учитываются.

Таблица 7.1 – Нагрузки и воздействия на конструкции СВСиУ

№№ нагрузок	Наименование нагрузок и воздействий	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	№ пункта в СТО
	А Постоянные		
1	2	3	4
1	Собственный вес вспомогательных сооружений: - металлических конструкций - деревянных конструкций - полимерных конструкций и утепляющих слоев опалубки	 1,1(0,9) 1,2(0,9) 1,3(0,8)	7.2.1
2	Давление от веса грунта: - вертикальное - горизонтальное	 1,2(0,9) 1,2(0,8)	7.2.2
3	Гидростатическое давление воды	1,0	7.2.3
4	Гидродинамическое давление воды (включая волновое)	1,2(0,75)	7.2.4
5	Вес возводимых конструкций	1,1(0,9)	7.2.5
	Б Временные технологические		
6	Вес складируемых материалов и грузов	1,3(0,8)	7.3.1
7	Вес людей, инструмента и мелкого технологического оборудования	1,3(0,7)	7.3.2
8	Вес монтажного (кранового, копрового и технологического) оборудования	1,1(0,9)	7.3.3
9	Горизонтальные инерционные нагрузки от монтажного оборудования	1,1(1,0)	7.3.4
10	Вес транспортных средств	1,2(0,9)	7.3.5
11	Горизонтальные нагрузки от транспортных средств	1,1(1,0)	7.3.6
12	Воздействие домкратов при регулировании усилий в возводимых конструкциях		7.3.7
13	Воздействие искусственного регулирования в конструкции СВСиУ	1,3(0,8)	7.3.8

Окончание таблицы 7.1

1	2	3	4
14	Сила трения при перемещении возводимых конструкций и других грузов: - на катках - на салазках - на тележках - на полимерных устройствах скольжения	 1,1 1,3 1,2 1,3	7.3.9
15	Поперечные горизонтальные силы при перемещении в возводимых конструкций и других грузов	1,1	7.3.11
16	Нагрузки от бетонной смеси при её укладке и вибрировании (принимать с учетом указаний пункта 7.3.12 настоящего СТО и таблицы С.2 СП 70.13330.2012)	1,3	7.3.12
	В Временные прочие		
17	Ветровая нагрузка (для конструкций со сроком службы менее 5 лет)	1,0	7.4.1 – 7.4.7
18	Ледовая нагрузка	1,0	7.4.8
19	Нагрузка от навала судов	1,0	7.4.9
20	Температурно-климатические воздействия	1,0	7.4.10
21	Воздействие осадки грунта	1,0	7.4.11
22	Нагрузка от наезда автомашин	1,0	7.4.12
23	Нагрузка от карчехода	1,0	15.11
24	Снеговые нагрузки	СП 20.13330.2011	

Примечания

1 Значения γ_f, указанные в скобках, следует применять в случаях, когда при невыгодном сочетании нагрузок увеличивается их суммарное воздействие на элементы конструкции.

2 Расчет поддерживающих конструкций на воздействие крановой нагрузки, а также нагрузки от транспортных средств, следует в необходимых случаях производить с учетом веса вспомогательных и монтируемых мостовых конструкций, а так же строительных материалов и оборудования, подвешенных к крану, либо погруженных на транспортные средства. Веса этих конструкций, материалов и оборудования нужно принимать с соответствующими коэффициентами надежности, приведенными в таблице. Вышеизложенное надо применять и в случае использования грузоподъемных кранов номенклатуры Ростехнадзора, при применении не должен превышать паспортной грузоподъемности крана при данном вылете стрелы (для стреловых кранов).

7.1.2 Нормативные значения нагрузок определяются согласно указаниям пунктов 7.2÷7.4.

Расчетное значение нагрузки следует определять как произведение её нормативного значения на коэффициент надежности по нагрузке γ_f , значения которого приведены в таблице 7.1.

Указанные в таблице коэффициенты надежности по нагрузке γ_f по каждой строке принимаются одинаковыми в пределах целой части сооружения (пролетного строения, подмостей, пирсов, промежуточных опор, призм обрушения и т.п.) за исключением расчета на устойчивость положения конструкции и усилия в анкерах, в этом случае коэффициенты надежности по нагрузке принимаются по таблице 7.1 с учетом указаний пунктов 6.8 и 6.9.

7.1.3 При расчетах конструкций СВСиУ в случаях, когда в разделах СТО не указана величина коэффициента надежности по назначению γ_n, его значение выбирается генеральным проектировщиком, но оно должно быть не ниже 1 единицы.

Для СВСиУ, работающих на стадии монтажа совместно с основной конструкцией γ_n принимается не ниже значений, принятых для этой конструкции.

7.1.4 Значения коэффициентов динамики (1+μ), условий работы (m) и сочетаний нагрузок (η) при расчетах конструкций СВСиУ принимаются согласно указаниям разделов 12÷38 настоящего СТО.

7.2 Постоянные нагрузки

7.2.1 Вертикальную нагрузку от собственного веса конструкций вспомогательных сооружений и от веса возводимых конструкций следует определять по проектным объемам элементов и частей конструкции (включая водный балласт плашкоутов) и нормативным значениям плотности материалов.

Распределение нагрузки от собственного веса в рассчитываемых конструкциях принимается:

а) в настилах, поперечинах, прогонах, насадках, балочных и кружальных фермах, коробах опалубки и т.п. линейных элементах – равномерным по длине конструкции, если действительная неравномерность не превышает 10% средней величины;

б) в стойках подмостей, пирсов, опор, подкрановых эстакад и т.п. поддерживающих конструкциях – равномерным между всеми стойками рамы или опоры;

в) прочих конструкциях – по фактическому весу отдельных её частей;

г) вес сварных швов допускается принимать в процентах к общему весу металла:

- для болтосварных конструкций – 0,5%;
- для сварных конструкций – 1,0%;

д) вес выступающих частей высокопрочных болтов с гайками и двумя шайбами – 4% от собственного веса конструкции.

7.2.2 Давление от веса грунта (строка 2 в таблице 7.1) , кПа (тс/м^2), определяется:

а) вертикальное давление – по формуле:

$$P_v = \gamma h, \quad (7.1)$$

где γ – нормативный удельный вес грунта, кН/м^3(тс/м^3);

h – толщина слоя грунта, м;

б) горизонтальное (боковое) давление грунта на ограждения котлованов и подпорные стенки временного типа определяется согласно указаниям СП 101.13330 и СП 43.13330. Допускается также использовать для этой цели рекомендации приложения Л.

Нормативные значения характеристик грунтов:

- объемного веса γ, кН/м^3 (тс/м^3)
- удельного сцепления c, кПа (кгс/см^2)
- угол внутреннего трения φ, град.

принимаются по данным непосредственного испытания грунтов. Для предварительных расчетов допускается принимать указанные характеристики грунтов по данным приложения Д.

7.2.3 Гидростатическое давление воды (строка 3 в таблице 7.1) учитывается для частей сооружений и грунтов, расположенных ниже уровня поверхностных или грунтовых вод, путем введения в расчет бокового давления воды, давления воды на днище, а также уменьшения веса частей сооружений.

Гидростатическое давление воды определяется по формуле, кПа (тс/м^2):

$$P = \gamma_в h, \quad (7.2)$$

где $\gamma_в$ – удельный вес воды, кН/м^3 (тс/м^3);

h – расчетная высота слоя воды, м.

7.2.4 Гидродинамическое давление воды (строка 4 в таблице 7.1) на подводную часть конструкции (плавсредства) определяется:

а) от воздействия текущей воды – по формуле, Н (кгс)

$$N_{ВП} = N_л + N_т, \quad (7.3)$$

где $N_л$ – лобовое давление воды, Н (кгс), равное:

$$N_л = 500\,\varphi_o F V^2 \quad (\,N_л = 50\,\varphi_o F V^2\,), \quad (7.4)$$

$N_т$ – сила трения воды по поверхности обтекаемого тела, Н (кгс), равная:

$$N_т = f S V^2 \quad (N_т = 0{,}1\,f S V^2), \quad (7.5)$$

где V – для неподвижных конструкций средняя скорость течения воды, принимаемая по данным поплавковых наблюдений и измерений вертушкой в пределах горизонта погружения, м/с;

- для перемещающихся конструкций относительная скорость перемещения воды и плавающего тела, м/с;

(в случае если подводная часть конструкции (плавсистемы) стесняет живое сечение более чем на 10,%, необходимо учитывать возрастание скорости водного потока);

φ_o = 0,75 – коэффициент, учитывающий степени обтекаемости погруженного в воду тела, принимаемый для заостренных или закругленных в плане очертаний; а для прямоугольных очертаний – коэффициент равный 1,0 единицы;

f – коэффициент, характеризующий трение воды по поверхности погруженного тела, Нс^2/м^4 (кгс·с^2/м^4), принимаемый:

- для металлических поверхностей равным – 1,70 (0,17);
- для деревянных – 2,50 (0,25);

- для бетонных – 2,0 (0,2).

F – подводная площадь по миделю (наиболее широкому) поперечному сечению, м^2;

S – площадь смоченной поверхности (поверхность трения воды), м^2,

значения F и S принимаются равными по формуле:

для плашкоутов и барж – $F = t\,B$, (7.6)

$$S = L\,(2t+B), \quad (7.6а)$$

для бездонных ящиков и т.п. – $F = B \cdot H$, (7.7)

$$S = L(2H+B), \quad (7.7а)$$

где t – осадка плашкоута или баржи, м;

H – глубина воды в месте опускания бездонного ящика, м (принимается с запасом, больше фактической глубины от 0,5 до 1 м);

B – ширина плашкоута, баржи, бездонного ящика, м;

L – длина плашкоута, баржи, бездонного ящика, м,

при скорости свыше 2 м/с следует учитывать возрастание уровня воды у сооружения:

$$\Delta H = \frac{V^2}{2g}, \quad (7.8)$$

где g – ускорение силы тяжести, м/с^2

(при наличии косины течения, когда продольная ось тела, погруженного в воду, составляет с направлением струй угол, отличный от 0^0, лобовое давление воды должно исчисляться не по площади миделя, а по проекции, погруженной в воду части плавучего тела на плоскость, нормальную к направлению течения);

б) от воздействия волн:

- для акваторий с большой высоты волны (озера, водохранилища) – согласно СП 38.13330.2012;

- для прочих случаев давление воды на 1 пог.м ширины проекции, перпендикулярной направлению воды, может быть принято приближенно в размере:

1) 0,30 кН/м (0,03 тс/м) – для рек шириной от 300 до 500 м;

2) 1,20 кН/м (0,12 тс/м) – для рек шириной 500 м и более;

- при строительстве на акваториях с большими высотами волн (лиманы, озера, водохранилища, широкие реки) должен производиться более точный расчет волнового давления согласно СП 38.13330.2012;

- в соответствии с «Правилами плавания по внутренним водным путям» в зависимости от высоты волн степень волнения на озерах и водохранилищах оценивается по десятибалльной шкале в зависимости от его бальной величины, приведенной в таблице Е.1, а сила ветра – в таблице Е.2 приложения Е.

7.2.5 Вес возводимых конструкций (строка 5 в таблице 7.1) определяется на основании проектных спецификаций, объемов, приведенных в проекте конструкций, и нормативных удельных весов, заложенных в конструкции материалов.

При реконструкции существующих мостов вес конструкций должен определяться с учетом их фактического состояния.

Вес возводимых конструкций, передаваемый на вспомогательные сооружения (сборочные клетки, прогоны и т.п.), допускается принимать равномерно распределенным по длине, если фактические изменения колебания его величины по длине не превышают 10%.

При наличии в расчетной схеме нескольких двух и более прогонов, рядов сборочных клеток и т.п. в плоскости, поперечной к оси моста нагрузка от возводимых конструкций принимается равномерно распределённой в поперечном направлении.

Вес устанавливаемых или укладываемых кранами на вспомогательные сооружения (подмости и т.п.) элементов и грузов учитывается с динамическим коэффициентом, равным 1,1.

7.3 Временные технологические нагрузки

7.3.1 Вес складируемых материалов и грузов (строка 6 в таблице 7.1) определяется по количеству и физическим характеристикам материалов и грузов, складируемых на рассматриваемой конструкции, согласно принимаемым проектным решениям.

7.3.2 Нормативная нагрузка от веса людей, инструмента и мелкого оборудования (строка 7 в таблице 7.1) учитывается согласно ГОСТ 24258 с учетом раздела 14 и таблицы 7.2.

Таблица 7.2 – Нормативная нагрузка от веса людей, инструмента и мелкого оборудования

Вид конструкции	Вид и величина нагрузок
Неинвентарные средства подмащивания подмости сборно-разборные, подмости навесные, площадки, навешиваемые на конструкции – (приложение Ж)	Поверхностная равномерно – распределенная статическая нагрузка величиной 2500 Па (250 кгс/м^2)*
Все горизонтальные несущие элементы средств подмащивания (независимо от расчета на нагрузку по пункту 7.1)	Вертикальная сосредоточенная статическая нагрузка величиной 1300 Н (130 кгс), приложенная посередине элемента (независимо от общей поверхностной нагрузки)
Собираемые пролетные строения: - железнодорожных мостов - автодорожных мостов	Поверхностная равномерно распределенная статическая вертикальная нагрузка величиной: 750 Па (75 кгс/м^2) 100 Па (10 кгс/м^2)
* если это не оговорено особо по условиям проектирования.	

7.3.3 Вес монтажного технологического оборудования принимается:

- для стандартизированного (строка 8 в таблице 7.1) – по паспортным данным и каталогам;

- для нестандартизированного – по проектной документации, разработанной для этого оборудования.

Монтажное оборудование в расчетной схеме принимается в положении, вызывающем наибольшее силовое воздействие на рассчитываемую конструкцию.

Нагрузки от веса строительно-монтажного оборудования в расчете конструкции принимаются с динамическим коэффициентом (1+μ), равным:

а) для наклоняющейся стрелы крана с подвешенным к ней груза весом до 200 кН (20 тс) – 1,2

б) то же при весе груза более 200 кН (20 тс) – 1,1

в) для веса наклоняющейся стрелы копра – 1,2

г) для веса поднимаемой копровой лебедкой сваи – 1,4

д) для веса молота при подъеме – 1,3

При этом если отсутствие груза на кране (копре) может оказать более неблагоприятное влияние, чем его наличие, воздействие крана (копра) в расчете принимается без груза.

7.3.4 Горизонтальные инерционные нагрузки от монтажного оборудования (строка 9 в таблице 7.1), вызываемые различными причинами, подразделяются на следующие нагрузки и воздействия:

7.3.4.1 Нагрузка, вызванная торможением электрического крана (козлового, башенного) и направленная вдоль кранового пути.

Нормативное значение нагрузки принимается по паспорту крана или в размере 0,1 полного нормативного значения вертикальной нагрузки на тормозные колеса рассматриваемой стороны крана, кН (тс). Аналогично принимается продольная тормозная нагрузка для копров с электрическим приводом ходовой части.

7.3.4.2 Нагрузка, вызванная ударом крана о тупиковый упор и направленная вдоль оси пути, определяется согласно СП 20.13330.2011, и учитывается только при расчете упоров и их креплении к подкрановым конструкциям.

7.3.4.3 Нагрузка, вызванная торможением электрической крановой тележки (козлового крана) и направленная поперек кранового пути.

Нормативное значение нагрузки принимается по паспорту крана или в размере 0,05 суммы подъемной силы крана и веса тележки, кН (тс). Нагрузка передается на одну нитку кранового пути, распределяется поровну между всеми колесами, опирающимися на неё, и может быть направлена как внутрь, так и наружу колеи.

7.3.4.4 Нагрузка, вызванная перекосом и заклинкой ног козлового крана и направленная поперек кранового пути. Нормативное значение нагрузки принимается равным 0,12 нормативной вертикальной нагрузки на колесо, кН (тс).

Горизонтальные нагрузки от торможения крана, торможения крановой тележки и перекоса ног считаются приложенными в месте контакта ходовых колес крана с рельсом, и распределяется между колесами пропорционально вертикальному давлению на них.

7.3.4.5 Реактивный момент, возникающий при пуске и остановке двигателя поворота механизма (крана, копра, буровой машины) вычисляется по формулам:

$$M = \frac{7000 N_{пов}}{n} \quad [Нм], \tag{7.9}$$

$$M = \frac{700 N_{пов}}{n} \quad [кгсм], \tag{7.10}$$

где $N_{пов}$ – мощность двигателя поворота в л.с. или

$$M = \frac{9500 N_{пов}}{n} \quad [Нм], \tag{7.11}$$

$$M = \frac{950 N_{пов}}{n} \quad [кгсм], \tag{7.12}$$

где $N_{пов}$ – мощность двигателя поворота в квт;

n – в обоих случаях число оборотов в минуту поворотной части механизма.

Крутящие моменты буровых машин, передаваемые на рабочий орган или обсадную трубу, принимаются по паспорту буровой машины.

Реактивный момент поворота и реактивный крутящий моменты передаются на поддерживающие конструкции СВСиУ в точках опирания (закрепления) механизма в виде пары (пар) сил, величина которых определяется в зависимости от характера опирания (гусеницы, колеса, аутригеры) и координат точек опирания относительно центра вращения.

7.3.5 Вес транспортных средств (строка 10 в таблице 7.1) принимается по паспортным данным и каталогам. Нормативная вертикальная нагрузка от железнодорожного подвижного состава и от автотранспортных средств может также приниматься по СП 35.13330.

Нагрузки от консольных кранов и железнодорожного подвижного состава (локомотивов, вагонов) приведены в приложении Ж.

7.3.6 Горизонтальные нагрузки от транспортных средств (строка 11 в таблице 7.1) вдоль направления движения принимаются:

- для автомашин и автокранов при скоростях не свыше 30 км/ч – $0,25P_a$, где P_a – вес автомашины (автокрана);
- для тракторов – $0,3P_т$, где $P_т$ – вес гусеничного крана (трактора, бульдозера);
- для железнодорожной нагрузки – $0,1P_ж$, где $P_ж$ – вертикальная нагрузка на тормозные колеса;
- для постоянных нагрузок А – согласно СП 35.13330;
- для скоростей менее 5 км/ч тормозная нагрузка не учитывается.

7.3.7 Воздействие домкратов при регулировании усилий или выправке положения и строительного подъема возводимых конструкций (строка 12 в таблице 7.1) определяется как опорное давление на домкраты от нормативных нагрузок плюс дополнительное, устанавливаемое проектом конструкции усилие, необходимое для регулирования в ней напряжений (положения).

Определение опорных давлений (реакций на домкраты) от монтируемой конструкции производится по расчетной схеме, имевшей место к началу регулирования напряжений или выправки положения и строительного подъема, независимо от предшествовавшего порядка монтажа и распределения усилий (указанными факторами нельзя пренебречь при расчете самой конструкции).

7.3.8 Воздействие искусственного регулирования усилий (строка 13 в таблице 7.1) в конструкциях вспомогательных сооружений учитывается в случаях, предусмотренных проектом (придание плашкоутам первоначально обратного выгиба соответствующим порядком их балластировки и т.п.). Величина усилий устанавливается при разработке проекта.

7.3.9 Сила трения (строка 14 в таблице 7.1) при перемещении пролетных строений, бездонных ящиков, подкрановых и подкопровых мостиков и др. по горизонтальной плоскости определяется по формулам, кН (тс):

а) при перемещении по рельсам на подкладках (салазках) или бетонному, грунтовому и деревянному основанию:

$$N_т^н = f_1 P, \qquad (7.13)$$

б) при перемещении по рельсам на катках:

$$N_т^н = k\frac{f_2 P}{R_1}, \qquad (7.14)$$

в) при перемещении по рельсам на тележках с подшипниками скольжения:

$$N_T^H = \frac{P}{R_2}(kf_2 + f_3 r) \quad , \tag{7.15}$$

г) при перемещении по рельсам на тележках с подшипниками качения:

$$N_T^H = \frac{P}{R_2}(kf_2 + f_4 r) \quad , \tag{7.16}$$

д) при перемещении по полимерным устройствам скольжения:

$$N_T^H = f_5 P, \tag{7.17}$$

где Р – нормативная нагрузка от веса перемещаемой конструкции (механизма), кН (тс);

f_1 – коэффициент трения скольжения, принимаемый по приложению Р;

f_2 – коэффициент трения качения катка (колеса) по рельсам, принимаемый по таблице 7.3, см;

f_3 – коэффициент трения скольжения в подшипниках, принимается равным от 0,05 до 0,10;

f_4 – коэффициент трения качения в подшипниках, равный 0,02;

f_5 – коэффициент трения скольжения для полимерных материалов, принимаемый по таблице 7.4;

R_1 – радиус катка, см;

R_2 – радиус колеса, см;

K=2 – коэффициент, учитывающий влияние местных неровностей рельсов и катков, перекоса катков, непараллельности накаточных путей и прочих факторов, вызывающих возрастание сопротивление движению;

r – радиус оси колеса (в подшипнике), см.

Таблица 7.3 – Коэффициенты трения качения катка (колеса) по рельсам

Диаметр катка (колеса) мм	Коэффициент трения качения f_2, см
200÷300 мм и менее	0,04
400÷500	0,06
600÷700	0,08
800	0,10
900÷1000	0,12

Таблица 7.4 – Коэффициенты трения скольжения для полимерных материалов

Материал трущейся пары	Давление Мпа (кгс/см^2)	Коэффициент трения полимерных устройств скольжения, при температуре f_5	
		отрицательной	положительной
Полированный лист + фторопласт	<10 (100) >10 (100)	0,12 0,09	0,07 0,06
Полированный лист + нафтлен	<10 (100) >10 (100)	0,12 0,10	0,07 0,06
Полированный лист + полиэтилен ВП	<10 (100) >10 (100)	0,18 0,12	0,10 0,06

Окончание таблицы 7.4

1	2	3	4
Полированный лист + карточки скольжения с покрытием тефлоном:			
без смазки	5 (50)	0,07	0,06
с силиконовой смазкой	5 (50)	0,04	0,03

Примечания

1 В таблице указаны значения коэффициента трения при трогании с места. При скольжении значения коэффициента трения понижаются в среднем на 20% по сравнению со значениями, указанными в таблице.

2 Коэффициенты трения по карточке скольжения с тефлоном приведены из результатов работы «Исследования коэффициентов трения при надвижке пролетных строений мостов по карточкам скольжения при разных условиях их работы», выполненной фирмой «ИМИДИС» в 2002 г. [8], которые уточняются по данным поставщика.

3 Коэффициенты трения приведены для случая применения нового полированного листа с шероховатостью поверхности не ниже десятого класса в состоянии поставки.

7.3.10 Воздействие электрических лебедок при подъеме, опускании грузов и конструкций принимается равным паспортной грузоподъемности лебедок с коэффициентом надежности по нагрузке γ_f =1,3, если не предусмотрены специальные конструктивные решения по ограничению этого воздействия.

7.3.11 Действующее в перпендикулярном направлении передвижки надвигаемой конструкции боковое усилие (строка 15 в таблице 7.1) от перекоса катков, от давления на боковые ограждения и от непараллельности накаточных путей, Н (кгс), определяются по формулам:

а) при поперечном перемещении по пирсам на тележках с устройством подвижного опирания на тележку одного конца пролетного строения:

$$H = 0{,}015R \ , \qquad (7.18)$$

б) то же при неподвижном опирании обоих концов пролетного строения:

$$H = 0{,}15R \ , \qquad (7.19)$$

в) при продольном перемещении на катках:

$$H = 0{,}03R \ , \qquad (7.20)$$

г) при перемещении на полимерных устройствах скольжения:

$$H = f_5 R \ , \qquad (7.21)$$

где R – нормативная опорная реакция от веса надвигаемой конструкции, Н (кгс);

f_5 – коэффициент трения по таблице 7.4.

При поперечной передвижке элементов распорных арок (сводов) устройство подвижного опирания одного конца передвигаемого элемента и его проверка на прочность при измененной статической схеме являются обязательными.

7.3.12 Нагрузки от бетонной смеси (строка 16 в таблице 7.1) при её укладке и вибрировании (приведены в таблицах 7.5 и 7.6) принимаются:

а) вертикальные:

- вес свежеуложенной бетонной смеси – $P=\gamma H$, кПа (кгс/м^2),

где, ϒ – плотность свежеуложенной бетонной смеси
(обычно принимается 2,5 т/м2),
Н – толщина свежеуложенной бетонной смеси;
- при вибрировании бетонной смеси – 2 кПа (200 кгс/м^2);

б) горизонтальные (на боковую поверхность опалубки):
- от давления свежеуложенной бетонной смеси – по таблице 7.6;
- от сотрясения при выгрузке бетонной смеси – по таблице 7.5;
- от вибрирования бетонной смеси, кПа (кгс/м^2) – 4$k_з$ (400$k_з$),

где $k_з$ – коэффициент, учитывающий неодновременную работу вибраторов по ширине бетонируемого изделия и вводимый в расчет прогонов и опалубки и принимаемый: $k_з$ = 1 – для изделий шириной 1,5 м и менее и изделий, уплотняемых с помощью наружных вибраторов; $k_з$ = 0,8 – для изделий шириной свыше 1,5 м.

Для поверхности форм, наклонных в сторону изделия, давление бетонной смеси определяется путем умножения горизонтального давления бетонной смеси на синус угла наклона поверхности формы к горизонту. При угле наклона менее 30° к горизонтали горизонтальное давление бетонной смеси на форму не учитывается.

Таблица 7.5 – Горизонтальные нагрузки на опалубку в зависимости от сотрясения при выгрузке бетонной смеси

Способ подачи бетонной смеси в опалубку	Горизонтальная нагрузка на боковую опалубку, кПа (кгс/м^2);
Спуск по лоткам и хоботам и непосредственно из бетоноводов	4,0 (400)
Выгрузка из бадей емкостью: от 0,2 до 0,8 м^3 включительно более 0,8 м^3	 (400) 6,0 (600)

Таблица 7.6 – Определение бокового давления бетонной смеси на опалубку от давления свежеуложенной бетонной смеси

Способ укладки и уплотнения бетонной смеси	Расчет формулы для определения максимальной величины бокового давления	Пределы применения формулы
С помощью внутренних вибраторов	$P = \gamma H$	$H \le R$ $V < 0,5$
То же	$P = \gamma(0,27V+0,78)\, k_1 k_2$	$V \ge 0,5$ $H > R$
С помощью наружных вибраторов	$P = \gamma H$	$V < 4,5$ $H \le 2R_1$
То же	$P = \gamma(0,27V+0,78)\, k_1 k_2$	$H > 2$ м $V \ge 4,5$
Подводное бетонирование методом ВПТ	$P = h_д\,(\gamma - 1000)$	–

где Р – нормативное максимальное боковое давление бетонной смеси, кПа (кгс/м^2);

γ – нормативный удельный вес бетонной смеси;

Н – высота уложенного слоя бетона, оказывающего давление на опалубку (но не более слоя, уложенного в течение 4 часов);

V – скорость бетонирования (по вертикали), м/ч;

R – радиус действия внутреннего вибратора, м;

R_1 – радиус действия наружного вибратора, м;

k_1 – коэффициент, учитывающий влияние консистенции бетонной смеси и принимаемый: 0.8 - при осадке конуса 0 – 2 см;
1.0 - при осадке конуса 4 – 6 см;
1.2 - при осадке конуса 8 – 12 см.

k_2 – коэффициент, учитывающий влияние температуры бетонной смеси и принимаемый: 1.15 - при температуре 5 – 7°С;
1.0 - при температуре 12 – 17°С;
0.85 – при температуре 28 – 32°С;

$h_д = k\ J$ (м) – высота «действующего столба» подводного бетона,

где k – показатель сохранения подвижности бетонной смеси в часах;

J – скорость бетонирования, м/ч.

Примечания

1. Ориентировочно принимается: радиус действия внутренних вибраторов R=0,75 м, наружных вибраторов R_1 = 1 м.

2. В случае, если температура бетона неизвестна, значение k_2 принимается равным 1,0.

3. Показатель подвижности бетонной смеси k следует принимать не менее 0,7 - 0,8 часа, а скорость бетонирования J – не менее 0,3 м/ч.

4. Во всех случаях величину бокового давления следует ограничивать величиной $P_{max} = \gamma H$ при γ= 250 кН/м^3 (2500 кгс/м^3) для тяжелого бетона.

5. Коэффициент надежности по нагрузке γ_f для бетонной смеси и для других нагрузок при расчете опалубки принимать согласно данным приложения С к СП 70.13330.2012.

6. Допустимую скорость бетонирования V (м/ч) в проекте опалубки следует оговаривать.

7.4 Временные прочие нагрузки

7.4.1 Величину ветровой нагрузки (строка 17 в таблице 7.1) следует определять как сумму нормативных значений средней (W_m) и пульсационной (W_p) составляющих:

$$W_m = W_m + W_p \qquad (7.22)$$

Значение средней составляющей, кПа (кгс/м^2), исчисляется по формуле:

$$W_m = w_o kc \qquad (7.22а)$$

где w_o - нормативное значение ветрового давления, принимаемое в зависимости от ветрового района по таблице 7.7[1)].

Для горных и малоизученных районов нормативное значение ветрового давления следует определять по формуле:

$$w_o = 0{,}61V_o^2 \qquad (7.22б)$$

---

1) При проектировании грузоподъемных кранов, эксплуатируемых на открытом воздухе (на суше), ветровое давление принимается по ГОСТ 1451.

где V_o (м/с) – расчетная или допустимая по условиям производства работ скорость ветра на уровне 10м над уровнем воды или над поверхностью земли для местности А по данным метеостанции, соответствующая 10 минутному интервалу превышения один раз в 5 лет. Параметры волнения, ветра и значения V_o для видов и условий производства работ приведены в пункте 7.7.2 и таблице Е.3, приложения Е;

k – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте от уровня земли, определяемый по таблице 7.8 в зависимости от типа местности;

с – аэродинамический коэффициент, принимаемый по таблице 7.9 и таблице С.1 СП 20.13330.

Таблица 7.7 – Нормативное ветровое давление

Ветровые районы	Ia	I	II	III	IV	V	VI	VII
Значение w_o кПа, (кгс/м^2)	0,17 (17)	0,23 (23)	0,30 (31)	0,38 (39)	0,48 (49)	0,60 (61)	0,73 (74)	0,85 (87)

При проверке прочности и устойчивости сооружений на стадиях работы продолжительностью эксплуатации не более двух недель или в безветренный период (опалубка перед бетонированием, монтажная вышка перед загружением и т.п.) допускается величину нормативного ветрового давления принимать равным 0,8 от значений, приведенных в таблице 7.7.

Таблица 7.8 – Коэффициент изменения ветрового давления по высоте

Высота расчетной плоскости над поверхностью земли		≤5	10	20	40	100
Коэффициент k для типов местности	A	0,75	1,00	1,25	1,5	2,0
	B	0,5	0,65	0,85	1,1	1,6
	C	0,4	0,4	0,55	0,8	1,25

Приняты следующие типы местности:

А – открытые побережья проливов, озер, водохранилищ, пустыни, степи, лесостепи, тундра;

В – городские территории, лесные массивы и другие местности, покрытые препятствиями высотой более 10 м;

С – городские территории с застройками высотой более 25 м.

Сооружение считается расположенным в местности данного типа, если эта местность имеет с наветренной стороны сооружения на расстоянии 30h – при высоте сооружений (h) до 60 м и 2 км – при большей высоте.

Таблица 7.9 – Аэродинамический коэффициент

Наименование элементов	Аэродинамический коэффициент, с
1	2
Опалубка и подобные элементы, составные в горизонтальном сечении	+ 0,8 – 0,6
Сплошные элементы прямоугольного сечения	1,4
Элементы круглого сечения	1,2
Ванты и оттяжки	1,1
Буксиры, баржи, суда	1,4 (поперек); 0,8 (вдоль)

Окончание таблицы 7.9

1	2
Плашкоуты	1,4
Горизонтальные поверхности (зоны отсоса)	– 0,4

7.4.2 В случаях, когда скорость ветра при производстве работ ограничивается по условиям техники безопасности, нормативное ветровое давление принимается равным:

а) 60 Па (6,1 кгс/м^2) – при расчете мощности тяговых обустройств и буксиров для установки пролетных строений на плавучих опорах из условия производства работ при ветре скоростью до 10 м/с;

б) 135 Па (13.8 кгс/м^2) – при расчете:

- подмостей, опор, подкрановых эстакад и других устройств в процессе работы монтажных кранов;
- тяговых средств в процессе перекатки (надвижки) пролетного строения;
- подъемных устройств и средств в процессе подъемки пролетного строения;
- устройств, воспринимающих воздействие домкратов в процессе регулирования напряжений при выправки положения и строительного подъема монтируемых конструкций из условия производства работ при ветре до 15 м/с.

Расчетную ветровую поверхность принимают по проектным контурам, т.е. по площади проекции частей сооружения (силуэта судна, крана, копра) на вертикальную поверхность, перпендикулярную направлению ветра. Для решетчатых конструкций (ферм) с однотипными элементами расчетную поверхность следует принимать равной площади фермы, вычисленной по её наружному габариту, умноженному на коэффициент заполнения, вычисляемый по формуле:

$$\varphi = \frac{\sum A_i}{A_k}, \qquad (7.23)$$

где A_i – площадь проекции i-го элемента на плоскость конструкции;

A_k – площадь, ограниченная контуром конструкции.

Коэффициент (φ) принимается:

а) для монтируемых балочных пролетных строений со сквозными фермами:

- 0,2 – для первой фермы;
- 0,15 – для второй и последующих ферм;

б) для вспомогательных сооружений:

- решетчатые башни из инвентарных конструкций при количестве плоскостей:
- 0,5 – из двух плоскостей;
- 0,9 – из четырех и более плоскостей;
- 0,8 – для решетчатых башен и стрел кранов (копров).

Для других видов решетчатых конструкций значения коэффициентов с и φ должны определяться согласно указаниям СП 20.13330.

7.4.3 Горизонтальная продольная ветровая нагрузка на сквозные фермы монтируемых сооружений принимается в размере 60% и на балки со сплошной стенкой в размере 20% от полной нормативной поперечной ветровой нагрузки.

На остальные сооружения и подъемно-транспортное оборудование продольная ветровая нагрузка определяется, так же как и поперечная ветровая нагрузка.

В конструкциях, имеющих развитые горизонтальные (наклонные) плоскости (настилы, опалубки, навесы), должно учитываться образование зон разряжения и скоростного напора у горизонтальных (наклонных) плоскостей, вызывающих образование вертикальных (подъемных) усилий. Эти усилия должны определяться при значении коэффициента (с) равном 0,6 единицы.

7.4.4 Нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки (W_p) при сооружении высотных[1)] СВСиУ на высоте Z (от действия порывов ветра) следует определять по указаниям СП 20.13330, раздел 11.

В зависимости от значений первой и второй частоты собственных колебаний[2)] (f_1 и f_2) вдоль направления потока в сравнении с предельным значением частоты собственных колебаний (f_t) СВСиУ условно можно разделить на жесткие (при $f_1 > f_t$), средней гибкости ($f_1 < f_t$ и $f_2 > f_t$) и гибкие ($f_2 > f_t$). По СП 20.13330, пункт 11.1.10

Предельное значение частоты собственных колебаний f_t является мерой гибкости конструкций в зависимости от ветрового района, который принимается для железобетонных конструкций δ=0,3 и металлических – δ=0,15. При этом для жестких СВСиУ расчет выполняется по пункту 11.1.8; для СВСиУ средней гибкости – по пунктам 11.1.8-б и 11.1.8-в); для гибких СВСиУ – по пункту 11.1.8-в СП 20.13330.

7.4.5 Для гибких конструкций и элементов СВСиУ необходимо производить проверку возможности возникновения явлений аэроупругой неустойчивости типа вихревого возбуждения и галопирования по формулам:

для вихревого возбуждения – $$V_{кр}^{вв} = \frac{d}{Sh \cdot T}, \quad (7.23а),$$

для галопирования – $$V_{кр}^{г} = \frac{4m\delta f}{-(C_y^{\alpha} + C_x)\,\rho \cdot d}, \quad (7.23б),$$

где d - размер поперечного сечения элемента вдоль потока, м;

m - погонная масса элемента, кгс/м;

T; f - период (с) и частота (Гц) свободных колебании элемента;

δ - логарифмический декремент колебаний;

для стальных конструкций - δ = 0,03 ÷ 0,05;

для железобетонных - δ = 0,3;

ρ - плотность воздуха, равная 1,125 кгс/м^3;

Sh – число Струхаля, принимаемое по таблице Л.2 приложения Л;

$C_y^{\alpha}+C_x$ – аэродинамический параметр, принимаемый на основе аэродинамических испытаний; для призматических элементов:

$C_y^{\alpha}+C_x$= – (2÷4),

Условие возникновения этих явлений определяется неравенством:

$V_{кр} < V_{расч}$ =28 м/с,

[1)] К высотным относятся сооружения и их отдельные элементы, расположенные на высоте свыше 10 м от уровня воды или поверхности земли.

[2)] Величины f_1 , f_2 вычисляются по специальной программе в зависимости от типа конструкции.

Явление галопирования недопустимо, а при возникновении явления вихревого возбуждения необходимо выполнять расчет на выносливость при амплитуде колебаний, равной:

$$\bar{a} = \bar{a}/d = 0,4 \div 0,5 \qquad (7.23в)$$

7.4.6 Коэффициент надежности по ветровой нагрузке γ_f при расчете СВСиУ со сроком службы, не превышающем 5 лет, допускается принимать равным 1,0. Во всех остальных случаях γ_f должен равняться величине 1,1.

7.4.7 При возведении уникальных и технически сложных объектов для оценки метеорологической обстановки в процессе сооружения, а также накопления информации о реальных параметрах ветра, отложения снега и льда, уточняющих достоверность принятых в расчете нагрузок на обоих берегах реки (водохранилища) в створе мостового перехода должны работать два метеорологических поста.

7.4.8 Ледовая нагрузка (строка 18 в таблице 7.1) на защитные конструкции СВСиУ, подвергающиеся по условиям производства работ ледовым воздействиям на реках с ледоходом, кН (тс) определятся по формуле:

$$F_{в.р} = R_c b h_d, \qquad (7.24)$$

где R_c – нормативное сопротивление льда сжатию, МПа (тс/м^2) по таблице 7.10;

b – ширина сооружения по фронту действия льда, м;

h_d – расчетная толщина льда, м, принимается для речного льда равной 0,8 от максимальной за зимней период толщины льда, вероятностного превышения 10%.

На реках промерзающих до дна, должна приниматься толщина льда, наблюдаемая при осеннем ледоставе.

За уровень приложения ледовой нагрузки на сооружение принимается уровень высокого ледохода вероятностного превышения 10%.

Таблица 7.10

Климатическая зона	Значение Rc МПа (тс/м^2) для сооружений	
	с вертикальным режущим ребром	без режущего ребра
Районы БАМ и севернее линии Красноярск – Воркута	0,40(40)	0,55(55)
Остальные районы России	0,35(35)	0,50(50)

На ледорезы с наклонным режущем ребром давление льда учитывается в виде:

- вертикальной составляющей, кН (тс), по формуле:

$$F_v = 0,35 h_d^2 \qquad (F_v = 35 h_d^2), \qquad (7.25)$$

- горизонтальной составляющей, кН (тс), по формуле:

$$F_н = F_v \operatorname{tg}\beta \qquad (F_н = 100 F_v \operatorname{tg}\beta), \qquad (7.26)$$

где β - угол наклона режущего ребра к горизонту, град.

Толщина льда, принятая в расчете, должна указываться в проекте. В случае отличия фактических ледовых усилий от принятых в проекте должны быть приняты дополнительные меры при пропуске ледохода.

Для особо ответственных сооружений (опоры при полунавесной сборке), а также при действии заторных масс льда и нагрузки от ледяных полей ледовая

нагрузка должна определяться точными способами в соответствии с указаниями СП 38.13330.12.

7.4.9 Нагрузка от навала судов (строка 19 в таблице 7.1) и плавсистем на СВСиУ или устройства их защищающие принимается согласно приведенным ниже указаниям:

- от обращающихся судов – по таблице 7.11;
- от плавсистем, которые используются на объекте строительства.

Кинетическую энергию навала судна E_q при подходе его к причальному сооружению следует определять по формуле:

в (кДж) – $$E_q = \Psi \frac{D_c V^2}{2}, \quad (7.27)$$

в (тс·м) – $$E_q = \Psi \frac{D_c V^2}{2g}, \quad (7.27а)$$

где D_c – расчетное водоизмещение судна, тс;

V – нормальная к поверхности сооружения составляющая скорости подхода судна, м/с, принимаемая в обычных условиях равной 0,2 м/с;

Ψ – коэффициент, учитывающий поглощение кинетической энергии подходящего судна и равной 0,45 для сооружений на сваях;

g – ускорение силы тяжести.

Энергию деформации причальных сооружений в кДж допускается определять по формуле:

$$E_i = 0{,}7 \frac{F_g^2}{k_i}, \quad (7.28)$$

где k_i – коэффициент жесткости причального сооружения в горизонтальном направлении, кН/м. Ориентировочно можно принять k_i = 2000 кН/м (200 тс/м);

F_g – поперечная горизонтальная сила от навала судов на причал при подходе к сооружению, кН/м (тс/м).

Значение (F_g) определяют, приравнивая выражения (формула 7.27) и (формула 7.28).

Продольная сила (F_n) от навала судов при подходе к сооружению должна определяться по формуле, кН (тс):

$$F_n = \mu F_q, \quad (7.29)$$

где μ – коэффициент трения, принимаемый в зависимости от материала лицевой поверхности отбойного устройства равным:

0.5 - при поверхности из бетона или резины;

0.4 - при деревянной поверхности.

Нагрузка от навала на вспомогательные сооружения считается приложенной посередине их длины или ширины на уровне рабочего горизонта воды, за исключением случаев, когда имеются выступы, фиксирующие уровень действия этой нагрузки, и когда при более низком уровне нагрузка вызывает более значительные воздействия.

Таблица 7.11 – Нагрузки от навала судов

Класс внутренних водных путей	Нагрузки от навала судов, кН (тс)			
	вдоль оси моста со стороны пролета		поперек оси моста со стороны пролета	
	судоходного	несудоходного	верховой	низовой при отсутствии течения и верховой
I	1,00(100)	0,50(50)	1,25(125)	1,00(100)
II	0,70(70)	0,40(40)	0,90(90)	0,70(70)
III	0,65(65)	0,35(35)	0,80(80)	0,65(65)
IV	0,55(55)	0,30(30)	0,70(70)	0,55(55)
V	0,25(25)	0,15(15)	0,30(30)	0,25(25)
VI	0,15(15)	0,10(10)	0,20(20)	0,15(15)
VII	0,10(10)	0,05(5)	0,15(15)	0,10(10)

7.4.10 Нормативное температурно-климатическое воздействие (строка 20 в таблице 7.1) следует учитывать при расчете перемещений и при определении усилий во внешне статически неопределимых системах.

Среднюю по сечению нормативную температуру элементов СВСиУ или их частей, а также влияние солнечной радиации на температуру элементов следует принимать и учитывать согласно СП 35.13330.2011.

7.4.11 Воздействие осадки грунта (строка 21 в таблице 7.1) в основаниях вспомогательных сооружений следует принимать по результатам расчета оснований.

Осадка грунта учитывается при расчетах сборочных стапелей на насыпях, опор сборочных подмостей при сборке (надвижке) по неразрезной схеме в тех случаях, когда осадка не исключается конструктивными мерами.

7.4.12 Нагрузка от наезда автомашин (строка 22 в таблице 7.1) учитывается при расчете незащищенных вспомогательных опор, расположенных в пределах проезжей части действующей автомобильной дороги. Она принимается в виде сосредоточенной горизонтальной силы величиной 200 кН (20 тс), приложенной на высоте 1,0 м над уровнем проезжей части. При этом в проектной и рабочей документации должны указываться условия ограничения скорости автомашин - не более 25 км/час.

8 Основания и фундаменты

8.1 Общие положения

8.1.1 Основания СВСиУ должны проектироваться на основе:

а) результатов инженерно-геологических и инженерно-гидрологических изысканий;

б) данных, характеризующих конструктивные и технологические особенности сооружения, нагрузки, действующие на фундамент, и условия его эксплуатации;

в) технико-экономического сравнения возможных вариантов решений для принятия варианта, обеспечивающего наиболее полное использование прочностных и деформационных характеристик грунтов и физико-механических свойств материалов фундаментов.

При проектировании оснований и фундаментов следует учитывать местные условия строительства, а также имеющийся опыт проектирования, строительства и эксплуатации сооружений в аналогичных условиях.

8.1.2 Результаты инженерных изысканий должны содержать данные, необходимые для выбора типа основания и фундамента, в том числе свайного, для определения размеров и глубины заложения фундамента, вида свай, их длины и размеров поперечного сечения, расчетной нагрузки, допускаемой на сваю.

Грунты оснований в описаниях результатов инженерных изысканий должны именоваться согласно ГОСТ 25100.

8.1.3 Проектом оснований и фундаментов должна предусматриваться срезка плодородного слоя почвы для его последующего использования в целях рекультивации земель, озеленения и т.п.

8.1.4 Исходя из условий, изложенных в пункте 8.1.1, СВСиУ следует, как правило, сооружать на фундаментах:

- в русле реки – из забивных свай сплошного сечения и труб с закрытыми концами. Применение ряжевых или свайно-ряжевых фундаментов, засыпанных камнем, допускается при невозможности заглубления свай в не размываемую толщу, либо при необходимости восприятия тяжелой ледовой нагрузки;
- вне русла реки применяются как свайные фундаменты, так и фундаменты на естественном основании (в виде деревянных лежней, бетонной или железобетонной плиты).

8.1.5 Настоящим разделом не рассматриваются вопросы проектирования оснований и фундаментов в условиях:

- вечномерзлых грунтов;
- просадочных грунтов.

Проектирование оснований и фундаментов для этих случаев должно выполняться согласно СП 25.13330 и СП 21.13330 соответственно.

8.2 Фундаменты на естественном основании

8.2.1 Основания должны рассчитываться по двум группам предельных состояний:

а) первой группы – по несущей способности конструкций оснований, устойчивости фундаментов против опрокидывания и сдвига;

б) второй группы – по деформациям (осадкам) оснований.

8.2.2 Основания рассчитываются по деформациям во всех случаях, по несущей способности – в случаях если:

а) на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки;

б) сооружение расположено на откосе или вблизи откоса;

в) основание сложено медленно уплотняющимися водонасыщенными пылевато-глинистыми и биогенными грунтами (при степени влажности $S_r \geq 0,85$ и коэффициенте консолидации $C_v \leq 10^7$ см^2/год);

г) основание сложено скальными грунтами.

Расчет оснований по несущей способности и деформациям производится согласно СП 22.13330.2011.

8.2.3 Взвешивающее действие воды на грунты и части сооружения, расположенные ниже уровня поверхностных или подземных вод необходимо учитывать, при расчетах по несущей способности оснований и по устойчивости положения фундаментов. Уровень воды принимается невыгоднейший – наинизший или наивысший.

8.2.4 Проверка устойчивости фундаментов против сдвига производится при следующих значениях коэффициентов трения подошвы фундаментов по грунту:

0,10 - для глин и скальных грунтов с омывающейся поверхностью (глинистые известняки, глинистые сланцы и т.п.) при затоплении водой;

0,25 - для тех же грунтов во влажном состоянии;

0,30 - для тех же грунтов в сухом состоянии;

0,30 - для суглинков и супесей;

0,40 - для песков;

0,50 - для гравелистых и галечниковых грунтов;

0,60 - для скальных пород с не омывающейся поверхностью.

8.2.5 Для оснований из нескальных грунтов под фундаменты мелкого заложения, рассчитываемых без учета заделки в грунт, положение равнодействующей расчетных нагрузок, характеризуемое относительным эксцентриситетом – $\frac{e_o}{\rho}$ должно быть ограниченно следующими пределами:

а) на нескальных грунтах при отсутствии бокового давления грунта на фундамент:

- 0,2 при учете только постоянных нагрузок;
- 1,0 при учете постоянных и временных нагрузок;

б) на нескальных грунтах при наличии бокового давления грунта на фундамент:

- 0,5 при учете только постоянных нагрузок;
- 0,6 при учете постоянных и временных нагрузок;

в) на скальных грунтах:

- 1,2 при учете постоянных и временных нагрузок.

$e_0 = \frac{M}{N}$ – эксцентриситет приложения равнодействующей нагрузок относительно центра тяжести подошвы фундамента;

$\rho = \frac{W}{F}$ – радиус ядра сечения по подошве фундамента, причем момент сопротивления W относится к менее нагруженной грани.

8.2.6 Наибольшее расчетное давление фундамента на основание определяется по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M}{W}, \quad (8.1)$$

где σ – наибольшее давление от расчетных нагрузок в уровне подошвы фундамента;

M – момент от расчетных нагрузок в уровне подошвы фундамента относительно его центра тяжести;

F и W – соответственно площадь и момент сопротивления подошвы фундамента.

Формула действительна при условии $\frac{N}{F} > \frac{M}{W}$, что соответствует условию $\frac{e_o}{\rho} < 1$. При несоблюдении этих условий ($\frac{e_o}{\rho} > 1$), максимальное давление фундамента на основание следует определять, исходя из треугольной формы эпюры, построенной в пределах сжимаемой части основания:

$$\sigma = \frac{2N}{3b\left(\frac{a}{2} - \frac{M}{N}\right)}, \quad (8.2)$$

В частном случае, при $\frac{e_o}{\rho} = 1$ максимальное давление: $\sigma_{max} = \frac{2N}{a}$

где: a – ширина подошвы фундамента (размер в направлении плоскости действия момента);

b – длина подошвы фундамента (размер в направлении, перпендикулярном плоскости действия момента M).

8.2.7 При проектировании фундаментов на естественном основании следует применять:

а) в лежневых фундаментах – окантованные бревна местных хвойных и лиственных пород (преимущественно короткомер), отвечающих требованиям раздела 9, шпалы и брусья;

б) в ряжевых фундаментах – лес местных хвойных и лиственных пород, отвечающих требованиям раздела 9 настоящего стандарта;

в) фундаменты из монолитного и сборного железобетона.

8.2.8 Применение монолитного бетона и железобетона марок, указанных в разделе 10, допускается в массивных фундаментах на естественном основании, как правило, не подлежащих последующей разборке после демонтажа вспомогательных конструкций.

8.2.9 Глубина заложения фундаментов вспомогательных сооружений должна назначаться по результатам расчета грунтовых оснований с учетом:

а) геологических и гидрогеологических условий расположения сооружения;

б) глубины промерзания;

в) условий размыва грунтов основания;

г) характерных особенностей конструкции фундамента и метода производства работ по его возведению.

8.2.10 Подошву фундамента сборного, ряжевого и лежневого типов следует закладывать:

а) на суходолах и неразмываемых поймах при пучинистых грунтах – не менее чем на 0,25 м ниже расчетной глубины промерзания;

б) на суходолах и неразмываемых поймах при непучинистых крупно-песчаных, гравелистых и галечниковых грунтах и при скальных породах – независимо от глубины промерзания грунтов;

в) на размываемых поймах на 0,5 м ниже глубины местного размыва у данной опоры с соблюдением вышеприведенных указаний относительно промерзания. В случаях принятия защитных мер от подмыва (каменная обсыпка, укрепление фашинами, шпунтовые ограждения и т.п.) – только с учетом условий промерзания;

г) в руслах рек при размываемых грунтах – на 0,5 м ниже глубины местного размыва у данной опоры, в случае принятия защитных мер от подмыва или при неразмываемом грунте допускается непосредственное опирание фундамента на выровненную поверхность грунта.

8.2.11 В местах отсутствия подмыва грунтов основания допускается подошву фундамента мелкого заложения располагать на подсыпках толщиной не менее 0,3 м, устраиваемых из щебенистых, песчаных, гравелистых или галечниковых грунтов.

Подсыпки под фундаменты, сооружаемые в пределах суходолов, должны устраиваться на предварительно очищенных от растительного покрова площадках.

Размеры подсыпки под подошвой фундамента в плане следует назначать с расчетом, чтобы ширина бермы была на 0,5 м больше размеров фундамента. Откосы подсыпки принимаются не круче 1:1,5, а в пределах водотоков – не круче 1:2.

8.3 Фундаменты на забивных сваях

8.3.1 Расчет свайных фундаментов СВСиУ и их оснований должен быть выполнен по предельным состояниям:

а) первой группы

- по прочности материала свай и свайных ростверков;
- по несущей способности грунта основания свай;

б) второй группы

- по осадкам оснований свай и свайных фундаментов от вертикальных нагрузок;
- по перемещениям свай (горизонтальным и углам поворота головы свай) совместно с грунтом основания от действия горизонтальных нагрузок и моментов.

8.3.2 Расчет по прочности материала свай и ростверков должен производиться в зависимости от материала конструкции в соответствии с требованиями СП 64.13330, СП 63.13330, СП 16.13330, СП 53-102, СП 45.13330, СП 35.13330, СП 24.13330 и указаниями настоящего раздела.

8.3.3 Одиночную сваю в составе фундамента и вне его по несущей способности грунтов основания следует рассчитывать исходя из условия:

$$N \le \frac{F_d}{\gamma_к} \quad , \tag{8.3}$$

где N – расчетная нагрузка, передаваемая на сваю (продольное усилие, возникающее в ней от расчетных нагрузок, действующих на фундамент при наиболее невыгодном их сочетании);

F_d – расчетная несущая способность грунта основания одиночной сваи, называемая в дальнейшем несущей способностью сваи;

$\gamma_к$ – коэффициент надежности.

Значения величин N, F_d, $\gamma_к$ определяются (принимаются) согласно указаниям раздела 7 СП 24.13330 и указаниям настоящего раздела.

8.3.4 Несущую способность F_d, кН (тс), висячей сваи, работающей на сжимающую нагрузку, следует определять, как сумму расчетных сопротивлений грунтов оснований под нижним концом сваи и по боковой поверхности согласно указаниям пункта 7.2.2 в СП 24.13330.

Таблица 8.1 – Коэффициент η, для испытаний сваи

Случай расчета	Коэффициент η, кН/м^2 (тс/м^2)
Испытание свай забивкой и добивкой,(а также в случае определения отказов) при видах свай:	
Железобетонных с наголовником	1500(150)
Деревянных без подбабка	1000(100)
Деревянных с подбабком	800(80)
Стальных с наголовником	5000(500)
Контроль несущей способности свай по результатам производственной забивки при значении E_d/S_a кН (тс):	
1000(100) и менее	2500(250)
2000(200)	1500(150)
4000(400)	950(95)
8000(800) и более	700(70)

8.3.5 Расчетную нагрузку на сваю N, кН (тс), следует определять, рассматривая фундамент как рамную конструкцию, воспринимающую вертикальные и горизонтальные нагрузки и изгибающие моменты.

Таблица 8.2 – Расчетная энергия удара молота

№№ п.п.	Молот	Расчетная энергия удара молота E_d, кДж (тсм)
1	Подвесной или одиночного действия	GH
2	Трубчатый дизель – молот	0,9GH
3	Штанговый дизель – молот	0,4GH
4	Дизельный при контрольной добивке одиночными ударами без подачи топлива	G (H-h)

Примечания

1 G – вес ударной части молота, кН (тс).

2 H – фактическая высота падения ударной части, м.

3 h – высота первого отскока ударной части дизель-молота от воздушной подушки, определяемая по мерной рейке, м (пункт 4).

Для предварительных расчетов допускается принимать:

для штанговых молотов h=0,6 м;

для трубчатых молотов h=0,4 м.

8.3.6 Расчетный отказ сваи S_a (при $S_a > 0{,}002$ м) забиваемой или добиваемой её молотом, принятого в проекте типа, определяется по формуле:

$$S_a = \frac{\eta A E_d \kappa}{\gamma_k F_d (\gamma_k F_d + \eta A)} \times \frac{m_1 + \varepsilon^2 (m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}, \qquad (8.4)$$

где $\gamma_к$ – коэффициент надежности по пункту 8.3.3;

η – коэффициент, принимаемый по таблице 8.1 в зависимости от материала сваи, кН/м^2 (тс/м^2);

A – площадь, ограниченная наружным контуром сплошного или полого поперечного сечения ствола сваи (независимо от наличия или отсутствия у сваи острия), м^2;

E_d – расчетная энергия удара молота, кДж (тсм), принимаемая по таблице 8.2;

m_1 – масса молота, т;

m_2 – масса сваи и наголовника, т;

m_3 – масса подбабка, т;

ε – коэффициент восстановления удара: при забивке железобетонных свай молотами ударного действия с применением наголовника с деревянным вкладышем $\varepsilon^2 = 0{,}2$;

κ – повышающий коэффициент для наклонных свай, значение которого принимается для свай с наклоном 5:1; 4:1; 3:1; 2:1 соответственно равным 1,1; 1,15; 1,25 и 1,4.

8.3.7 В соответствии с требованиями ГОСТ 5686 продолжительность "отдыха" устанавливается программой испытаний в зависимости от состава, свойств и состояния прорезаемых грунтов и грунтов под нижним концом сваи, но не менее:

3 сут - при песчаных грунтах, кроме водонасыщенных мелких и пылеватых;

6 сут - при глинистых и разнородных грунтах.

Примечания

1 При прорезании песчаных (а также просадочных) грунтов в случае наличия под острием сваи крупнообломочных, плотных песчаных или глинистых грунтов твердой консистенции продолжительность "отдыха" допускается сократить до 1 сут.

2 Более продолжительный срок "отдыха" устанавливают:

- при прорезании водонасыщенных мелких и пылеватых песков - не менее 10 сут;

- при прорезании глинистых грунтов мягко- и текучепластичной консистенции - не менее 20 сут..

8.3.8 По указанию СП 45.13330.2012 в конце погружения свай, когда фактическое значение отказа близко к расчетному, производят его измерение. Отказ свай в конце забивки или при добивке следует измерять с точностью до 0,1 см.

8.3.8.1 При забивке свай паровоздушными молотами одиночного действия, а также гидромолотами или дизельными молотами последний залог следует

принимать равным 30 ударам, а отказ определять как среднее значение из 10 последних ударов в залоге.

8.3.8.2 При забивке свай молотами двойного действия продолжительность последнего залога должна приниматься равной 3 мин, а отказ следует определять как среднее значение глубины погружения сваи от одного удара в течение последней минуты в залоге.

8.3.8.3 При вдавливании свай регистрируют конечное усилие вдавливания на каждые 10 см на последних 50 см погружения.

8.3.9 При вибропогружении свай или свай-оболочек продолжительность последнего залога принимается равной 3 мин. В течение последней минуты в залоге необходимо замерить потребляемую мощность вибропогружателя с электроприводом, скорость погружения с точностью до 1 см/мин и амплитуду колебания сваи или сваи-оболочки с точностью до 0,1 см - для возможности определения их несущей способности.

8.3.10 Сваи с отказом больше расчетного должны подвергаться контрольной добивке после "отдыха" их в грунте в соответствии с ГОСТ 5686. В том случае, если отказ при контрольной добивке превышает расчетный, проектная организация должна установить необходимость контрольных испытаний свай статической нагрузкой и корректировки проекта свайного фундамента или его части.

8.3.11 Сваи длиной до 10 м, недопогруженные более чем на 15% проектной глубины, и сваи большей длины, недопогруженные более чем на 10% проектной глубины, а для мостов и транспортных гидротехнических сооружений также сваи, недопогруженные более чем на 25 см до проектного уровня, при их длине до 10 м и недопогруженные свыше 50 см при длине свай более 10 м, но давшие отказ равный или менее расчетного, должны быть подвергнуты обследованию для выяснения причин, затрудняющих погружение, и принято решение о возможности использования имеющихся свай или погружений дополнительных.

8.4 Конструирование

8.4.1 В зависимости от свободной длины сваи рекомендуется применять фундаменты, состоящие:

а) из одиночных деревянных вертикальных свай – при свободной их длине от 1 м до 2 м с постановкой горизонтальных, продольных и поперечных схваток около верхних концов свай;

б) из пакетных деревянных свай – при свободной их длине до 4 м с постановкой горизонтальных, продольных и поперечных схваток около верхних концов свай, при свободной длине сваи менее 2 м постановка схваток не обязательна;

в) из вертикальных и наклонных деревянных свай (как одиночных, так и пакетных) – при свободной их длине не свыше 4 м;

г) из стальных и железобетонных свай – при свободной их длине не свыше 6 м, при условии обеспечения требуемой жесткости опор;

д) из вертикальных свай любого типа, объединенных пространственным каркасом, – при глубинах воды свыше 4 м.

8.4.2 На не мерзлых грунтах с твердыми включениями и любых мерзлых грунтах следует применять стальные сваи.

8.4.3 Глубина погружения свай в грунт определяется в зависимости от расчетной нагрузки на сваю и геологических условий, но должна быть для висячих свай не менее 3 м от уровня возможного местного размыва дна реки у данной опоры.

В случаях последующего устройства вокруг свайного фундамента ряжа с загрузкой камнем может быть допущена меньшая глубина забивки свай, но при условии получения требуемого отказа.

Для свай-стоек глубина погружения определяется отметкой опорного пласта грунта.

На суходоле глубина погружения сваи считается от уровня подошвы низкого свайного ростверка, а при высоком ростверке от уровня дневной поверхности грунта (естественной или в результате срезки).

8.4.4 Сваи, работающие на растягивающие усилия, должны иметь необходимую прочность на растяжение в сопряжениях с ростверком (плитой) в стыках и заделке их в грунте.

Если по расчету получаются растягивающие усилия в сваях, то в случаях, когда конструкция сопряжения свай с вышерасположенной частью фундамента не может обеспечить передачу таких усилий, требуется повторить расчет, изменив плоскую расчетную схему фундамента путем исключения из неё растянутых свай.

8.4.5 При расчетном шарнирном опирании свай на скальную породу их низ должен быть заглублен в не размываемую толщу плотных или средней плотности наносных отложений не менее чем на 1 м. При необходимости свайный фундамент укрепляется путем отсыпки камнем (например, ограждением в виде ряжевой перемычки высотой не менее 1 м, заполненной камнем).

При опирании свай непосредственно на скалу (без укрепления путем обсыпки камнем), глубине забивки свай ниже уровня размыва менее 3 м, а также во всех случаях, когда глубина воды в месте устройства опор более 4 м, свайные фундаменты должны сооружаться с применением подводных каркасов, связей или наклонных свай.

8.4.6 Если фундаменты из одних вертикальных свай не могут воспринять расчетные горизонтальные нагрузки, то независимо от свободной длины свай часть из них или все следует располагать с наклоном до 5:1.

В конструкции фундаментов с наклонными сваями следует предусматривать сваи, имеющие наклоны вдоль и поперек опоры.

8.4.7 Сваи размещаются в рядовом или шахматном порядке с расчетом возможно более равномерного распределения на них нагрузки. Расстояние между осями забивных висячих свай должно быть не менее трех толщин свай в уровне их острия и не менее 1,5 толщин свай – в уровне низа плиты (ростверка), а для свай-оболочек – не менее 1 м в свету. При двухрядном расположении вертикальных свай допускается уменьшать расстояние между осями рядов до двух толщин свай. Расстояние между осями свай – стоек в уровне их низа должно быть не менее двух толщин свай.

8.4.8 Размещение свай в плане внецентренно нагруженного фундамента следует производить в соответствии с расчетной нагрузкой, действующей в плоскости подошвы плиты ростверка. При этом равнодействующая постоянных сил, действующих на свайный фундамент, должна проходить, возможно, ближе к центру тяжести плана свайного фундамента в уровне нижних концов свай.

8.4.9 Для фундаментов допускается использовать деревянные сваи. Стыки свай выполняются на стальных накладках или патрубках с установкой сквозных болтов.

8.4.10 В необходимых случаях (слабые грунты, отсутствие другого материала для свай и др.) допускается применение забивных деревянных свай с уширенными пятами или пакетные сваи из бревен или брусьев.

8.4.11 Головы деревянных свай должны быть объединены деревянным, стальным или железобетонным ростверком, обеспечивающим распределение на сваи нагрузок, действующих на свайный фундамент.

8.4.12 Толщина насадок деревянных ростверков должна быть не менее 22 см, а ширина – обеспечивать перекрытие голов свай ряда. Соединение свай с насадками должно осуществляться хомутами, либо планками, на болтах и шурупах (глухарях) с постановкой осевых штырей.

8.4.13 Конструкция железобетонной плиты ростверка и заделки в ней свай принимается по СП 35.13330.2011. Класс бетона плиты должен быть не ниже В15.

8.4.14 Головы стальных свай рекомендуется объединять ростверком из стальных конструкций, жестко соединенных со сваями с помощью привариваемых к ним переходных опорных башмаков.

9 Деревянные конструкции

9.1 Общие требования

9.1.1 Расчет и конструирование деревянных конструкций СВСиУ и их узлов должны выполняться в соответствии с главой СП 64.13330 и требованиями настоящего раздела. В зависимости от вида проектируемых сооружений в расчетах принимаются коэффициенты условий работы и коэффициенты надежности.

9.1.2 В деревянных конструкциях СВСиУ следует применять древесину в зависимости от назначения элементов конструкций согласно таблице 9.1 и удовлетворяющую требованиям ГОСТ 2695, ГОСТ 8486, ГОСТ 9462, ГОСТ 9463.

Таблица 9.1 – Применение древесины в зависимости от назначения конструкции

Элементы деревянных конструкций	Породы	Сорт
Прогоны и пакеты подкрановых эстакад и рабочих мостов	хвойные	2
Элементы прочих несущих конструкций	хвойные и лиственные	2
Элементы вспомогательного назначения, повреждение которых не нарушает целостности несущих конструкций	хвойные и лиственные	3

В конструкциях тепляков, утепление опалубки, ограждений допускается использовать круглый лес диаметром 4-7 см (жерди) и подтоварник хвойных и лиственных пород.

9.1.3 Лесоматериалы, бывшие в употреблении, допускаются к применению при условии, что они удовлетворяют по качеству всем приведенным выше требованиям.

9.1.4 Влажность древесины расчетных элементов или элементов, требующих особо тщательного изготовления и плотной подгонки должна быть не более 25%. В остальных случаях влажность древесины не ограничивается.

9.1.5 Размеры сечений элементов и соединительных деталей не должны быть менее размеров, указанных в таблице 9.2.

Таблица 9.2 – Размеры сечений элементов и соединительных деталей

Наименование элемента и характеристика размера	Наименьшие размеры
Толщина, см: - настилов - перил	 4 2
Диаметр бревен в тонком конце, см: - основных элементов - второстепенных элементов	 18 14
Размер пластин, см	18/2
Размер большей стороны брусьев или досок, см: - основных элементов - связей, накладок, элементов опалубки, перил	 16 8
Диаметр гвоздей, мм	3
Толщина стальных накладок, мм	6
Диаметр болтов, мм	16
Толщина шайб, мм	4
Диаметр нагелей (штырей), мм	12

9.1.6 При конструировании элементов из круглого леса следует учитывать естественный сбег бревен, равный 1см на погонный метр бревна.

9.1.7 В изгибаемых элементах, в сечениях с наибольшими изгибающими моментами необходимо избегать ослабления подрезками крайних растянутых волокон. Глубина подрезки в опорных сечениях допускается не более чем на 1/3 толщины элемента, длина опорной площади подрезки не должна превышать толщины элемента.

9.1.8 Глубина врубок и врезок в стойках, насадках и связях должна быть не более 1/3 толщины элемента и не менее 2 см в брусьях и 3 см в бревнах. Рабочую плоскость смятия, как правило, следует располагать перпендикулярно к оси примыкающего сжатого элемента.

Несимметричное ослабление сечения стоек не должно превышать 0,4 части площади поперечного сечения и симметричное – 0,5 части такой площади.

9.1.9 Для уменьшения размеров поперечного сечения элементов, работа которых определяется напряжением на смятие древесины поперек волокон, следует

применять в узлах металлические прокладки. Прокладки должны рассчитываться на изгиб.

9.1.10 Скобы в узловых сопряжениях применяются только в качестве нерасчетных скреплений.

9.1.11 Неинвентарные деревянные конструкции могут проектироваться без соблюдения требований о проветривании и доступе к местам соединения для осмотра. При сроке службы деревянных конструкций менее 5 лет допускается не предусматривать их защиты от загнивания.

9.1.12 При назначении расчетных сопротивлений древесины и расчетной несущей способности соединительных деталей влияние условий эксплуатации учитывается умножением их нормативных значений на коэффициенты условий работы m согласно таблице 9.3.

Таблица 9.3 – Коэффициенты условий работы

Вид конструкций, характер воздействия, условия эксплуатации	Коэффициент m
Расчетные сопротивления древесины	
Конструкции, расположенные под водой	0,9
Элементы тепляков, подвергающиеся воздействию пара	0,8
Элементы закладного крепления котлованов	1,1
Элементы опалубки монолитных конструкций	1,5
Элементы прогонов, пакетов, тротуаров в подкрановых эстакадах и рабочих мостиках при воздействии временной вертикальной нагрузки	1,1
Сопряжение насадок со сваями и стойками (смятие)	1,2
Расчетная несущая способность	
Все виды нагелей при любых нагрузках	1,25
Нагели в соединениях, подвергающихся длительному увлажнению, в том числе пропариванию	0,85
Гвоздевые соединения, работающие на боковое давление бетонной смеси	1,75

9.2 Дополнительные требования к деревянным опорам рабочих мостиков и монтажных подмостей

9.2.1 Опоры следует проектировать свайными, свайно-рамными, рамно-ряжевыми, ряжевыми, лежневыми или клеточными (последние преимущественно для устоев высотой не более 2 м). При установке опор вне русла реки на лежневое

основание должны быть приняты меры к отводу от опор поверхностных вод и обеспечению защиты основания от подмыва, пучения и просадки грунта.

При высоте до 6 м и пролетах до 6 м рекомендуется применять плоские свайные опоры.

При больших высотах и пролетах более 6 м следует применять двухрядные башенные свайные опоры с расстоянием по фасаду моста 1/4 — 1/5 высоты опоры.

При высоте свайной опоры над грунтом более 2 м должны ставиться диагональные схватки, крепящиеся к сваям на врубках с болтами. При высоте опор более 6 м следует забивать наклонные сваи или ставить укосины с уклоном не более 4:1. Разрешается установка верхнего конца укосины под насадку; нижний конец укосины должен врубаться в вертикальную откосную сваю или нижнюю насадку.

Насадки должны крепиться к сваям вертикальным штырями и дополнительно с помощью скоб, двухсторонних планок или хомутов.

9.2.2 Надстройку свайно-рамных опор рекомендуется выполнять, как правило, из инвентарных элементов, а при соответствующем обосновании из индивидуальных объемных рамных блоков, изготавливаемых в стороне и устанавливаемых в собранном виде.

9.2.3 Опоры рекомендуется обшивать пластинами толщиной 10 см выше на 0,5 м уровня горизонта ледохода вероятностью превышения 10%, а для защиты от карчехода ограждать стенкой, заостренной в плане.

9.2.4 В клеточных опорах нижний ряд брусьев следует делать сплошным. Число брусьев в ряду подбирается по условиям смятия поперек волокон. Каждый брус должен прикрепляться к нижнему ряду двумя скобами.

9.2.5 Деревянные опоры рассчитывают в предположении, что укосины, диагональные связи и раскосы не воспринимают вертикальных сил.

Глубина забивки откосных свай опор, а также свай ледорезов назначается, исходя из условной расчетной нагрузки на сваю, принимаемой 100 кН (10 тс), если в проекте не указана большая нагрузка.

Усилия D в схватках и диагональных связях деревянных опор определяются по формуле:

$$D = \frac{\sum H}{\cos \alpha}, \qquad (9.1)$$

где $\sum H$ – сумма горизонтальных усилий;

α – угол наклона связей к горизонтали.

9.2.6 Свободную длину стоек башенных свайных опор принимают равной расстояниям между узлами связей.

Свободную длину свай принимают по указаниям раздела 8 настоящего стандарта. Гибкость деревянных стоек должна быть не более 100, связей – 150.

9.2.7 Расчеты на устойчивость положения опор против опрокидывания проводят относительно сроста наружной коренной сваи при опорах без укосин или наклонных свай и относительно нижней точки боковой укосины или наклонной сваи – при опорах с боковыми укосинами или наклонными сваями.

9.2.8 Длина свободного конца лежней и насадок рам, а также опорных элементов, к которым примыкают сжатые стойки, должна быть не менее толщины опорного элемента и не менее 20 см.

Стыки стоек следует осуществлять впритык на штыре с примыканием торцов всей плоскостью и перекрытием стыка стальными накладками на болтах или обрезком трубы.

При условии расположения стыков стоек в узлах или непосредственно около узлов, имеющих в обоих направлениях горизонтальные и диагональные связи, указанные стыки допускается рассматривать как конструктивные. В противном случае стыки стоек нужно рассчитывать как стыки сжатых поясов сквозных пролетных строений.

В соединениях связей со стойками обязательно устройство врубок.

Все соединяемые элементы опор должны быть стянуты болтами, а при необходимости хомутами. Болты должны иметь стальные шайбы с обоих концов.

9.2.9 При устройстве ряжевого основания опор могут применяться ряжевые опоры на всю высоту или опоры с рамной надстройкой из инвентарных или индивидуальных конструкций (рамно-ряжевые опоры). На водотоках с сильным ледоходом рекомендуется рамную надстройку возводить, начиная с отметки на 1,0 м выше уровня ледохода вероятностно превышения 10%. Целесообразно высокие ряжи делать телескопическими.

Выше уровня ледохода ряжи рекомендуется делать со сквозными наружными стенками без врубок.

9.2.10 Для предохранения от подмыва ряжи устанавливаются на выровненный скальный грунт без мелкого заполнителя. По периметру ряжа следует устраивать каменную наброску высотой 1,0 ÷ 1,5 м выше его подошвы с горизонтальной бермой шириной не менее 0,5 м и с уклоном откосов равным отношению 1:1,5 ÷ 1:2,0 высоты к подошве.

10 Бетонные и железобетонные конструкции

10.1 Проектирование бетонных и железобетонных элементов СВСиУ (свай, ростверков, фундаментных блоков, стоек и других элементов, не входящих в состав конструкций постоянных мостов) должно выполняться в соответствии с главой СП 63.13330, СП 52-101-2003 "Бетонные и железобетонные конструкции" с учетом дополнительных указаний настоящего раздела. Коэффициенты условий работы и коэффициенты надежности по назначению принимаются в соответствии с указаниями разделов настоящего стандарта в зависимости от видов и назначения сооружений.

Допускается производить расчет железобетонных конструкций по нормам главы СП 35.13330.

10.2 Бетонные и железобетонные конструкции должны рассчитываться:

а) по первой группе предельных состояний – на прочность и устойчивость формы;

б) по второй группе предельных состояний – по деформациям, а также по образованию и раскрытию трещин, если по условиям эксплуатации образование и раскрытие трещин не допускаются.

10.3 Из нормируемых показателей качества бетона для конструкций СВСиУ назначается класс по прочности на сжатие, если из технических или других особенностей проектируемого сооружения не вытекает необходимость назначения других показателей качества СП 63.13330, СП 52-101-2003.

10.4 Арматура для железобетонных конструкций должна назначаться в соответствии с общими требованиями СП 63.13330, СП 52-101-2003. При этом за расчетную температуру принимается температура наиболее холодной пятидневки, с обеспеченностью 0,92, ожидаемая в период эксплуатации сооружения.

Арматуру марок, предназначенных для применения при температуре выше минус 40°С допускается применять и для температуры ниже 40°С при условии снижения на 30% ее расчетного сопротивления.

10.5 В проектах СВСиУ для зон с расчетной температурой ниже минус 40°С изготовление бетонных и железобетонных конструкций может предусматриваться без учета дополнительных технологических требований к конструкциям северного исполнения, за исключением конструкций, воспринимающих подвижную временную нагрузку от железнодорожного или автомобильного транспорта.

10.6 При расчетах закладных анкерных креплений в бетоне вспомогательных сооружений следует учитывать коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 1,5$ для анкеров в соединениях стоек опор с ростверками.

Для закладных деталей конструкций, эксплуатируемых при температуре выше 40°С, должны применяться стали марок, приведенных в СП 63.13330, СП 52-101-2003. При температурах ниже минус 40°С следует применять стали в соответствии с рекомендациями раздела 11 настоящего стандарта.

10.7 Расчет заделки анкеров в бетон необходимо производить согласно требованиям СП 63.13330, СП 52-101-2003.

При расчете заделки величину сцепления их с бетоном принимают 1 МПа (10 кгс/см^2) для элементов с гладкой поверхностью и 1,5 МПа (15кгс/см^2) для элементов периодического профиля.

Несущую способность анкерного массива следует проверять в плоскости конца анкеров. При этом нужно учитывать только собственный вес вышележащего массива и не учитывать работу бетона на растяжение.

Независимо от результатов расчета глубина заделки анкеров в бетоне должна быть не менее 1 м.

10.8 Конструкция вертикального анкера над подвижной опорной частью должна обеспечивать свободу температурных перемещений.

11 Стальные конструкции

11.1 Проектирование стальных конструкций СВСиУ следует выполнять в соответствии с главой СП 16.13330, СП 53-102, СП 35.13330 и ГОСТ 23118 с учетом требований глав СП 70.13330 и указаний настоящего раздела. Сложные СВСиУ (аванбеки, арьербеки, соединительные элементы, приёмные штанги и др.) могут проектироваться с учётом положений СТО-ГК «Транстрой» - 012-2007 [9].

11.2 При выборе стали для металлических конструкций СВСиУ необходимость учитывать группу конструкции и климатический район строительства в соответствии с данными обязательного приложения М.

11.3 За расчетную температуру следует принимать среднюю температуру наружного воздуха наиболее холодной пятидневки в районе строительства в

соответствии с требованиями СП 131.13330 обеспеченностью 0,98. Расчетные температуры устанавливаются заданием на проектирование.

11.4 Для проектирования СВСиУ может быть использован фасонный, листовой, широкополосный универсальный прокат по ГОСТ 27772, тонколистовой прокат из углеродистой стали по ГОСТ 16523, прокат толстолистовой из углеродистой стали по ГОСТ 14637-89 (ИСО 4995-78), из стали повышенной прочности по ГОСТ 17066, сортовой прокат по ГОСТ 535 и ГОСТ 19281, электросварные трубы по ГОСТ 10705 и ГОСТ 10706, горячекатаные трубы по ГОСТ 8731. Может быть использован прокат, выпускаемый по другим стандартам и техническим условиям с гарантированным уровнем химического состава и механических свойств (таблицы М1.1÷М.1.4, приложение М).

Для СВСиУ, эксплуатируемых в северных климатических районах (с расчетной температурой ниже минус 40°С), а также для вспомогательных конструкций, работающих совместно с основной конструкцией (по пункту 6.7 настоящего СТО) марки сталей рекомендуются принимать в соответствии со СП 35.13330, Мосты и трубы.

В случае отсутствия полных данных в сертификатах или отсутствие сертификатов на металл, предлагаемый для использования в СВСиУ, следует требовать проведения механических испытаний и на химический состав по ГОСТ 7564, 7565 и 7566.

11.5 Для фрикционных соединений элементов СВСиУ необходимо применять высокопрочные болты, гайки и шайбы к ним в соответствии с указаниями раздела 15 СП 53-102.

Допускается повторное (не более 3-кратного) использование во фрикционных соединениях высокопрочных болтов (ВПБ), не имеющих задиров и повреждений на опорных поверхностях и на резьбе болтов и гаек. При этом надлежит обеспечивать подготовку болтов, гаек и шайб к установке в конструкцию.

При неполном натяжении ВПБ с затяжкой обычным ключом с крутящим моментом порядка 20 - 30 кг·см допускается их многократное использование до износа в пределах допусков.

11.6 Для обычных (нефрикционных) болтовых соединений следует назначать болты (грубой, нормальной и повышенной точности) в соответствии с требованиями СП 16.13330 и разделов 6 и 15 СП 53-102.

11.7 Для сварки стальных конструкций СВСиУ следует принимать материалы в соответствии со СП 53-102, приведенные в таблице М.2.1, приложение М.

Допускается при соответствующем обосновании применять другие марки электродов и флюсов, обеспечивающие механические свойства сварных швов на уровне требований к свойствам основного металла.

11.8 Для ручной сварки конструкций из сталей марок Ст 3 сп 5 и Ст 3 пс 5, эксплуатируемых при температурах ниже минус 40°С, следует применять электроды типа Э42А-Ф марки УОНИ-13/45. Для сварки низколегированных сталей конструкций, эксплуатируемых при температурах ниже минус 40°С, следует применять электроды типа Э50А-Ф марки УОНИ-13/55, а для сварки соединительных (нерасчетных) швов также электроды типа Э42А-Ф марки УОНИ-13/45.

Если сварка производится при отрицательной температуре, следует применять электроды типа Э42А и Э42А-Ф (марок УОНИ-13/55, УОНИ-13/45) – для углеродистой стали и Э50А и Э50А-Ф тех же марок для низколегированных сталей.

Сварку низколегированных сталей с углеродистыми следует выполнять электродами для низколегированных сталей.

11.9 Основные положения по технологии изготовления элементов стальных конструкций (обработка кромок, гибка и правка, допуски и т.п.) определяются ГОСТ 23118, СП-53-101-98 и СТО ГК «Трансстрой» 012-2007 [9]. Основным видом сварки соединений стальных конструкций вспомогательных сооружений рекомендуется полуавтоматическая сварка в среде углекислого газа сварочной проволокой Св-08ГС.

11.10 Непосредственная приварка различных вспомогательных деталей (кронштейны, перила) к несущим элементам конструкций не допускается. Приваривать эти детали допускается только к ребрам жесткости.

11.11 В конструкциях, предназначенных для эксплуатации в климатических зонах с температурой ниже минус 40°С не допускается приварка диафрагм, связей и ребер жесткости к поясам балок.

11.12 В конструкциях, предназначенных для эксплуатации в климатических зонах с температурой ниже минус 40°С следует применять элементы со сплошной стенкой, без обрыва отдельных частей по длине элемента, а в узлах применять соединения, обеспечивающие плавное изменение напряжений. Прикрепление отдельных элементов рекомендуется осуществлять без эксцентриситетов. Пояса балок и стоек следует проектировать однолистовыми с постоянным сечением.

11.13 При повторном использовании проката, бывшего в употреблении, нужно выполнять его подготовку в части исправления дефектных мест, а в необходимых случаях – их усиление.

Особое внимание следует уделять прочности с учетом хрупкого разрушения центрально- и внецентренно-растянутых элементов конструкций, возводимых в климатических районах с температурой ниже минус 40°С (раздел 14 СП 53-102).

11.14 В примыкании ребер жесткости к поясам следует утраивать треугольные срезы углов ребер со стороны стенки балки.

Ребра должны плотно прилегать к поясным листам балки, для чего следует предусматривать постановку прокладок толщиной 16-20 мм между концом ребер и поясом. Допускается приваривать ребра жесткости к листу сжатого пояса балки, а также к листу нижнего пояса на опоре, только для конструкций, работающих в климатических зонах с расчетной температурой выше минус 40°С (рисунок 11.1).

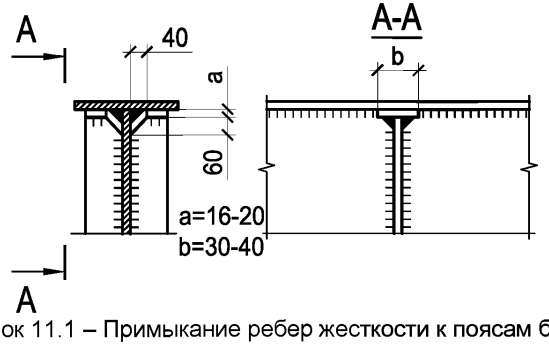
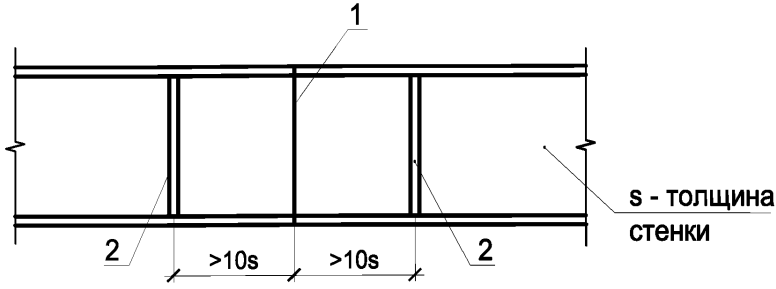


Рисунок 11.1 – Примыкание ребер жесткости к поясам балки

11.15 Сопряжения углов рамных конструкций рекомендуется выполнять с помощью вставок. Ребра жесткости, параллельные стыковым швам стенки, необходимо удалять от стыков на расстояние, в 10 раз превышающее толщину стенки (рисунок 11.2).

При пересечении стыковых швов они должны зачищаться на длину 50 мм (рисунок 11.3). В сварных узлах не следует допускать пересечения угловых швов.



1 – стык; 2 – ребра жесткости

Рисунок 11.2 – Расположение ребер жесткости, параллельных стыковым швам стенки балки

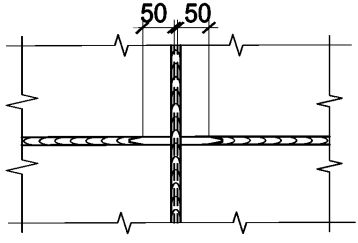


Рисунок 11.3 – Пересечение стыковых швов

11.15 Сварные конструкции для эксплуатации в климатических зонах с температурой ниже минус 40°С рекомендуется проектировать с широким применением автоматической и полуавтоматической сварки (взамен ручной).

11.17 В пакетных конструкциях из двутавровых балок отдельные балки связывают между собой поперечными диафрагмами и соединительными планками на поясах балок.

При объединении пакетов в пролетное строение, между пакетами устанавливаются металлические связи в плоскостях верхнего и нижнего поясов балок и поперечными связями. Величина панели связей и расстояние между поперечными связями, диафрагмами определяются по расчету.

11.18 В соединениях с фланцевыми стыками и фрезерованными торцами элементов сжимающая сила считается полностью передающейся через торцы.

Во внецентренно сжатых элементах болты или заклепки указанных соединений проверяются на наибольшее растягивающее усилие от действия изгибающего момента, соответствующего минимальной продольной силе.

11.19 Расчет прикрепляемых элементов на прочность при применении фрикционных соединений следует производить по сечению нетто в предположении, что 50% усилия, приходящегося на каждый болт в рассматриваемом сечении, уже передано силами трения.

11.20 При определении прогибов изгибаемых конструкций со стыками на обычных болтах прогибы балок увеличиваются на 20%.

11.21 Наименьшие размеры сечений частей стальных конструкций вспомогательных сооружений, за исключением понтонов, допускаются следующие (мм):

Толщина листов, кроме перечисленных ниже случаев	– 10/8
Толщина планок	– 8/6
Толщина прокладок	– 6/4
Толщина опорных листов	– 16/16
Размеры уголков в основных сечениях	– 75*75*8
Размеры уголков соединительной решетки составных стержней	– 63*40*6
Диаметр болта	– 16
Диаметр стержневых тяг, подвесок	– 10

Примечания

1 В числителе приведены значения для инвентарных конструкций, в знаменателе – для прочих конструкций.

2 Данные размеры сечений элементов применяются в конструкциях со сроком службы 10 лет и более. Для конструкций со сроком службы менее 10 лет допускается применять элементы подбором сечения по расчетным параметрам.

3 Для несущих сварных элементов тротуаров, смотровых приспособлений, балок лестниц, переходных площадок, смотровых тележек и подъемных люлек допускается применять уголки с полкой 70 мм и менее подбором сечения по расчетным параметрам.

11.22 Элементы стальных инвентарных конструкций нужно защищать антикоррозионными покрытиями.

11.23 Для неинвентарных конструкций и устройств вид защитного покрытия элементов и соединений назначают в зависимости от срока службы и возможностей их повторного использования. Допускается при малом сроке службы не защищать их антикоррозионными покрытиями.

11.24 Тросовые элементы и пучки из высокопрочной проволоки подлежат антикоррозионной защите (смазке) во всех случаях.

11.25 Увеличение толщины проката и стенок труб взамен защиты конструкций от коррозии не допускается.

12 Подкрановые эстакады

12.1 Положения настоящего раздела распространяются на проектирование конструкций эстакад, предназначенных для установки и передвижения по ним в процессе строительства монтажных кранов на рельсовом ходу: козловых, башенных, дерриков и других (кроме железнодорожных).

12.2 При разработке проекта эстакад, кроме положений настоящего СТО, необходимо учитывать требования стандартов и других нормативных документов, перечисленных в приложениях А и Б.

12.3 Габариты и уровни конструкции подкрановых эстакад назначаются в соответствии с указаниями раздела 5. При проектировании опор подкрановых эстакад следует руководствоваться указаниями разделов 6, 8, 9.

Подкрановый рельсовый путь на эстакаде (и на подходах) следует располагать горизонтально и прямолинейно в плане. Предельный уклон пути допускается не более 0,003, возникающий от прогибов пролетных строений (при пролетах более 10÷12 м) на длине равной половине длины пролета.

12.4 Рабочая документация конструкции подкрановой эстакады должна включать: верхнее строение пути и путевое оборудование, нижнее строение, допуски, контролируемые при устройстве пути и его эксплуатации, инструкцию по устройству и эксплуатации эстакады, расчеты всех элементов эстакады.

При необходимости заезда крана с берега (земли) в состав проекта эстакады включаются подходы (земляные насыпи высотой, как правило, не более 2÷3 м с рельсовым путем).

12.4.1 В состав верхнего строения эстакады входят: мостовое полотно, включая рельсы, скрепления, поперечины, элементы прикрепления рельс к поперечинам, охранные и противоугонные элементы.

12.4.2 Путевое оборудование: тупиковые упоры, ограничители передвижения, лотки для предотвращения износа кабеля, питающего электроэнергией краны, двусторонние перильные ограждения, настилы шириной 0,75 м (раздел 14), предупреждающие знаки, геодезическая основа (реперы, осевые знаки и другие) для обеспечения контроля планово-высотного положения рельсового пути в процессе устройства и эксплуатации рельсового пути.

12.4.3 В состав нижнего строения входят: пролетные строения (прогоны), опоры и фундаменты опор (для мостовых кранов – колонны, стены, фундаменты).

12.5 Конструкция мостового полотна эстакады должна обеспечивать стабильное положение рельсовых нитей, передавать усилия на пролетные строения, обеспечивая безопасную работу эксплуатации кранов.

Все элементы мостового полотна в период работы кранов и в нерабочем положении (тип рельса и его крепления, сечение подкладок и поперечин, расстояние между поперечинами) должны назначаться по расчету с учетом указаний паспорта крана и с учетом следующих требований:

а) рельсы на эстакаде устанавливаются новые или старогодние I и II групп годности по классификации ТУ 32ЦП -1 – 84 [10], прошедшие проверку и ремонт на рельсосварочных предприятиях МПС или ведомственных предприятиях имеющих паспорта и сертификаты;

б) рельсы устанавливаются на плоские металлические подкладки. Подкладки с наклонной опорной площадкой для путей под краны применять не допускаются. Возможность применения плоских стандартных подкладок должно быть подтверждено расчетом;

в) соединение рельсов с деревянными поперечинами предпочтительно производить клеммно-шурупного типа;

г) стыки рельсов перекрываются парными двухголовыми шестидырными накладками на болтах с пружинными шайбами;

д) рельсовые зазоры должны назначаться в соответствии с температурой рельсов. Максимальный зазор в стыках рельс при устройстве пути допускаются не более 6 мм, при эксплуатации – 12 мм;

е) поперечины прикрепляются к пролетному строению лапчатыми болтами по ТУ 32 ЦП-395-84 [11] с пружинными шайбами;

ж) шурупы и костыли должны устанавливаться в просверленные гнезда, причем для предохранения шурупов от самовывинчивания, гнезда следует заливать тугоплавким битумом;

и) стыки рельсов и соединения рельсов с поперечинами должны обеспечивать возможность продольного перемещения пролетных строений относительно рельсового пути, для чего рельсы необходимо объединять в звенья, закрепляя их у неподвижных концов пролетного строения затяжкой клемм и противоугонными устройствами, а на подвижных участках клеммы не должны препятствовать передвижению рельс по рельсовым подкладкам;

к) деревянные поперечины следует применять из сосны первого сорта по ГОСТ 8486. Для предупреждения трещин брусья укрепляются болтами, проволокой или скобами;

л) профиль пути на пролетных строениях длиной более 12 м (строительный подъем) обеспечивается врубками или прокладками из досок, прикрепляемых снизу поперечины гвоздями. При этом брусья должны плотно прилегать к пролетному строению;

м) на мостовом полотне с внешней стороны крана должны быть прикреплены охранные брусья или уголки;

н) мостовое полотно должно иметь проходы шириной 80 см и двусторонние перила (раздел 14), для козловых кранов это требование распределяется на мостовое полотно под каждую ногу крана;

п) расстояние в свету от перильного ограждения до движущихся частей крана должно быть не менее 80 см;

р) требования к другим видам путевого оборудования и устройствам геодезической основы для планово-высотного положения рельсового пути следует принимать по указаниям руководящих документов Госгортехнадзора (ФНП [12], РД-10-138-97 [13]) и ГОСТ Р 51248;

12.6 При проектировании пролетных строений (прогонов) и опор эстакад следует руководствоваться указаниями разделов 6÷11 и 13, 15.

12.7 В проекте эстакады должны быть указаны места монтажа кранов, взаимное расположение кранов на эстакаде, места установки кранов в нерабочем положении с соответствующим расчетами прочности (устойчивости) элементов эстакады.

12.8 Проектирование рельсового пути на подходах к эстакаде (верхнего строения, нижнего строения и путевого оборудования) должно выполняться с учетом требований руководящих документов Ростехнадзора РД-10-138-97 [14], РДИ 10-349(138)-00 [15] и РД 22-28-35-99 [16], а также ГОСТ Р 51248, СП 12-103-2002 и СТО НОСТРОЙ 2.2.77-2012 [17].

12.9 Предельно допустимые величины отклонений рельсовых путей от проектного положения в плане и профиле при устройстве и эксплуатации принимаются по СП 12-103-2002.

При назначении предельно допустимых отклонений колеи рельсового пути следует учитывать поперечные деформации пролетных строений и опор от усилий в соответствующих сочетаниях нагрузок, приведенных в таблицах 12.1 и 12.2.

Технические характеристики кранов приведены в таблицах А.1 и А.2 СТО-ГК "Трансстрой"-004-2007 [18].

Таблица 12.1 – Сочетания нагрузок для поворотных кранов (башенных и дерриков)

№№ нагрузки по таблице 7.1	Нагрузки и воздействия	Сочетание нагрузок				
		1	2	3	4	5
1	Собственный вес рассчитываемых элементов опоры (эстакады)	+	+	+	+	+
8	Вес монтажного крана	+	+	+	+	+
5	Номинальный вес груза: - без динамики - с динамикой	 + –	 – +	 + –	 – +	 – –
9	Инерционные силы при торможении и вращении крана	+	–	+	–	–
17	Давление ветра: - на рассчитываемый элемент - на кран - на груз	 – – –	 – – –	 + + +	 + + +	 + + –

Примечание – интенсивность давления ветра в третьем и четвертом сочетаниях нагрузок принимается при V=15 м/с, а в пятом – по расчетной интенсивности.

Таблица 12.2 – Сочетания нагрузок для козловых кранов

№№ нагрузки по таблице 7.1	Нагрузки и воздействия	Сочетание нагрузок									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
5	Вес номинального груза $G_{гр}$	+	+	+	+	+	+	–	–	+	+
8	Собственный вес монтажного крана G_i	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
1	Собственный вес элементов эстакады	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
9	Инерционная сила при торможении грузовой тележки H'_i	+	–	+	+	–	–	–	–	–	–
9	Инерционная сила при торможении крана H_i	–	+	–	–	+	+	–	–	–	–
9	Продольная сила при заклинке одной из ног крана (перекос крана) $T_{пер.}$	–	–	–	–	–	–	–	–	+	–
17	Продольный ветер W_i при V=15 м/с	–	–	+	–	+	–	–	–	–	–
17	Поперечный ветер W_i при V=15 м/с	–	–	–	+	–	+	–	–	–	–
17	Продольный ветер расчетной интенсивности W'_i	–	–	–	–	–	–	+	–	–	–
17	Поперечный ветер расчетной интенсивности (перекос крана) W_i	–	–	–	–	–	–	–	+	–	–

12.10 Подкрановые эстакады должны быть рассчитаны по первому и второму предельным состояниям на нагрузки и воздействия в их невыгодном сочетании. В таблице 12.2 приведены сочетания нагрузок, рассматриваемые при расчете подкрановых эстакад для козловых кранов на рельсовом ходу, в таблице 12.1 – сочетания нагрузок, рассматриваемые при расчете подкрановых опор (подставок) и эстакад для других типов монтажных кранов (деррик-кранов и т.п.).

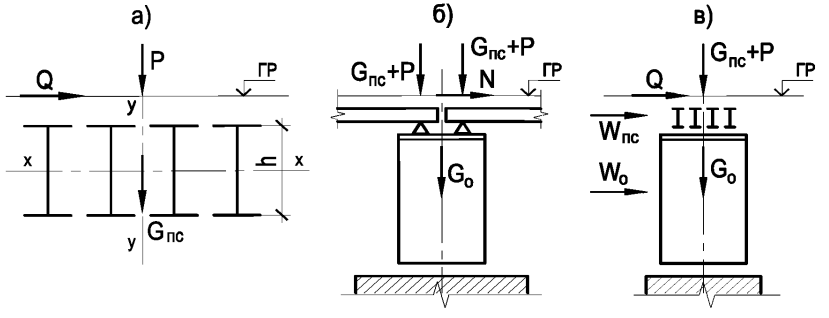
12.11 Расчет эстакад под козловые краны типа К-451 , К-651 и др. производится отдельно под жесткую и гибкую (шарнирную) ноги крана в продольном и поперечном направлениях на следующие нагрузки (рисунок 12.1):

- собственный вес пролетных строений эстакады $G_{пс}$;
- собственный вес опор эстакады $G_о$;
- давление на эстакаду ветра $W_{пс}$ и $W_о$.

Нагрузки от перемещающегося по эстакаде крана:

- вертикальную P;
- горизонтальную продольную N;
- горизонтальную поперечную Q от перекоса крана.

12.12 Усилия P, Q и N (рисунок 12.1) считаются приложенными в уровне головки рельса подкранового пути определяются под гибкой и жесткой ногой крана с учетом положения и особенностей передачи горизонтальных воздействий на гибкую и жесткую ногу в козловых кранах.



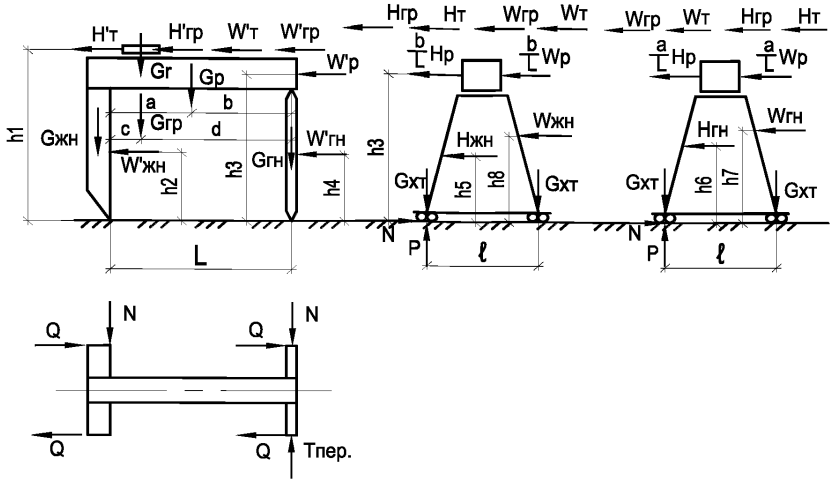
а – к пролетному строению; б – к опоре в продольном направлении;
в – к опоре в поперечном направлении

Рисунок 12.1 – Схемы приложения нагрузок в подкрановых эстакадах

12.13 При определении усилий по сочетаниям 3, 4, 5 и 6 (таблицы 12.1 и 12.2) временные нагрузки учитываются с коэффициентом сочетаний $\eta = 0{,}90$.

В сочетаниях 1 ÷ 9 вес груза учитывается без динамического коэффициента; в сочетании 10 – с динамическим коэффициентом.

12.14 В сочетаниях нагрузок 3 и 4 таблицы 12.1 для козловых кранов направление инерционной силы от торможения грузовой тележки принимается совпадающим с направлением поперечного ветра, а положение тележки принимается максимально приближенным к ноге крана, в сторону которой действует сила торможения тележки (рисунок 12.2).



а – на жесткую ногу; б – на гибкую ногу;

Рисунок 12.2 – Схема приложения нагрузок к козловому крану

$G_{жн}$, $G_{гн}$, $G_р$, $G_{хт}$, $G_г$, $G_{гр}$ – веса собственно жесткой ноги, гибкой ноги, ригеля, ходовой тележки, грузового полиспаста, груза;

$W_т$, $W_р$, $W_{жн}$, $W_{гн}$, $W_{гр}$ – усилия от продольно направленного ветра, приходящиеся соответственно на грузовую тележку, ригель, жесткую и гибкую ноги, груз;

$W'_т$, $W'_р$, $W'_{жн}$, $W'_{гн}$, $W'_{гр}$, – усилия от поперечно направленного ветра, приходящиеся соответственно на грузовую тележку, ригель, жесткую и гибкую ноги, груз;

$H_т$, $H_р$, $H_{жн}$, $H_{гн}$, $H_{гр}$ – инерционные силы при торможении крана, приложенные соответственно к грузовой тележке, ригелю, жесткой ноге, гибкой ноге, грузу;

$H'_т$, $H'_{гр}$ – инерционные силы при торможении тележки и груза.

12.15 При учете воздействия на опоры ледохода и волновой нагрузки последние в сочетаниях с технологической нагрузкой принимаются с η=0.8, с ветровой с η=0,7.

12.16 Величину продольных усилий от кранов, передаваемых через рельсы и пролетные строения на опоры эстакады, следует определять с учетом величины вертикальных реакций, длины рельсовых путей, пролетов эстакады и их прикрепления к опорным элементам, типа опорных частей, а также жесткости опор и температурных воздействий.

12.17 Для поворотных кранов (башенных и дерриков) в сочетаниях 5 и 6 таблицы 12.1 направление стрелы крана принимается совпадающим с направлением ветра, а в сочетаниях 7 и 8 – перпендикулярно направлению ветра.

12.18 Наибольшие прогибы от временной нагрузки пролетных строений подкрановых эстакад для кранов, перемещающихся на рельсовом ходу, не должны превышать величины 1/500L, где L - расчетный пролет балки эстакады.

Обеспечение предельно допустимого уклона для пролетов более 12 м ($i \le 0/003$) от суммарной нагрузки на половине длины пролета следует производить в соответствии с указаниями пункта 12.5, л).

13 Рабочие мостики

13.1 Рабочие мостики служат для пропуска и работы транспортных средств, строительных и грузоподъемных механизмов.

13.2 Рабочие мостики рекомендуется устраивать прямые в плане и с продольным уклоном не более 0,01.

Габарит проезжей части рабочих мостиков принимается в каждом конкретном случае в зависимости от их назначения, используемого оборудования и других факторов, но во всех случаях расстояние между колесоотбоями должно быть не менее 3,8 м (для проезда в одном направлении).

Сопряжение рабочего мостика с насыпью разрешается выполнять в виде аппарели или въездного щита.

13.3 Пролетные строения рабочих мостиков рекомендуется устраивать металлическими, разрезной конструкции, преимущественно из инвентарных балок.

Опоры рабочих мостиков в зависимости от условий строительства следует устраивать свайными, свайными с надстройкой из инвентарных элементов, а при невозможности забивки свай – ряжевыми или рамно-ряжевыми. Как исключение, допускается устройство клеточных опор.

13.4 Пролетные строения рабочих мостиков при длине до 18 м следует устанавливать на опорные деревянные брусья или балки ростверков инвентарных конструкций, а свыше 18 м – на опорные части.

Пролетные строения должны крепиться к опорным деревянным брусьям штырями на каждом конце, а к металлическим балкам ростверка – болтами, пропущенными через овальные отверстия. При этом тормозные силы допускается принимать равномерно распределенными между двумя опорами.

13.5 Общая устойчивость пролетных строений (прогонов, пакетов) в необходимых по расчету случаях обеспечивается постановкой жестких поперечных связей сжатых поясов и неизменяемых продольных связей.

Распорки между сжатыми поясами следует принимать в качестве поперечных связей лишь в том случае, если они являются элементами неизменяемых поперечных и продольных связей. Допускается принимать в качестве жестких закреплений от поперечных смещений узлы сбалчивания пакетов из двутавров через деревянные прокладки, размещенные по всей высоте балки.

Не допускается принимать деревянные настилы и деревянные распорки-прокладки в качестве жестких закреплений в системе продольных и поперечных связей для соединений пакетов в пролетные строения.

13.6 Проезжая часть рабочих мостиков может устраиваться из сборных железобетонных плит, забетонированных при изготовлении заодно с колесоотбойным "брусом", а также на деревянных поперечинах.

13.7 Проезжую часть на поперечинах рекомендуется устраивать колейного типа.

Поперечины изготавливаются из бревен, опиленных на два канта с шириной канта не менее 1/3 диаметра.

Настил из поперечин закрепляется колесоотбойным брусом высотой 15 см, связующие болты диаметром 20 мм устанавливают с шагом 1 м.

Колейный настил устраивается из досок, пришитых через 1,5 м к поперечинам гвоздями диаметром 4-4,5 мм и длиной 100 мм. Сечение и шаг поперечин и толщина досок настила определяются расчетом.

Внутреннее расстояние между проезжими частями колей не должно быть более 0,8 м.

Межколейный промежуток рекомендуется перекрывать щитами настила или ограждать внутренними колесоотбоями.

Вместо колейного настила допускается покрытие из слоя гравия толщиной 10 см по сплошному настилу из поперечин (преимущественно на мостиках для пропуска гусеничной нагрузки).

13.8 На рабочих мостиках должны устраиваться односторонние или двухсторонние тротуары шириной по 0,75 м и двухстороннее перильное ограждение высотой 1,1 м.

В конструкции рабочих мостиков под стреловые самоходные краны в необходимых случаях следует предусматривать специальные площадки для установки выносных опор (аутригеров) крана в местах, предусмотренных технологической схемой монтажных работ.

13.9 Расчет рабочих мостиков производится на сочетания нагрузок, приведенных в таблице 13.1 с учетом коэффициентов сочетаний нагрузок η.

Таблица 13.1 – Сочетания нагрузок для рабочих мостиков

№№ нагрузки по таблице 7.1	Нагрузки и воздействия	Конструктивный элемент	
		Пролетные строения	Опоры и основания
		Сочетания	
		1	2
1	2	3	4
Постоянные нагрузки и воздействия			
1	Собственный вес конструкции	+	+
2	Давление от веса грунта	–	+
Временные подвижные нагрузки и их воздействия			
8 (10)	Вертикальная нагрузка от транспорта или кранов	+	+
2	Давление грунта от воздействия временной вертикальной нагрузки	–	+
11	Тормозная нагрузка	–	+
Прочие временные нагрузки и воздействия			
17	Ветровая нагрузка (расчетная)	+	+
18	Горизонтальное давление льда	–	+

Примечания

1 Тормозная нагрузка не учитывается при ограничении скоростей движения до 5 км/ч.

2 При определении нагрузок на колесо или выносную опору стрелового крана расположение стрелы следует принимать самым невыгодным из двух вариантов (наибольший вылет с минимальным грузом и наименьший вылет с максимальным грузом).

13.10 Рабочие мостики должны рассчитываться на нагрузки согласно заданию на проектирование по первой и второй группам предельных состояний. Динамический коэффициент к временной нагрузке принимается:

при скорости движения до 10 км/час – 1,05;

при скорости более 10 км/час – по СП 35.13330, п.6.22 формула (6.19).

13.11 Наибольшие прогибы пролетных строений рабочих мостиков от временной нагрузки не должны превышать 1/300 расчетного пролета балки.

13.12 Расчет рабочих мостиков производится на сочетания нагрузок, приведенных в таблице 13.1 с учетом сочетаний нагрузок: в сочетании 1 для ветровой нагрузки η=0,8; в сочетании 2 для ледовой нагрузки η=0,8; в сочетании 2 для ветровой нагрузки η=0,7.

13.13 Решение о необходимости испытаний мостиков принимается главным инженером проекта в составе проектной документации.

14 Средства подмащивания

14.1 Рабочие места при производстве строительно-монтажных работ на высоте (или глубине) более 1,3 м от уровня земли или поверхности сплошной строительной конструкции (ростверк, верх опоры, плита проезжей части и т.п.) должны быть оснащены средствами подмащивания с ограждениями.

14.2 Средства подмащивания (инвентарные и неинвентарные) должны отвечать требованиям ГОСТ 24258 и СНиП 12-03 и «Правил по охране труда при работе на высоте».

14.3 Размеры средств подмащивания по настилу должны обеспечивать удобные и безопасные условия производства строительно-монтажных работ с учетом габаритов принимаемых инструментов и технологической оснастки.

14.4 При строительстве мостов могут применяться:

а) стандартные средства подмащивания и ограждения, используемые при производстве общестроительных работ:

- леса стоечные приставные (ГОСТ 27321);
- площадки и лестницы (ГОСТ 26887);
- подмости передвижные (ГОСТ 28012);
- люльки для строительно-монтажных работ (ГОСТ 27372);
- ограждения предохранительные (ГОСТ 12.4.059);
- канаты страховочные (ГОСТ 12.4.107).

б) средства подмащивания индивидуальной конструкции, учитывающей специфические условия и требования, а также особенности технологии мотостроительных работ на конкретных участках.

14.5 Инвентарные средства подмащивания должны иметь паспорт завода – изготовителя по форме ГОСТ 24258.

14.6 Средства подмащивания индивидуальной конструкции должны соответствовать принципиальным требованиям государственных стандартов по пункту 14.4 а), ГОСТ 24258 и строительным правилам.

14.7 Независимо от технологических условий ширина подмостей в свету должна быть не менее 1,0 м, ширина проходов в рабочей зоне - не менее 0,8 м, а между участками работ и в подвесных люльках - не менее 0,6 м. Высота проходов в свету должна быть не менее 1,8 м.

Настилы подмостей всех видов и люлек должны устраиваться без щелей и зазоров. Зазор между краем настила и монтируемой конструкцией должен быть не более 10 см.

Ширина проходов в рабочей зоне не менее 0,8 м, а между участками работ не менее 0,6 м. Высота проходов в пределах средств подмащивания должна быть не менее 1,8 м.

14.8 Средства подмащивания, рабочий настил которых расположен на высоте 1,3 м и более, должны иметь перильное и бортовое ограждение.

14.9 Высота перильного ограждения должна быть не менее 1,1 м. Расстояние между горизонтальными элементами ограждения в вертикальной плоскости должно быть не более 0,45 м, или ограждение должно иметь сетчатое или решетчатое заполнение.

Высота бортового ограждения настила должна быть не менее 0,15 м.

14.10 При невозможности установки ограждения безопасность работ должна быть обеспечена с требованиями «Правил по охране труда при работе на высоте».

14.11 Опасная зона, в пределах которой имеется опасность падения с высоты, но конкретных технологических операций с присутствием в ней людей не предусматривается, должна быть обозначена установкой сигнального ограждения по ГОСТ 12.4.059.

14.12 Для подъема работающих на рабочие места, расположенные на высоте от 10 до 30 м, должны применяться лестницы в соответствии с ГОСТ 24258:

а) навесные – неподвижно прикрепленные к конструкциям сооружения;

б) приставные (вертикальные и наклонные) – устойчивое положение которых обеспечивается креплением их к конструкциям сооружения;

в) маршевые.

14.13 При высоте подъема более 30 м необходимо применять пассажирские или грузопассажирские подъемники или лестницы необходимой высоты с площадками отдыха через 10 – 12 м.

14.14 На протяженных участках подмостей лестницы должны быть расположены не далее 40 м друг от друга.

14.15 Угол наклона приставных лестниц должен быть не более 60° к горизонтальной поверхности. Наклон переходных трапов – не более 1:3.

14.16 Несущие элементы средств подмащивания, как правило, изготавливаются из металла, деревянный настил – из древесины хвойных и лиственных пород первого и второго сорта по ГОСТ 8486 и ГОСТ 2695.

14.17 Масса сборочных элементов, приходящихся на одного работника, при ручной сборке средств подмащивания должна быть не более:

- 25 кг – при монтаже на высоте;
- 50 кг – при монтаже на земле или перекрытии.

14.18 Элементы средств подмащивания и конструкция в целом должны быть рассчитаны по предельным состояниям:

а) первой группы – по прочности и устойчивости положения;

б) второй группы – по деформациям.

14.19 В расчетах принимаются следующие виды и значения нормативных нагрузок:

а) равномерно распределенная вертикальная*:

- 2500 Па (250 кгс/м²) – при расчете горизонтальных элементов подмостей;
- 2000 Па (200 кгс/м²) – при расчете вспомогательных опор, пирсов, рабочих мостиков и т.д. с длиной загружаемого участка менее 60 м;
- 1000 Па (100 кгс/м²) – тоже, с длиной загружаемого участка 60 м и более;

* загружаются участки подмостей, не занятых монтируемой (бетонируемой) конструкцией.

б) сосредоточенная:

- 1300 Н (130 кгс) – вертикальная, приложенная в середине пролета несущих горизонтальных элементов – при расчете по предельным состояниям первой группы (при ширине досок менее 15 см, сплоченных поперечными планками, нагрузка распределяется на две доски);
- 600 Н (60 кгс) – вертикальная, приложенная в середине пролета - при расчете досок настила по предельным состояниям второй группы (при ширине досок опалубки, настила, ступеней лестниц и т.д. менее 15 см нагрузка распределяется на две доски);
- 700 Н (70 кгс) – поочередно вертикальная и горизонтальная, приложенная в середине пролета ограждений и горизонтальная, а также приложенная к верху стоек ограждений – при расчете по предельным состояниям второй группы (по зыбкости).

Нагрузка для подвесных подмостей (люлек) принимается с учетом веса материалов и инструмента:

- 1200 Н (120 кгс) – на одного рабочего;
- 2500 Н (250 кгс) – на двух рабочих.

Величины нормативных нагрузок указываются в соответствующих рабочих чертежах.

Виды и значения расчетных коэффициентов принимаются по ГОСТ 24258 (приложение Х).

14.20 В расчетах средств подмащивания и ограждений необходимо принимать следующие коэффициенты:

а) надежности по нагрузке, в том числе:

γ_f=1,2 – от людей и материалов (для подмостей сборно-разборных γ_f=1,25);

γ_f=1,1 – от собственного веса;

б) надежности по назначению:

γ_n=1,5 – при расчете креплений средств подмащивания к строительным конструкциям;

γ_n=4 – при расчете стержневых подвесок;

в) условий работы:

m=1,5 – при расчете перильного ограждения.

14.21 Предельное значения прогибов не должны превышать:

- для поручней ограждений – 0,5 см;
- для досок и настилов – 0,25 см.

15 Ледорезы и карчеотбойники

15.1 При необходимости защиты рабочих мостиков, монтажных подмостей подкрановых эстакад, шпунтовых ограждений от ледохода впереди них устанавливаются ледорезы, если это необходимо по условиям организации строительства (графика работ).

Ледорезы устанавливаются отдельно от опор на расстоянии до 3 м. Ширина ледореза не должна быть меньше ширины опоры. Верх ледорезов должен располагаться на 0,5 м выше уровня ледохода вероятностью превышения 10%. Передний конец режущего ребра ледореза должен быть ниже уровня низкого ледохода на 0,5 м. Наружные поверхности ледореза не должны иметь выступающих углов.

15.2 На реках, промерзающих до дна, рекомендуется устройств ряжевых ледорезов или шатровых с ряжевым основанием.

15.3 Сваи шатровых ледорезов в продольном направлении располагают с шагом 2-3 м.

15.4 Уклон режущего ребра шатра вдоль реки должен быть 1:1,5÷1:1,75. Уклоны боковых граней должны составлять от 1:1,5 до 1:2,5.

Режущее ребро ледореза должно устраиваться из трех сплоченных бревен и усилиться уголком или листовым железом толщиной не менее 6 мм на ширине не менее 20 см.

15.5 На водотоках со слабым ледоходом и грунтами, допускающими забивку свай, устраиваются кустовые ледорезы с крыльями и без них 4÷7 свай, забитых на глубину 3÷4 м.

Сваи кустового ледореза объединяются болтами и хомутами из полосовой стали, устанавливаемыми через 1 м.

Глубина забивки свай ледорезов без крыльев должна быть не менее 4 м.

При устройстве кустовых ледорезов с крыльями задние сваи располагают на расстоянии 2,5 м от куста свай и связывают их подкосами и обшивкой, образующей крылья.

15.6 В грунтах, допускающих забивку свай, разрешается устройство цилиндрических ледорезов из сплошного ряда свай диаметром 24 см, забитых по контуру круга диаметром, равным ширине опоры моста. Внутри ледорез засыпают камнем. Снаружи ледореза устанавливаются хомуты из полосового металла с расстоянием между ними 1,5 м.

15.7 Элементы шатра должны быть объединены в продольном и поперечном направлениях схватками и подкосами. В узлах примыкания необходимо устанавливать металлические хомуты и болты.

Обшивка шатровой части должна быть сплошной с направлением досок (пластин) обшивки толщиной 8÷10 см вдоль ледохода. Пластины должны прикрепляться гвоздями диаметром 10 мм.

Рамы надстройки шатрового ледореза должны устраиваться из бревен диаметром не менее 24÷26 см.

Подводную часть ледореза рекомендуется защищать ряжевой рубашкой с засыпкой камнем.

15.8 Режущее ребро ряжевого ледореза должно поддерживаться продольной стенкой.

15.9 Ледорезы должны соединяться переходами с защищаемой конструкцией.

15.10 Ледорезы рассчитываются на действие собственного веса с коэффициентом надежности по нагрузке γ_f =1,1 и расчетное давление льда.

15.11 Перед опорами на горных и полугорных реках, несущих в период паводков карчи, необходимо устраивать карчеотбойники на расстоянии 2,5÷3,0 м.

Карчеотбойник состоит из двух рядов свай диаметром 26÷30 см, расположённых под углом друг к другу, соединенных схватками и обшитых в два слоя досками толщиной 5 см. Со стороны опоры обшивка досками не делается.

По переднему ребру карчеотбойника, обращенному против течения, закрепляется вертикально рельс. Карчеотбойники внутри засыпаются камнем. Высота карчеотбойника делается не менее чем на 0,5 м над рабочим уровнем воды (пункт 5.3).

Карчеотбойники рассчитываются на удар одиночного бревна (нагрузка 23 в таблице 7.1) по формуле:

$$F_н = 15V^2 \quad (F_н = 1{,}5V^2), \text{ кН (тс)} \qquad (15.3)$$

где V — скорость течения воды, м/с.

16 Шпунтовые ограждения

16.1 Временные ограждения из забивных шпунтовых металлических или деревянных свай, применяются в условиях строительства мостов для крепления стенок котлованов, при сооружении опор в русле реки, при устройстве искусственных островков и в других случаях, требующих повышенной плотности конструкции ограждения.

16.2 Ограждение из деревянного шпунта следует проектировать в соответствии с положениями ВСН 136-78 [1].

16.3 Ограждения из стального шпунта следует применять при глубине воды более 2 м.

Стальной шпунт должен, как правило, извлекаться для повторного использования. Потребность в шпунте и его оборачиваемость определяется проектом с учетом конкретных условий производства работ. При соответствующем технико-экономическом обосновании допускается использование неизвлекаемого шпунта, при этом принимается его однократная оборачиваемость.

16.4 Для ограждения котлованов мостовых опор основным профилем стального шпунта является корытный профиль.

При определенных условиях допускается использование шпунта трубчатого профиля.

Шпунт плоского профиля ввиду его незначительного момента сопротивления следует применять преимущественно для образования стенок ограждения искусственных островков, цилиндрических в плане.

16.5 Внутренние размеры в плане (в свету) шпунтового ограждения фундаментов, сооружаемых как с применением тампонажной подушки, так и без нее,

имеющих вертикальные сваи или при отсутствии свай, нужно принимать, исходя из условия установки и снятия опалубки фундамента, но не менее чем на 30 см больше проектируемых размеров фундамента.

При забивке наклонных свай расположение шпунта должно быть назначено с таким расчетом, чтобы острие шпунтин отстояло от свай не менее чем на 1 м.

16.6 Верх шпунтового ограждения следует назначать на 0,3 м выше уровня грунтовых вод в котловане, на 0,4 м выше уровня планировочной отметки вокруг ограждения на суходоле и на 0,7 м выше рабочего горизонта при устройстве ограждения в русле реки.

Расчетная отметка дна реки вокруг шпунтового ограждения принимается с учетом возможного размыва при рабочем уровне воды в реке.

Отметка низа шпунта определяется расчетом. Независимо от результатов расчета глубину забивки шпунта ниже дна котлована или отметки размыва следует принимать в случаях текучих и текучепластичных глин, суглинков и супесей, водонасыщенных илов, пылеватых и мелких песков не менее 2 м, а в остальных случаях – не менее 1 м.

16.7 Шпунтовые ограждения в случаях, определяемых расчетом, раскрепляются горизонтальными поясами – обвязками по контуру котлована.

Места установки обвязок (по высоте) назначаются по расчету с учетом способа разработки котлована.

Каждый ярус обвязки может состоять из системы поперечных, продольных и угловых распорок.

Размещение распорок в плане назначается в зависимости от конструкции опоры и технологии производства работ.

При сооружении под защитой шпунта оснований фундаментов из свай или оболочек распорные конструкции должны проектироваться с учетом использования их одновременно как направляющих каркасов.

16.8 Для упрощения и значительного облегчения распорных креплений в ряде случаев целесообразно ограждения из стального шпунта делать кольцевого очертания в плане с креплением из кольцевых поясов-обвязок без поперечных распорок. Количество поясов и места установки их по высоте котлована определяются расчетом.

Для удобства установки и разборки поясов рекомендуется делать их составными на болтовых стыках. Под обвязки следует предусматривать столики.

16.9 В отдельных случаях допускается замена распорок стальными оттяжками с фиксацией их на анкерных устройствах (сваях, грунтовых якорях и т.д.) за пределами призмы обрушения котлована.

16.10 При устройстве котлованов значительной глубины и размеров в плане закрепление ярусов обвязки следует осуществлять при помощи специальных грунтовых анкеров.

16.11 При низком горизонте грунтовых вод следует предусматривать разработку котлованов до отметки, близкой к горизонту грунтовых вод, без крепления, но с устройством бермы, ширина которой должна обеспечивать удобное производство всех работ по забивке шпунта и сооружению фундамента.

16.12 При устройстве шпунтового ограждения на местности, покрытой водой, забивку шпунта следует производить после установки обвязки или каркасов, служащих для фиксации положения шпунта в плане и включающих пояса креплений, необходимые по расчету.

Каркасы или обвязки могут устанавливаться на маячные сваи, спланированное основание, подводный ростверк или удерживаться на плаву в процессе забивки на специальных плашкоутах.

17 Расчеты шпунтовых ограждений

17.1 Общие положения

17.1.1 Расчеты шпунтовых ограждений котлованов производят на:

а) устойчивость положения и прочность по материалу их элементов на стадиях разработки котлована и установки распорных креплений, полного удаления грунта и воды из котлована, а также обратной засыпки грунта и снятия креплений;

б) устойчивость дна котлована против выпучивания и фильтрационного выпора – для шпунтовых ограждений, заглубленных в пески, супеси и песчаные илы, на стадии откачки воды из ограждения.

17.1.2 Проверка на выпучивание производится по формуле:

$$P_в \geq P_{\gamma n}, \qquad (17.1)$$

где $P_в$ – предельное сопротивление грунта дна котлована силам выпучивания, кПа (тс/м^2), определяемое по формуле 17.2.

$P_{\gamma n}$ – давление столба грунтовой массы высотой h_2 и слоя воды высотой h_1 на основание ab (сила выпучивания), кПа (тс/м^2) согласно рисунку 17.1. и вычисляемое по формуле 17.3.

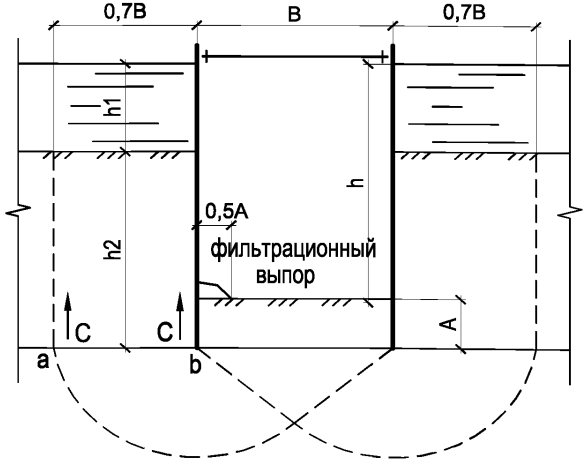


Рисунок 17.1 – Расчетная схема к проверке дна котлована на выпучивание

γ_n – коэффициент надежности, принимаемый не менее 1,4 по назначению;

$$P_{в=} kcN_c + \gamma AN_q + M\gamma BN_y + \gamma_в h, \quad (17.2)$$

где k и M – коэффициенты, принимаемые по таблице 17.1;

c – расчетное сцепление в грунте, кН (тс/м^2);

γ – удельный вес грунта, кН/м^3 (тс/м^3);

$\gamma_в$ – то же воды, кН/м^3 (тс/м^3);

N_c, N_q, N_y — опытные коэффициенты (таблица 17.2) несущей способности грунта, находящегося в пределах шпунтового ограждения, зависящие от расчетного угла внутреннего трения грунта, φ;

A – расстояние от дна котлована до нижнего края шпунта, м;

B – меньшая сторона прямоугольного котлована, сторона квадратного или радиус круглого котлована, м;

h – слой воды над дном котлована, м.

$$P_{\gamma n} = \gamma h_2 + \gamma_в h_1 - \frac{2ch_2}{0{,}7B}, \quad (17.3)$$

где h_1 и h_2 – высота слоя воды и слоя грунта согласно рисунку 17.1.

Расчетные значения величин φ и C определяют по материалам инженерно-геологических изысканий. В условиях гидродинамического воздействия (для случаев откачки воды из котлованов) значения φ следует уменьшать в два раза.

Таблица 17.1 – Коэффициенты для разных форм котлована

Форма котлована	k	M
Прямоугольная	0,7	0,5
Квадратная	0,8	0,5
Круглая	0,9	0,6

Таблица 17.2 – Опытные коэффициенты несущей способности

φ, град.	N_c	N_q	N_γ
0	5,0	1,5	0
5	6,2	1,8	0
10	7,6	2,1	0
15	9,3	3,0	0,5
20	11,5	4,0	1,0
25	14,0	5,5	2,5
30	18,0	8,0	5,0
35	23,0	12,5	8,0

17.1.3 Фильтрационный выпор грунта котлована происходит только при откачке из него воды в песчаных грунтах, супесях и песчаных илах. Выпор начинается около шпунтового ограждения.

Проверку на фильтрационный выпор производят по формуле:

$$H \le \frac{2{,}5A_ф}{\gamma_n}, \quad (17.4)$$

где γ_n – коэффициент надежности по назначению, принимаемый не менее 1.4;

$A_ф$ – суммарная высота столба речной и грунтовой воды внутри котлована, считая от низа шпунта, м;

Н – разность высот столбов речной и грунтовой воды снаружи и внутри котлована, считая от низа шпунта, м.

Глубина погружения шпунта ниже дна котлована может также определяться зависящим от нее дебетом грунтовой воды, фильтрующей через дно котлована, методика расчета которого приведена в приложении Н.

17.1.4 Минимальную глубину забивки шпунта (считая от дна котлована или отметки размыва) по условию обеспечения устойчивости стенок против опрокидывания определяют согласно пункту 6.8.

$$M_{опр.} = \frac{m}{\gamma_n} M_{уд.}, \qquad (17.5)$$

где $M_{опр}$ – расчетный момент опрокидывающих сил относительно оси возможного поворота (опрокидывания) стенки;

$M_{уд}$ – расчетный момент удерживающих сил относительно той же оси;

m – коэффициент условий работы, принимаемый по пунктам 17.1.9 и 17.4.2;

γ_n – коэффициент надежности по назначению, принимаемый равным 1.1.

Независимо от результатов расчета по любой ниже приведенной схеме глубину забивки шпунта t, считая от дна котлована, или отметки размыва следует принимать:

- в случаях текучих и текучепластичных глин, суглинков, супесей, водонасыщенных илов, пылеватых и мелких песков – не менее 2 м,
- в остальных случаях – не менее 1 м.

В ограждениях с тампонажным слоем бетона глубина забивки должна быть не менее 1м при любых грунтах.

17.1.5 Расчетные давления воды и грунта (активного и пассивного) получают умножением нормативных давлений, определяемых согласно разделу 7 настоящего стандарта, на коэффициенты надежности по нагрузке, принимаемые для активного давления грунта γ_{fa} =1,2, а для пассивного γ_{fn}=0,8.

17.1.6 При устройстве ограждения в водопроницаемых грунтах с укладкой подводной тампонажной подушки в расчете шпунтовой стенки на стадии ее работы до бетонирования подушки учитывают гидростатическое давление, соответствующее стадии откачки воды из котлована на глубину, необходимую для постановки яруса креплений, но не менее 1,5 м.

17.1.7 Ограждение из шпунта, забиваемого в водонепроницаемый грунт (суглинок или глину), расположенный ниже горизонта воды, следует рассчитывать на горизонтальные нагрузки, соответствующие двум схемам:

- в первой схеме принимается условие, что ниже поверхности водонепроницаемого грунта горизонтальное давление на шпунтовую стенку обусловлено только гидростатическим давлением воды, проникающей между стенкой и грунтом на глубину $h_в$;
- во второй схеме не предусмотрено возможности проникания воды между стенкой и водонепроницаемым грунтом и принимают условие, что такой грунт оказывает горизонтальное давление на стенку, будучи пригруженным сверху гидростатическим давлением, а при наличии над водонепроницаемым грунтом водопроницаемого и весом последнего. Во второй схеме вес слоя

водопроницаемого грунта, расположенного ниже горизонта воды, определяют с учетом его взвешивания в воде.

В обеих схемах выше поверхности водонепроницаемого грунта учитывают горизонтальную нагрузку на стенку от гидростатического давления и, в необходимых случаях, от давления водопроницаемого грунта.

Глубину проникания воды между стенкой и водонепроницаемым грунтом (считая от его поверхности) принимают равной:

а) для ограждений, не имеющих распорных креплений (рисунок 17.2 а)

$$\overline{h}_в = 0{,}7h' , \qquad (17.6)$$

где h' – глубина погружения шпунта в водонепроницаемый грунт;

б) для ограждений с одним ярусом креплений (рисунок 17.2 б)

$$\overline{h}_в = h' - \frac{t}{2}, \qquad (17.7)$$

где t – глубина погружения шпунта ниже дна котлована;

в) для ограждения с несколькими ярусами креплений (рисунок 17.2 в) – на 0,5 м ниже уровня грунта в котловане при установке верхнего яруса креплений, расположенного в пределах водонепроницаемого грунта.

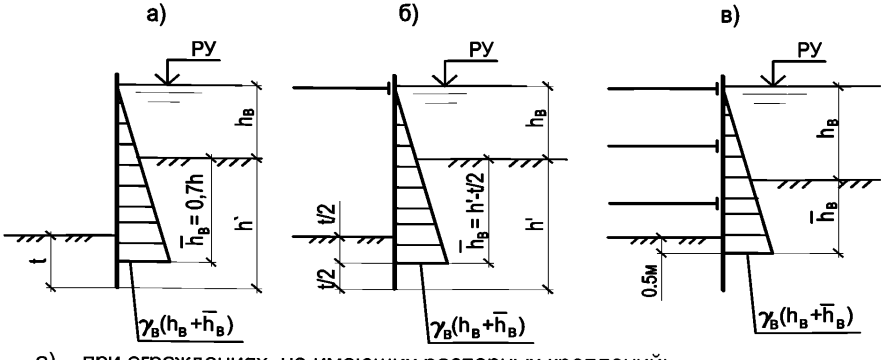
17.1.8 Элементы креплений должны рассчитываться на совместное действие горизонтальной нагрузки, передаваемой шпунтовыми стенками, и вертикальной нагрузки от веса обустройств и конструкций, предусмотренных проектом. Наибольший изгибающий момент в элементе от веса обустройств и конструкций не должен быть менее наибольшего изгибающего момента от равномерно распределенной нагрузки интенсивностью:

$$q = q_1 \frac{F}{\ell}, \qquad (17.8)$$

где q_1 — нагрузка, принимаемая равной 500 Па (50 кгс/м^2) для верхнего яруса креплений и 250 Па (25 кгс/м^2) для остальных ярусов;

F – площадь котлована, приходящаяся на рассчитываемый элемент крепления, м^2;

ℓ – длина элемента, м.



а) – при ограждениях, не имеющих распорных креплений;

б) – при ограждениях с одним ярусом крепления;

в) – при ограждениях с несколькими ярусами креплений

Рисунок 17.2 – Схемы для определения глубины проникания воды между шпунтовой стенкой и водонепроницаемым грунтом

17.1.9 Расчеты элементов шпунтовых ограждений на прочность выполняются с применением коэффициентов:

- надежности по назначению:

γ_n=1,1 – для шпунтовых ограждений на местности, покрытой водой;

γ_n=1,0 – во всех остальных случаях;

- коэффициентов условий работы, учитывающих возможность относительных смещений шпунтин в замках (для шпунта типа Ш$_к$ или Ларсен):

m=0,7 – в случае слабых грунтов и отсутствии обвязок, прикрепленных к шпунту;

m=0,8 – в случае тех же грунтов и наличии обвязок, прикрепленных к шпунту;

m=1,0 – в остальных случаях,

При расчете прочности шпунтовых стенок (но не креплений) должны вводиться коэффициенты условий работы, равные:

m=1,15 – для стенок кольцевых в плане ограждений;

m=1,10 – для стенок длиной менее 5 м замкнутых в плане ограждений прямоугольной формы с промежуточными ярусами распорных креплений.

17.1.10 Расчетные сопротивления элементов шпунтовых ограждений принимаются в зависимости от материала согласно указаниям разделов 9, 10 и 11.

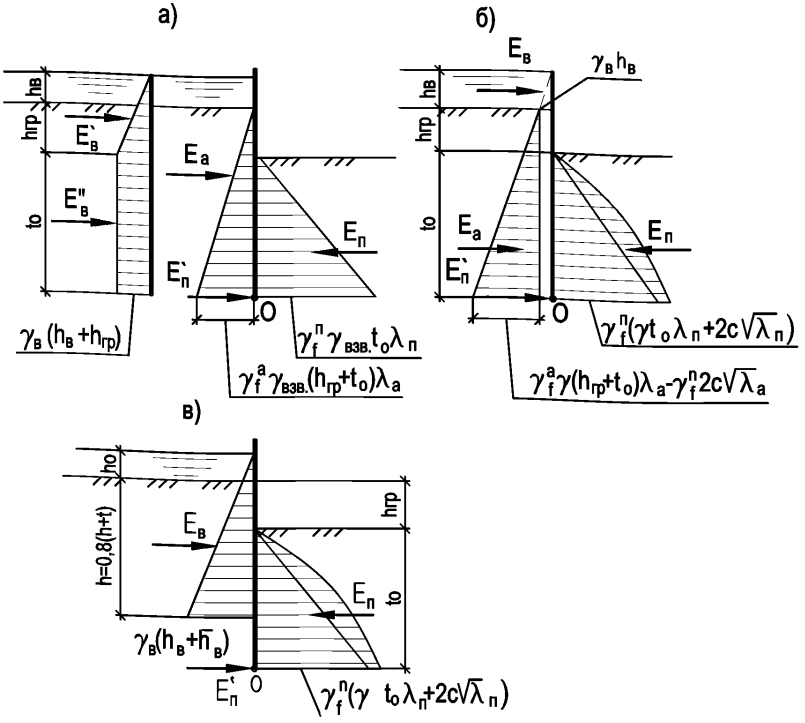
17.1.11 Расчетные геометрические характеристики стальных шпунтовых свай принимаются согласно ГОСТ 4781 и ГОСТ Р 53629.

17.2 Расчет шпунтовых ограждений, не имеющих распорных креплений

17.2.1 При устройстве ограждения без тампонажной подушки минимальную глубину забивки шпунта ниже дна котлована принимают равной по формуле:

$$t = t_o + \Delta t\,, \qquad (17.9)$$

17.2.1.1 Глубину (t_o) определяют на основе равенства 17.5, считая ось поворота стенки, расположенной на этой глубине, и пренебрегая моментом пассивного давления грунта, действующего на стенку со стороны, противоположной котловану, относительно указанной оси (точки 0 на рисунке 17.3).



а) при расчете стенки, погружаемой в песок или супесь;
б) и в) при расчете стенки, погружаемой в суглинок или глину

Рисунок 17.3 – Схемы, используемые в расчетах шпунтовых ограждений, не имеющих распорных креплений

В соответствии с этим в равенстве 17.5 принимают $M_{опр.}$ равным моменту активного давления грунта и гидростатического давления, действующих выше глубины t_o, относительно оси поворота стенок, а $M_{уд}$ – моменту пассивного давления, действующего со стороны котлована выше глубины t_o относительно той же оси.

В общем случае для решения уравнения, выражающего условия (см. формулу 17.5), принимают способ последовательного приближения, т.е. задаются глубиной t_o, которую затем уточняют.

Расчетная схема, принимаемая при определении глубины t_o, показана на рисунке 17.3; эпюры давлений, показанные на рисунке 17.3 а, относятся к случаю расчета стенки, погруженной в песок или супесь; эпюры давлений, показанные на рисунках 17.3 б и 17.3 в – к случаю расчета стенки, погружаемой в глину или суглинок (пункт 17.1.7). При наличии над глинистым грунтом слоя воды $h_в$ активное давление необходимо увеличивать на величину $h_в\,\lambda_а$,

где $$\lambda_а = \mathrm{tg}^2(45° - \frac{\varphi}{2})$$

Так как глубина t_o не является полной глубиной погружения шпунта ниже дна котлована (см. формулу 17.9), то при учете проникания воды между стенкой и суглинком или глиной рекомендуется принимать глубину по рисунку 17.3 в).

$$\overline{h_B} = 0{,}8(h_{ГР} + t_o) \quad , \qquad (17.10)$$

17.2.1.2 Дополнительную глубину Δt определяют по формуле:

$$\Delta t = \frac{E_n^1}{2p_n^1}, \qquad (17.11)$$

где E_n^1 – равнодействующая пассивного давления грунта с внешней стороны котлована;

p_n^1 – интенсивность этого давления на глубине t_o.

Равнодействующую пассивного давления грунта с внешней стороны котлована определяют по формуле:

$$E_n^1 = E_п - (E_а + E_В), \qquad (17.12)$$

где $E_п$, $E_а$, $E_В$ — равнодействующие соответственно пассивного давления грунта со стороны котлована, активного давления грунта и гидростатического давления, действующих на стенку выше глубины t_o.

Интенсивность p_n^1 пассивного давления грунта, действующего на стенку с внешней стороны котлована, определяют, принимая глубину:

$$H = h_{ГР} + t_o \quad , \qquad (17.13)$$

17.2.2 Изгибающие моменты, действующие в поперечных сечениях шпунтовой стенки, определяют как для консольного стержня с заделкой на глубине t_0 (от дна котлована); за нагрузку принимают гидростатическое давление, а также активное и пассивное давление, действующее на стенку выше этой глубины (рисунок 17.3).

17.2.3 При устройстве ограждения в водопроницаемых грунтах с осуществлением тампонажной подушки расчет шпунтовой стенки, отражающей стадию ее работы до бетонирования подушки, выполняют согласно пунктам 17.1.2 и 17.1.3, а расчет шпунтовой стенки, отражающий стадию ее работы после бетонирования подушки, выполняют согласно пункту 17.1.5.

17.2.4 Глубину t_o погружения стенки ниже дна котлована определяют из условия обеспечения её устойчивости против поворота вокруг оси, расположенной на 0,5 м ниже верха тампонажной подушки (точка 0 на рисунке 17.4).

В соответствии с этим в равенстве (формула 17.5) принимают $M_{опр.}$ равным моменту активного давления взвешенного в воде грунта и гидростатического давления, действующих на стенку выше оси ее поворота, относительно этой оси, а $M_{уд.}$ – моменту пассивного давления взвешенного в воде грунта, действующего на стенку ниже оси ее поворота, относительно этой оси.

m=0,95 – коэффициент условий работы.

При определении момента $M_{уд.}$ эпюру пассивного давления грунта считают треугольной с нулевой ординатой на уровне оси поворота стенки; наибольшую ее ординату находят, принимая $H=h_{гр}+t$.

Величина наибольшего изгибающего момента в поперечном сечении стенки может быть принята равной моменту $M_{опр}$.

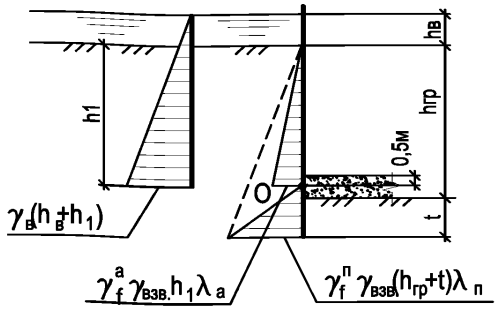


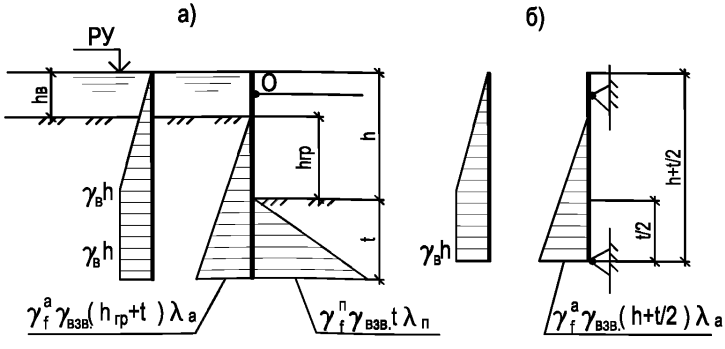
Рисунок 17.4 – Схема, используемая в расчетах шпунтовых ограждений, не имеющих распорных креплений в водонепроницаемых грунтах с применением водозащитной подушки

17.3 Расчет шпунтовых ограждений с одним ярусом распорных креплений

17.3.1 Минимальную глубину t погружения стенки ниже дна котлована (без тампонажной подушки) определяют из условия обеспечения ее устойчивости против поворота вокруг оси опирания стенки на крепление (точки 0 на рисунке17.5). В соответствии с этим в равенстве (формула 17.5) принимают $M_{опр.}$ равным моменту активного давления грунта и гидростатического давления относительно оси поворота стенки, а $M_{уд.}$ – моменту пассивного давления грунта относительно этой оси.

m – коэффициент условий работы, принимаемый согласно пункту 17.3.2.

Для замкнутых в плане шпунтовых ограждений глубину забивки t, определенную расчетом на устойчивость, допускается уменьшать на 15% для кольцевых ограждений с радиусом менее 5 м и на 10% для прямоугольных с длиной большей стороны менее 5 м.



а) для определения минимальной глубины забивки шпунта;

б) для определения изгибающих моментов в его поперечных сечениях (на рисунке 17.5 показаны схемы, относящиеся к случаю расчета стенки, погруженной в песок или супесь).

Рисунок 17.5 – Схемы расчета шпунтовых ограждений с одним ярусом распорных креплений

17.3.2 Коэффициент m условий работы (пункт 17.3.1) в расчете устойчивости принимают:

а) в случае связных грунтов, а также несвязных, но при заглублении острия шпунта в слой глины или суглинка – 0,95;

б) в остальных случаях несвязных грунтов:

- при частичной откачке воды из котлована на глубину (от горизонта воды) не более 0,25h на водотоках и не более 0,25$h_в'$ на местности, не покрытой водой – 0,95;
- при полной откачке воды из котлована – по графику (рисунок 17.6) на открытых водотоках и по графику (рисунок 17.7) на местности, не покрытой водой.

Здесь, а также на графиках рисунков 17.6 и 17.7:

h – глубина котлована;

$h_в$ – расстояние от дна котлована до горизонта грунтовых вод;

$h_{гр}$ – расстояние от дна котлована до уровня грунта снаружи котлована:

$$\mu_{ГР} = \frac{h_{ГР}}{h}; \quad \mu_В = \frac{h_В}{h}, \tag{17.14}$$

где φ – угол внутреннего трения грунта.

При промежуточных значениях h, $h_в'$, $\mu_в$, $\mu_{гр}$, величину коэффициента m следует определять линейной интерполяцией.

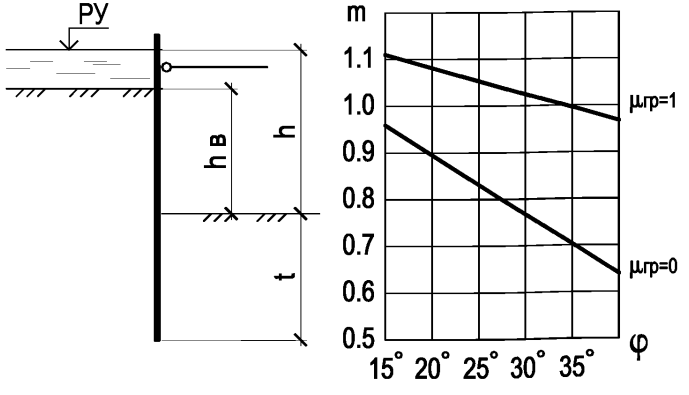


Рисунок 17.6 – Схема и график для определения коэффициента условий работы в расчете устойчивости шпунтового ограждения на открытом водотоке при одном ярусе распорных креплений

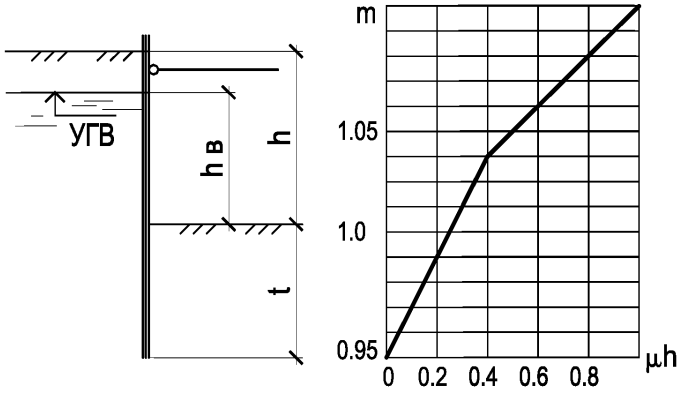


Рисунок 17.7 – Схема и график для определения коэффициента условий работы в расчете устойчивости шпунтового ограждения на местности, не покрытой водой

17.3.3 Изгибающие моменты, действующие в поперечных сечениях шпунтовой стенки, определяют по схеме балки, свободно лежащей на двух опорах, одну из которых принимают на уровне оси опирания стенок на крепление (точки 0 на рисунке 17.5.), а другую на глубине $\frac{t}{2}$ от дна котлована, где t — минимальная глубина погружения стенки по условию обеспечения ее устойчивости (пункт 17.16). При этом активное и пассивное давления грунта, а также гидростатическое давление, действующие на стенку ниже глубины $\frac{t}{2}$ не учитывают (рисунок 17.5, б).

Изгибающий момент в сечении шпунтовой стенки, расположенном в пролете, допускается принимать равным

$$M=M_в+0,75M_{гр}, \qquad (17.15)$$

где $M_в$ – изгибающий момент в поперечном сечении шпунта от гидростатического давления воды, определенный по указанной выше схеме;

$M_{гр}$ – то же от давления грунта;

0,75 – коэффициент, учитывающий перераспределение давления грунта.

В случаях недостаточной прочности шпунтовой стенки по материалу целесообразно изменить положение распорки по высоте или увеличить глубину погружения шпунта в грунт с тем, чтобы за счет обеспечения заделки нижней части стенки снизить величины изгибающих моментов в ее поперечных сечениях. Расчет стенки с учетом заделки ее нижней части в грунте может быть выполнен графоаналитическим способом.

По схеме, приведенной на рисунке 17.5 б), определяют также давление q стенки на обвязку крепления (как реакцию на верхней опоре). Усилие в распорке допускается принимать равным:

$$P=1,1q\frac{\ell_л+\ell_{ПР}}{2}, \qquad (17.16)$$

где $\ell_л, \ell_{ПР}$ – пролеты обвязки слева и справа от рассматриваемой распорки.

17.3.4 При устройстве ограждения с тампонажной подушкой расчет шпунтовой стенки, отражающий стадию ее работы до бетонирования подушки, выполняют согласно пунктам 17.3.1÷17.3.3.

Для стадии работы стенки после бетонирования подушки и полной откачки воды из котлована проверяют прочность стенки и крепления; при этом стенку по-прежнему рассматривают по схеме балки, свободно лежащей на двух опорах, но нижнюю опору принимают на 0,5 м ниже верха подушки.

17.4 Расчет шпунтовых ограждений с двумя и более ярусами распорных креплений

17.4.1 Минимальную глубину t погружения стенки ниже дна котлована при отсутствии тампонажной подушки определяют из условия обеспечения ее устойчивости против поворота вокруг оси, расположенной на уровне нижнего яруса крепления (точки 0 на рисунке 17.8, а). В соответствии с этим равенство (17.5) записывают в виде:

$$M_а + M_в = m\,[M_п + (2M'_а + M'_в)], \qquad (17.17)$$

где $M_а$ и $M_в$ – моменты соответственно активного давления грунта и гидростатического давления, действующих на стенку ниже оси ее поворота, относительно этой оси;

$M'_а$ и $M'_в$ – то же для давлений, действующих на стенку выше оси поворота;

$M_п$ – момент пассивного давления грунта на стенку относительно той же оси;

m – коэффициент условий работы, принимаемый согласно пункту 17.4.2.

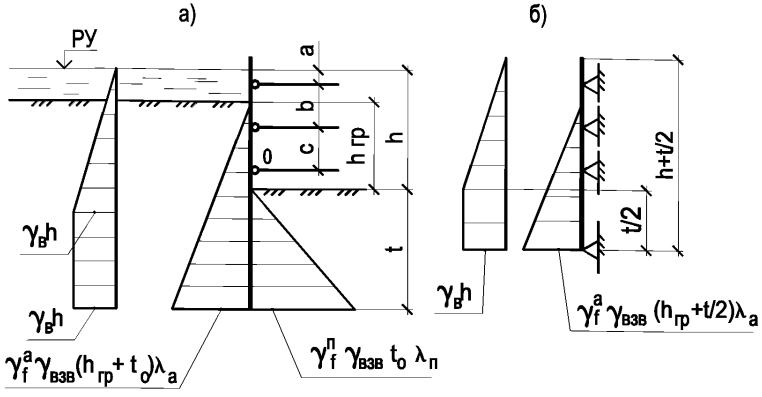
Формула (17.17) справедлива, если $2M'_а+M'_в \leq W_xR$,

при невыполнении этого неравенства для определения минимальной глубины t погружения стенки используют формулу:

$$M_а + M_в = m\,(M_п + W_{xR}), \qquad (17.18)$$

где W_x – момент сопротивления поперечного сечения шпунтовой стенки (пункт 17.10);

R – расчетное сопротивление материала шпунта. При многоярусном креплении определение давлений на ярусы креплений необходимо проводить с учетом по стадийной разработки грунта, порядка установки креплений и перераспределения при этом нагрузки на ярусы креплений и напряжений в шпунте.



а – для определения минимальной глубины забивки шпунта;
б – для определения изгибающих моментов в его поперечных сечениях.

Рисунок 17.8 – Схемы расчета шпунтовых ограждений с двумя и более ярусами распорных креплений

17.4.2 Коэффициент условий работы m (пункт 17.4.1) следует принимать по рекомендациям пункта 17.3.2 (как для ограждения с одним ярусом креплений) с той лишь разницей, что при полной откачке воды из котлована, разрабатываемого в несвязных грунтах на открытых водотоках, значение m следует принимать не по графику, приведенному на рисунке 17.6, а по графику рисунка 17.9, на котором использованы те же обозначения.

Для замкнутых в плане шпунтовых ограждений глубину забивки t, определенную расчетом на устойчивость, допускается уменьшать согласно пункту 17.1.3.

Уменьшения глубины забивки шпунта по условию обеспечения устойчивости стенки можно достичь понижением уровня расположения нижнего яруса крепления (если это возможно по условиям производства работ).

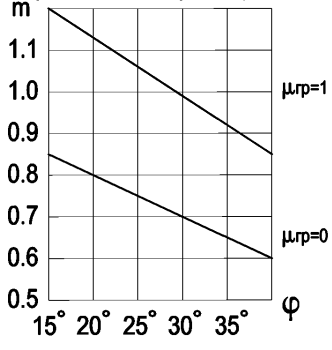


Рисунок 17.9 – График для определения коэффициента условий работы в расчете устойчивости шпунтового ограждения на открытом водотоке при двух и более ярусах креплений

17.4.3 Изгибающие моменты, действующие в поперечных сечениях шпунтовой стенки, а также давление q стенки на обвязку каждого из ярусов крепления определяют по схеме свободно лежащей многопролетной неразрезной балки, нижнюю опору которой принимают расположенной на глубине 0,5t,

где t – минимальная глубина погружения стенки, определяемая с учетом требований пунктам 17.1.1 и 17.1.2 и 17.4.1, а остальные опоры – на уровне ярусов креплений. При этом активное и пассивное давления грунта, а также гидростатическое давление, действующее на стенку ниже глубины 0,5t, не учитывают (рисунок 17.8 б).

Усилие в распорке каждого из ярусов допускается определять по формуле (17.16).

17.4.4 Если предусматривается укладка тампонажной подушки, то следует производить расчет прочности стенки и креплений, соответствующий полной откачке воды из котлована. Такой расчет производят, по-прежнему рассматривая стенку как многопролетную неразрезную балку, но нижнюю опору принимают расположенной на 0,5 м ниже верха тампонажной подушки.

17.5 Особые случаи расчета шпунта

17.5.1 В случае, если на шпунт дополнительно передается вертикальная нагрузка (от копров, кранов и т.п.), глубина забивки шпунтин на участке передачи вертикальной нагрузки должна быть проверена на восприятие вертикальных усилий в соответствии с нормами проектирования свай. При этом поверхность грунта принимают на отметке дна котлована, а ширину участка ограждения, передающего сосредоточенную нагрузку, определяют из условия распространения усилия в ограждении от точки (границы) приложения нагрузки под углом 30° к вертикали.

17.5.2 Шпунтовые ограждения, подвергающиеся воздействию льда или возможности навала судов, должны быть дополнительно проверены расчетом на эти нагрузки.

При этом, как правило, должны устраиваться дополнительные плоскости распорок на уровне приложения этих нагрузок (при разности уровней первой подвижки льда и высокого ледохода более 1,5 м – две плоскости распорок). Лед вокруг ограждения должен окалываться.

17.5.3 При устройстве шпунтовых ограждений (перемычек) опор на высоком свайном ростверке необходимо проверить прочность и устойчивость ограждения при действии распора изнутри (от грунта, находящегося внутри ограждения). При этом отметка поверхности окружающего грунта должна приниматься с учетом размыва. Расчет должен проводиться по методике, рекомендованной для расчета искусственных островков.

17.5.4 Замкнутые шпунтовые ограждения должны проверяться на всплытие при уложенной тампонажной подушке при наивысшей отметке рабочего уровня воды. При этом, определяя силу трения грунта по боковой поверхности шпунта, горизонтальное давление грунта на ограждение следует принимать с коэффициентом надежности по нагрузке γ_f=0,8.

17.5.5 При проектировании шпунтовых ограждений вблизи существующих зданий и сооружений, конструкции которых не допускают осадки основания, необходимо предусматривать возможность предварительного обжатия распорок (клиньями, домкратами и т.д.) усилием, равным расчетному.

Требования к проектированию шпунтовых ограждений в таких условиях определены ВСН 490-87 [19].

17.5.6 Для крепления шпунтовых ограждений котлованов, опускных колодцев, подпорных стен и стен подземных сооружений, оползневых склонов и откосов, фундаментов высоких сооружений и др. следует применять грунтовые анкеры. Проектирование анкеров рассматривается в ВСН 506-88 [20] и СТО ГК «Трансстой»-023-2007 [21]

18 Грунтовые перемычки

18.1 Грунтовые перемычки для ограждения котлована следует устраивать при глубине воды до 2 м, скорости течения 0,3 ÷ 0,5 м/с и мало фильтрующем, не размываемом грунте дна.

18.2 При проектировании грунтовых перемычек необходимо учитывать стеснение ими живого сечения реки и вызываемое этим повышение скорости течения.

В случае необходимости может быть предусмотрена защита откосов перемычки от размыва путем укладки по откосам сборных железобетонных плит либо отсыпки щебня, гравия или камня крупностью d (см), определяемой по формуле:

$$d=3V^2, \qquad (18.1)$$

где V – скорость течения (м/сек).

18.3 В месте проектного положения перемычки следует предусматривать очистку дна от карчей, камней и других препятствий, могущих уменьшить водонепроницаемость перемычки, эти требования должны быть оговорены в рабочей документации перемычки.

18.4 Для отсыпки перемычек следует применять мелкие пески, супеси и суглинки с содержанием глинистых частей до 20%.

18.5 Ширина грунтовых перемычек по верху должна быть не менее 1 м. Крутизну откосов следует назначать в зависимости от угла естественного откоса грунта перемычки в водонасыщенном состоянии, но не круче 1:2. Возвышение верха перемычки над рабочим уровнем воды (ледохода) в реке должно приниматься по пункту 5.36.

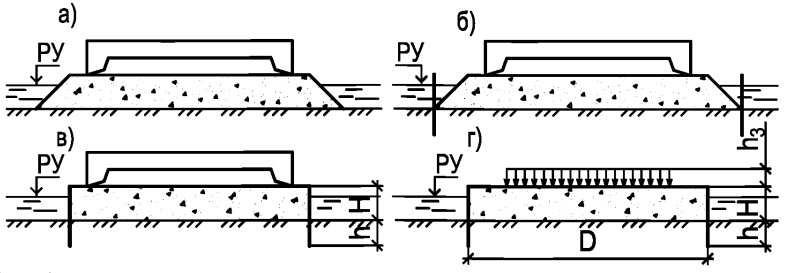
В целях уменьшения стеснения живого сечения реки и фильтрации воды через перемычку следует проектировать грунтовые перемычки в комбинации с деревянным шпунтовым ограждением, забиваемым внутри перемычки по ее периметру, или в виде двойного ряда с засыпкой грунта между ними.

18.4 В грунтах, не допускающих забивку шпунта, возможно применение ограждения из ряжево-грунтовых перемычек.

19 Искусственные островки

19.1 Искусственные островки в акваториях водных объектов проектируются для производства с их помощью работ по изготовлению и погружению опускных колодцев, размещения бурового и сваебойного оборудования.

В зависимости от конкретных условий строительства островки могут отсыпаться как без ограждения, так и в ограждении различной конструкции (рисунок 19.1).



а) – без ограждения;

б) – с ограждением, не воспринимающим давления грунта засыпки;

в) – с ограждением, воспринимающим давление грунта засыпки;

г) – расчетная схема островка, где H – высота островка; h – глубина ограждения; h_3 – высота загрузки приведённая к весу грунта засыпки; D – ширина ограждения островка.

Рисунок 19.1 – Схемы искусственных островков

19.2 Не ограждаемые островки следует применять при глубине воды не более 2 м, возможности стеснения живого сечения реки и средних скоростях течения не выше 0,30 м/с при отсыпке островка из мелкого песка, 0,80 м/с – из крупного песка и соответственно 1,20 м/с и 1,50 м/с – при отсыпке из среднего и крупного гравия.

Не допускается отсыпка искусственных островков из илистых, торфянистых и лессовидных грунтов.

Крутизна откосов должна приниматься от 1:2 для гравелистых грунтов до 1:5 для мелкого песка.

19.3 Островки с ограждением, предохраняющим подмыв откосов, но не воспринимающих давления засыпки (рисунок 19.1 б), следует применять при глубине воды не свыше 3 м. Ограждение островков устраивают из легкого шпунта, щитов, расположенных между парными сваями, или козелковых опор со щитами, устраиваемых по всему контуру островка или с верховой стороны. Ограждение должно сопротивляться воздействию водного потока, определяемому в соответствии с требованиями раздела 7 настоящего стандарта. Глубина забивки шпунтин (свай) назначается с учетом возможного размыва. Рекомендуется отсыпка камнем по периметру ограждения.

Ограждению с верховой стороны следует придавать обтекаемую форму в плане.

19.4 Островки с ограждением, воспринимающим давление засыпки (рисунок 19.1 в), следует устраивать при глубине воды до 8 м, скорости течения выше 1,5 м/с, а также для уменьшения стеснения живого сечения реки.

Ограждения островков, воспринимающие давление засыпки, могут выполняться:

а) щитовыми;

б) ряжевыми;

в) шпунтовыми (деревянными или стальными).

19.5 Щитовые ограждения устраивают при глубине до 2 м из щитов, заводимых в пространство между парными предварительно забитыми в грунт сваями.

19.6 Островки, огороженные деревянными и металлическими плоскими шпунтами необходимо проектировать с учётом положений ВСН 136-78 [1].

19.7 Проектные размеры рабочей площадки островка назначаются из условия обеспечения удобного и безопасного выполнения проектируемых строительно-технологических операций по сооружению опоры. Ширина бермы до граней опускного колодца при любых условиях должна быть не менее 2 м.

Отметка верха островка назначается в соответствии с пунктом 5.3, б).

19.8 При проектировании островков, расположенных в местах с крутыми склонами дна реки, следует предусматривать меры, предотвращающие возможность сползания отсыпки по наклонной поверхности дна (предварительная планировка дна, применение песчано-гравелистых грунтов для отсыпки).

19.9 При слабых грунтах засыпки (с расчетным сопротивлением 1,2 ÷ 2,0 кгс/см^2) верхняя площадка островка для изготовления колодца должна покрываться по контуру ножа песчаной подушкой толщиной 0,3 ÷ 0,6 м.

Под нож колодца укладывают подкладки, размеры и количество которых назначаются из условия, чтобы давление под ними от расчетной нагрузки не превышало 2,0 кгс/см^2.

19.10 Расчет шпунтовых ограждений искусственных островков ведется в соответствии с требованиями раздела 17 с учетом указаний настоящего раздела.

19.11 Глубина забивки шпунта цилиндрического ограждения ниже линии размыва должна назначаться из условий исключения выпирания грунта из-под низа шпунта:

$$h \geq \frac{1{,}5q}{\gamma[2\operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) - 1]}, \qquad (19.1)$$

где q — расчетное давление от веса засыпки и нагрузки на ней в уровне дна реки, кПа (тс/м^2);

φ – угол внутреннего трения грунта на дне реки.

19.12 Минимальная глубина забивки стального шпунта, ограждающего островок с прямолинейными сторонами в плане и деревянного шпунта, определяется расчетом на выпирание грунта и устойчивость стенки и, в любом случае, должна быть не менее 2,0 м ниже линии размыва.

19.13 Шпунт цилиндрического ограждения проверяется на разрыв замков по формулам:

$$P \leq \frac{mP_з}{\gamma_n}, \qquad (19.2)$$

где P – расчетное горизонтальное (окружное) усилие в контуре ограждения, кН/п.м (тс/п.м), определяемое по формуле:

$$P = \frac{De_{max}}{2}, \quad (19.3)$$

где m, γ_n — коэффициент условий работы и коэффициент надежности по назначению, принимаемые по пункту 17.9.

$P_З$ – расчетное сопротивление разрыву при растяжении замков шпунтовых свай принятого профиля, кН/п.м (тс/п.м), вычисляемое по формуле:

$$P_З = \frac{R_З}{\gamma_m}, \quad (19.4)$$

D – диаметр контура ограждения островка по осевой линии, м;

e_{max} интенсивность горизонтального давления грунта на внутреннюю поверхность ограждения на уровне дна водоема с учетом возможного размыва и нагрузки на поверхности островка;

$R_З$ – разрывное усилие замка, кН/п.м (тс/п.м), определяемое для плоских профилей по таблице 19.1;

γ_m – коэффициент надежности по материалу, равный 1,3. При применении шпунта типа ШК и Ларсен, растягивающие усилия должны восприниматься объемлющими стальными поясами.

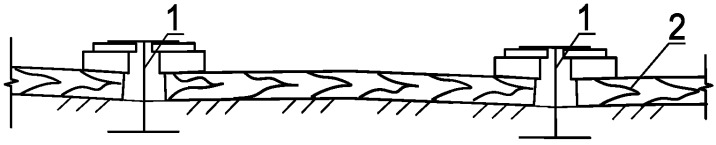
Таблица 19.1 – Расчетное сопротивление разрыву

Марка стали	Разрывное усилие Р, кН/п.м (тс/п.м)
	ШП1
Ст.3	2500(250)
Ст.4	3000(300)
Ст.5	3500(350)
15ХСНД	3500(350)

20 Закладные крепления

20.1 Закладное крепление стен котлованов следует предусматривать на суходолах в устойчивых грунтах (при φ >25°) при отсутствии грунтовых вод.

20.2 Закладное крепление рекомендуется устраивать из металлических двутавровых (предпочтительно широкополочных) свай, забиваемых в грунт по периметру котлована с шагом 1,2 ÷ 1,5 м и закладываемых между ними по мере разработки котлована деревянных, стальных или железобетонных элементов забирки (рисунок 20.1). Сваи, как правило, должны раскрепляться системой металлических или деревянных распорок (расстрелов) или оттяжек, фиксируемых на анкерных сваях или грунтовых якорях с наружной стороны котлована вне призмы обрушения.



1 – металлическая двутавровая свая;
2 –элементы забирки.

Рисунок 20.1 – Закладное крепление из металлических двутавровых свай

20.3 Внутренние размеры закладного крепления в плане назначаются из условий установки и снятия опалубки железобетонного фундамента опоры.

20.4 Шаг свай, глубина их забивки ниже дна котлована, расположение распорок, размеры сечения свай, а также распорок и досок забирки определяются расчетом на прочность и устойчивость положения с учетом следующих рекомендаций.

20.4.1 Давление от собственного веса грунта и временной нагрузки на призме обрушения определяется согласно пункту 7.5.2 б).

20.4.2 Для креплений с двумя и более ярусами распорок по высоте, возможно, не заглублять сваи ниже дна котлована, располагая нижний ярус распорок вблизи подошвы котлована. При необходимости расположения распорок выше дна котлована глубину забивки определяют расчетом с учетом рекомендаций пунктов 17.4.1÷17.4.4 настоящего СТО.

Усилия в распорках должны определяться с учетом неразрезности свай.

Расчеты прочности и устойчивости крепления должны выполняться для каждого этапа устройства и разборки крепления.

20.4.3 Для креплений с одним ярусом распорок минимальная глубина забивки свай определяется по расчету из условия обеспечения ее устойчивости против поворота вокруг оси опирания на крепление. Расчет должен выполняться по методике, принятой для расчета шпунтовых ограждений с одним ярусом распорных креплений (пункты 17.3.1÷17.3.4). При этом величину активного давления учитывают в пределах высоты забирки, включая ширину полки сваи, а пассивное давление – в пределах ширины, равной b+0,3 м, где b – ширина полки сваи в метрах;

20.4.4 для креплений, не имеющих распорок, минимальная глубина забивки свай $h=t_o+\Delta t$ определяется по расчету на устойчивость, считая ось поворота стенки, расположенной на глубине t_o от подошвы котлована.

Величины t_o и Δt (заглубление сваи ниже оси поворота) определяют по методике, принятой для расчета шпунтовых стенок (пункты 17.2.1÷17.2.4). При этом величина активного давления учитывается в пределах высоты забирки, включая ширину полки сваи, а пассивное давление – в пределах расчетной ширины полки свай, равной: $b+0,5\ t_o\ tg\varphi$ (м), но не более расстояния между сваями, где b – ширина полки сваи в метрах.

20.4.5 Так же допускается производить расчет свай закладного крепления котлована согласно СП24.13330 (приложение В), как для отдельно стоящей сваи с расчетной шириной 1.5b+0.5м, при этом, необходимо проверить соответствие горизонтального давления грунта по формуле В.7 указанного приложения.

20.4.6 Конструкцию элементов забирки следует определять расчетом на прочность для уровня посередине глубины котлована и для подошвы котлована. При этом во всех случаях толщина деревянных досок должна приниматься не менее 4 см.

20.4.7 Распорки следует располагать по высоте с учетом минимально возможного количества перекреплений при бетонировании фундамента опоры.

При значительной ширине котлованов (более 10 м) с целью сокращения свободной длины распорок следует применять дополнительные сваи, забиваемые параллельно основным сваям крепления в их створе.

20.4.8 На концах свай рекомендуется устраивать симметричное заострение под углом 45° с горизонтальным участком стенки на торце 8÷10 см. Острие следует усиливать сварными накладками.

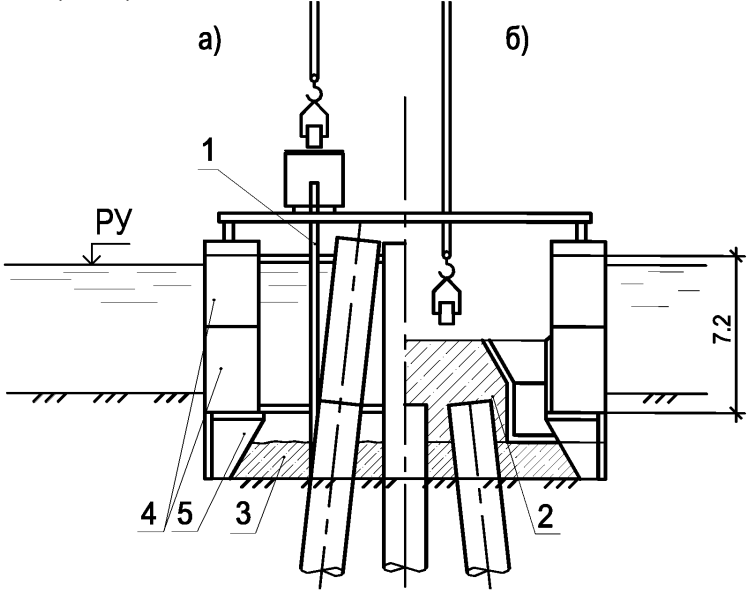
21 Бездонные ящики и перемычки

21.1 Съемные и несъемные бездонные ящики для ограждения котлованов опор следует применять, как правило, на водотоках с глубиной воды до 4 м. Ящики могут изготавливаться деревянными или металлическими.

Для глубины до 7 м целесообразно применять бездонные ящики из понтонов типа КС с ножом в нижней части (рисунок 21.1).

Соединения ножевой и надножевой конструкции должны допускать возможность их разъема без водолазных работ на случай невозможности извлечения ножа.

Примечание – Бездонные ящики в виде железобетонных тонкостенных конструкций, входящих в состав фундамента, должны разрабатываться в составе проекта моста по нормам проектирования мостов.



а) – устройство тампонажного слоя;
б) – бетонирование ростверка;
1 – бетонолитная труба; 2 – железобетонный ростверк;
3 – подводный бетон; 4 – понтоны типа КС; 5 – нож

Рисунок 21.1 – Бездонный ящик из понтонов КС

21.2 Конструкция бездонных ящиков должна быть прочной, жесткой и водонепроницаемой. Внутренние размеры ящика в плане (в свету) необходимо принимать с учетом возможных отклонений осей ящика от проектных осей опоры при наводке ящика в условиях течения реки и при всех условиях не менее чем на 30 см больше проектных размеров фундамента. При больших скоростях течения следует устраивать ящики с обтекателями.

21.3 В деревянных ящиках водонепроницаемая обшивка должна выполняться из двух слоев досок толщиной не менее 4 см с прослойкой рубероида. Доски обшивки должны быть тщательно прифугованы и припасованы под конопатку (со стороны давления воды) в три пряди. Каждый слой после конопатки должен быть просмолен. Доски для обшивки следует пришивать под углом 45°, используя обшивку в качестве стенки ферм жесткости, поясами которой будут служить брусья каркаса ящика.

Распорки, оставляемые в теле фундамента, следует устраивать железобетонными.

21.4 Низ ящика оснащается ножом из того же материала что и ящик, облегчающим заглубление ящика в грунт.

При укладке тампонажной подушки из подводного бетона рекомендуется высоту ножа при съемных ящиках принимать равной толщине подушки.

21.5 Бездонные ящики следует устанавливать на дно, заранее спланированное до отметки, близкой к проектной (с учетом размыва грунта при опускании и посадке).

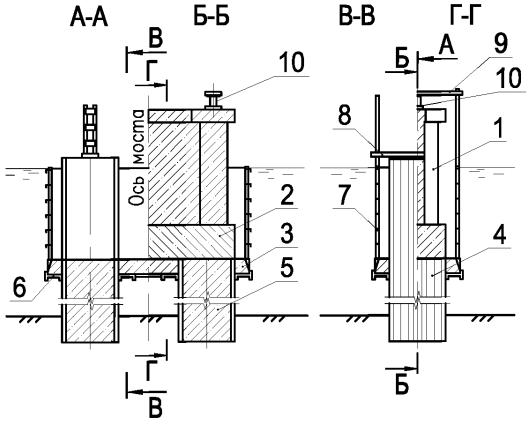
Для уменьшения притока воды в месте опирания бездонного ящика на дно реки следует предусматривать обсыпку камнем, укладку мешков с глиной по периметру, с внешней стороны, а также укладку изнутри подводного бетона тампонажной подушки.

21.6 Собранный ящик устанавливают на месте сооружения фундамента, используя его собственную плавучесть или с помощью кранов, судов, барж, а также понтонов КС, обстроенных для опускания ящика в проектное положение.

При использовании понтонов установку ящика в проектное положение по высоте следует осуществлять балластировкой понтонов.

21.7 Для погружения на дно и для предотвращения всплытия деревянного бездонного ящика при подъеме уровня воды в акватории необходимо применять пригруз ящика, величина которого определяется расчетом при коэффициенте надежности γ_f =1,2.

21.8 В качестве ограждения для устройства плит высоких ростверков рекомендуется применять перемычки из металлических щитов, стальных шпунтин и собираемые из понтонов типа КС (рисунок 21.1).



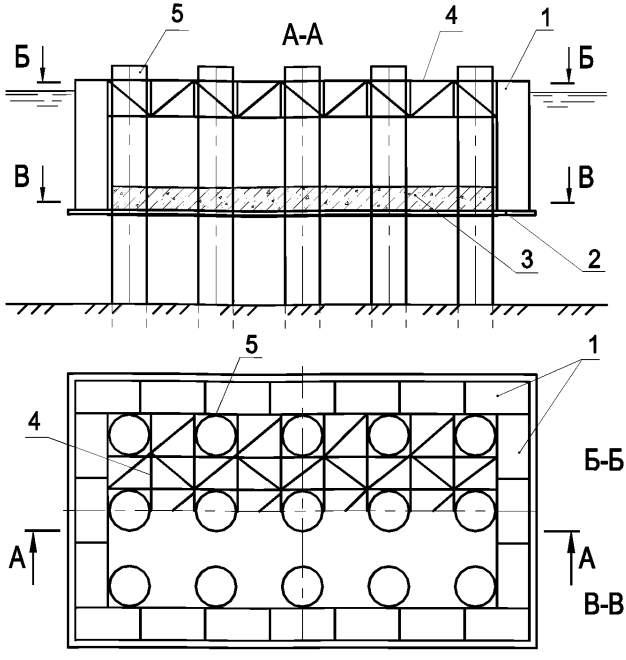
1 – тело опоры;
2 – фундаментная плита;
3 – тампонажная бетонная подушка;
4 – оболочка;
5 – бетонное заполнение;
6 – деревянное днище;
7 – стальные щиты;
8 – приспособление для подвешивания ограждения на оболочке;
9 – устройство для подвешивания на забетонированной опоре;
10 – гидравлический домкрат

Рисунок 21.2 – Металлическое щитовое ограждение ростверка

21.9 В конструкции перемычек для сооружения плит ростверков, расположенных в воде выше поверхности грунта, следует устраивать деревянное, деревометаллическое или железобетонное днище с отверстиями для пропуска свай или оболочек (рисунки 21.2 и 21.3). Диаметр отверстий должен превышать наружный диаметр сваи или оболочки на 4÷5 см.

Зазоры в местах соединения днища водонепроницаемой перемычки со стенами колодцев (оболочек) следует уплотнять резиновыми шлангами, пеньковыми канатами, деревянными кружалами, мешками с песком или подводным бетоном.

При расстоянии от дна реки до низа плиты ростверка порядка 3÷5 м следует обследовать целесообразность устройства перемычки до дна с устройством подсыпки из песка или щебня на высоту от дна до плиты ростверка.



1 – понтоны КС; 2 – днище; 3 – тампонажная бетонная подушка;
4 – распорное крепление; 5 – оболочки

Рисунок 21.3 – Перемычка из понтонов

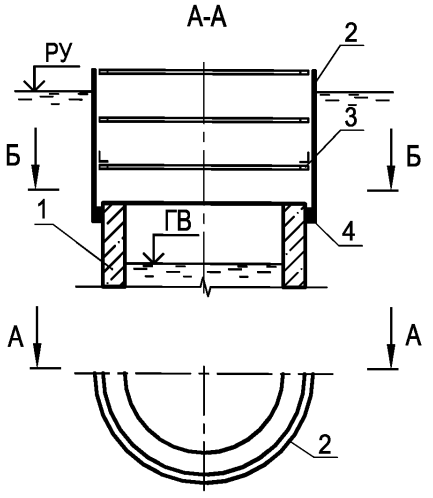
21.10 Щиты перемычки (понтоны) следует опирать на днище. Днище рекомендуется прикреплять к распорно-направляющему каркасу.

Для уменьшения сцепления щитов с тампонажным слоем подводного бетона рекомендуется устраивать обмазочную изоляцию. Стыки щитов (понтонов) должны герметизироваться резиновыми прокладками.

21.11 При устройстве перемычек из понтонов, в конструкции днища должны быть предусмотрены устройства, позволяющие отсоединять понтоны под водой.

21.12 Распорные крепления перемычек и ящиков, воспринимающие давление воды, следует, по возможности, одновременно использовать в качестве направляющих устройств для погружения оболочек, а также несущих элементов рабочих подмостей.

21.13 При сооружении фундаментов опор в реках с применением опускных колодцев рекомендуется устройство инвентарных металлических форшахт, демонтируемых после выведения тела опоры выше уровня воды. Для круглых в плане колодцев безростверковых опор рекомендуется применять форшахты в виде обечаек из листовой стали толщиной 6÷12 мм с внутренними распорными креплениями, установленными с шагом 1÷2 м (рисунок 21.4).



1 – колодец; 2 – обшивка ограждения;
3 – распорные крепления; 4 – резиновый уплотнитель

Рисунок 21.4 – Стальное ограждение верхней части круглого колодца

21.14 При конструировании съемных распорных креплений необходимо учитывать последовательность их разборки или перестановки по мере бетонирования плиты и тела опоры.

21.15 Для бездонных ящиков и водонепроницаемых перемычек должны быть выполнены следующие расчеты:

- прочности и устойчивости формы под воздействием гидростатического давления воды, давления подводного бетона фундаментной подушки при укладке и собственного веса рассчитываемой конструкции;
- остойчивости и плавучести при подаче на плаву к месту опускания и устойчивости против опрокидывания после установки ящика (перемычки) на дно, расчет пригруза в случае необходимости;
- прочности при установке ящика (перемычки) краном;
- мощности буксиров, лебедок и якорного закрепления при транспортировке и опускании ящика (перемычки) на дно;
- устойчивости против всплытия при откачке воды.

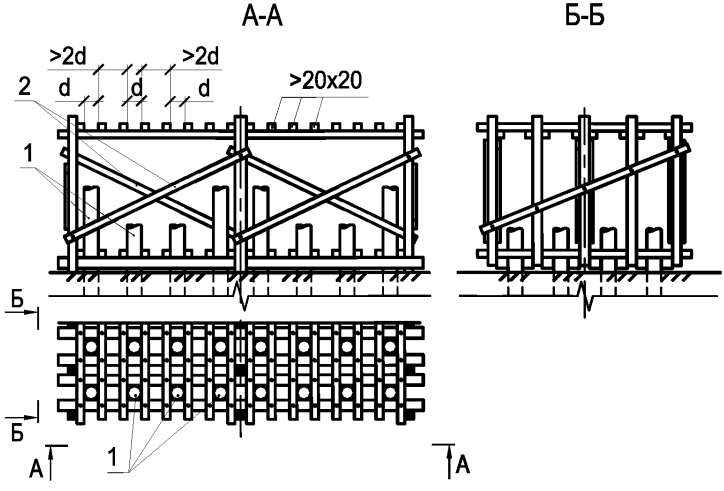
22 Направляющие каркасы

22.1 В тех случаях, когда копровое оборудование не обеспечивает с надлежащей точностью проектное положение погружаемых свай и оболочек, а также при бескопровой бойке следует предусматривать направляющие каркасы

(кондукторы), конструкция которых определяется типом сооружения и местными условиями.

Следует по возможности использовать направляющие каркасы для свай и оболочек одновременно в качестве распорных креплений ограждений котлована, а также в качестве направляющих для забивки шпунта ограждения и для рабочих площадок при производстве работ по погружению свай и оболочек.

22.2 Направляющие каркасы следует устраивать из одной (одноярусные), двух (двухъярусные) или нескольких (многоярусные) решетчатых горизонтальных плоскостей с ячейками для пропуска свай или оболочек. Плоскости необходимо объединять системой вертикальных, горизонтальных и диагональных связей (по вертикальным и горизонтальным плоскостям) в неизменяемую пространственную конструкцию. Направляющие каркасы рекомендуется проектировать из дерева (рисунок 22.1), из неинвентарного металла (рисунок 22.2) и, при соответствующем обосновании, из инвентарных конструкций.



1 – сваи; 2 – поперечные связи

Рисунок 22.1 – Направляющий каркас из деревянных элементов

Применение каркасов разового использования, остающихся в бетоне фундаментной плиты, допускается в случаях включения их в работу основной конструкции опоры в качестве жесткой арматуры.

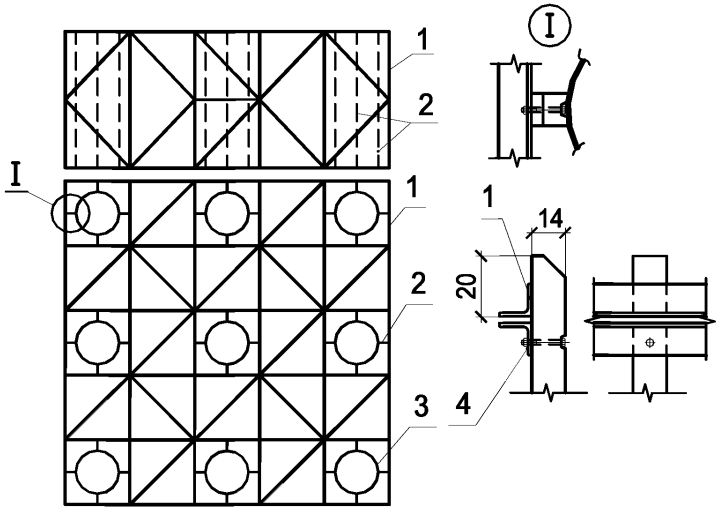
Одноярусные каркасы при забивке свай на суходолах разрешается выполнять в виде железобетонных плит.

Расстояние между плоскостями каркаса при погружении свай без копрового прохода должно быть в пределах 3,0 м.

22.3 Одноярусные каркасы рекомендуется применять при погружении свай и вертикальных оболочек на суходолах или водотоках со скоростью течения менее 1 м/с и незначительной глубиной воды.

На водотоках со скоростью течения воды более 1 м/с, а также при погружении наклонных свай и оболочек, необходимо предусматривать двухъярусные или многоярусные каркасы.

22.4 Для облегчения установки, а также предохранения оболочек от повреждения металлическими элементами в ячейках каркаса должны предусматриваться направляющие деревянные брусья (рисунок 22.2).



1 – металлические элементы; 2 – направляющие деревянные брусья;
3 – оболочки; 4 – болты

Рисунок 22.2 – Направляющий каркас из металлических элементов

22.5 Кольцевой зазор между оболочками и направляющими брусьями необходимо принимать равным 2-3 см.

22.6 Каркасы для русловых опор могут в собранном виде доставляться к месту установки с помощью плавсредств (плашкоутов), убираемых после закрепления каркаса в проектном положении, например, на сваях-шпильках, заранее закрепленных на каркасе и опускаемых на дно на месте его установки.

22.7 Каркасы кроме своего прямого назначения могут служить несущей конструкцией для установки на них сваебойного и бурового оборудования.

22.8 Конструкция каркаса должна быть рассчитана на прочность и устойчивость положения при действии следующих нагрузок:

- от собственного веса при установке;
- от веса сваебойного или бурового оборудования;
- возникающих при установке в проектное положение наклонных свай, а также вертикальных свай. В последнем случае горизонтальные усилия принимаются равными 0,03 веса сваи с направлением в любую сторону и приложенными в любом ярусе каркаса;
- усилия давления грунта и воды, передаваемые от шпунта (при использовании направляющего каркаса одновременно в качестве распорных креплений ограждений котлована);
- усилия отжатия при забивке или вибропогружении свай (свай-оболочек), принимаемые равными 0,002 W_p кН (тс),

где W_p – расчетная энергия удара кН·см (тс·см);

- воздействие водного потока (для плавучих кондукторов).

22.9 В проектах каркасов должны содержаться указания по выверке положения и решения по жесткому закреплению их во время забивки.

При необходимости направляющие каркасы устанавливают на деревянные сваи (на суходолах) или подвешивают на маячные сваи (на водотоках) и дополнительно расчаливают тросами с натяжными приспособлениями не менее чем к четырем жестким якорям.

23 Вспомогательные устройства для погружения свай, оболочек, столбов и бурения скважин

23.1 Указания настоящего подраздела должны учитываться при проектировании:

- подкопровых мостов для самоходных и несамоходных копров;
- подмостей для копров, подкопровых мостов и буровых машин.

Примечания

1 Плашкоуты для копров и буровых машин должны проектироваться в соответствии с указаниями раздела 33. При установке копров на льду должны учитываться требования раздела 36 настоящего стандарта.

2 Пути для копров на рельсовом ходу и подкопровых мостов должны удовлетворять требованиям раздела 12 настоящего стандарта.

23.2 Давление от копра на подкопровый мост и подмости должно определяться для рабочего состояния (ветер скоростью 15 м/с) и нерабочего (ветер расчетной интенсивности). Положение стрелы должно приниматься вертикальным или наклонным.

23.3 Отдельные балки подкопрового моста должны быть объединены связями, обеспечивающими устойчивость формы и положения и рассчитанными, кроме того, на восприятие поперечных усилий, возникающих при повороте копра (крана) и от воздействия ветровой нагрузки.

Реактивный момент M, действующий на копровую тележку, при вращении поворотной платформы копра (крана), определяется в соответствии с 7.3.4.5.

При установке на копровой тележке буровых станков, погружающих обсадные трубы, реактивный момент, действующий на тележку, принимается по паспортным данным бурового станка.

Реактивный момент передается на мост в виде пары сил, H (кгс) направленных поперек оси пути:

$$N = \frac{M}{b}, \qquad (23.1)$$

где b – расстояние между центрами тележек (ползунов) вдоль оси пути.

23.4 Пути для копра на подкопровом мосту должны оборудоваться по концам упорами и концевыми выключателями, тележки моста должны иметь стопорные устройства для закрепления моста.

23.5 Подмости для установки копров (подкрановых мостов) должны рассчитываться с учетом собственного веса, ветровой нагрузки, инерционных сил

торможения копра (для самоходных копров) или тяговых усилий перемещения копров, усилий, возникающих при вращении копров (буровых установок).

Инерционные нагрузки должны приниматься в соответствии с указаниями раздела 7, нагрузки от вращения платформы – в соответствии с пунктом 7.13.5.

Подмости должны обладать жесткостью, гарантирующей от раскачивания копра (буровой установки) при работе. Для повышения горизонтальной жесткости следует предусматривать установку связей между балками ростверка и сваями подмостей при глубине воды более 2 м.

При опирании подмостей (подкранового моста) на шпунтовое ограждение необходимо повысить его горизонтальную жесткость путем приварки элементов верхнего яруса распорного крепления к шпунтинам и создания, таким образом, жесткого диска.

24 Вспомогательные устройства для укладки подводного бетона

24.1 В проекте вспомогательных устройств для укладки подводного бетона методом ВПТ должны быть приведены:

а) толщина слоя подводного бетона, определяемая расчетом, но не менее 1 м;

б) схема расположения бетонолитных труб;

в) конструкция бетонолитной трубы с загрузочным бункером на трубе и скользящими пробками;

г) конструкция подмостей и приспособлений для навешивания, подъема и опускания труб и размещения оборудования, а также подмости для размещения персонала;

д) конструкция устройства для подачи бетонной смеси к бункеру трубы.

Кроме того, должны быть приведены чертежи:

- при бетонировании оболочек – оборудования для промывки забоя от шлама;
- при посекционной укладке подводного бетона в сооружении большой площади – конструкции опалубки.

24.2 Количество бетонолитных труб должно назначаться из условий:

а) зоны действия соседних труб должны перекрывать друг друга на 10÷20 % радиуса действия труб;

б) расчетный радиус действия трубы r (м) должен удовлетворять условию:

$$r \le 6kJ, \qquad (24.1)$$

где k – показатель сохранения подвижности бетонной смеси в часах, не менее 0,7 ÷ 0,8 часа;

J – интенсивность бетонирования, $м^3/м^2 \cdot$ час. (Для водозащитных подушек в котлованах и опускных колодцев принимать $J \ge 0,3$ $м^3/м^2 \cdot$ час).

Места установки труб должны определяться с учетом препятствий в виде забитых свай или оболочек и указаний в проекте производства работ.

24.3 Для подачи бетонной смеси в полость оболочек и скважин должна применяться бетонолитная труба диаметром 300 мм.

Для укладки бетонной смеси в котлованы и опускные колодцы должны применяться бетонолитные трубы диаметром 200 – 300 мм в зависимости от требуемой интенсивности бетонирования: при 11 м^3/ч – 200 мм; при 17 м^3/ч – 250 мм; при 25 м^3/ч – 300 мм.

24.4 Толщина стенок труб должна быть 4 ÷ 5 мм.

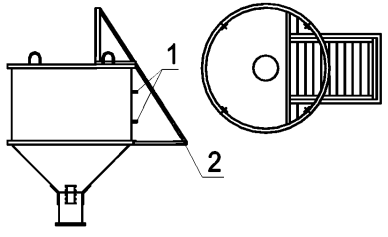
Верхняя часть трубы на высоту, равную толщине слоя бетона плюс 1 м, должна состоять из звеньев длиной 1 м. Нижний конец трубы должен быть усилен ободком толщиной 6 мм и высотой 100 мм.

Звенья труб следует соединять с помощью замковых или фланцево-болтовых соединений с уплотнительными прокладками из листовой резины или паранита толщиной 6 мм.

На верхнем конце бетонолитной трубы должен устанавливаться бункер объемом не менее 1,5 объема трубы и не менее 2 м^3 (рисунок 24.1).

Для стенок бункера должна применяться листовая сталь толщиной не менее 4 мм. Угол наклона листов нижней части бункера к горизонтали должен быть не менее 45°.

В случае если размеры и вес бетонолитной трубы ограничивают объем бункера, а также для улучшения условий подачи бетона, следует устраивать вертикально над бункером дополнительный бункер емкостью 2 ÷ 5 м^3 с затвором. Бункер можно предусматривать один на 1 ÷ 3 бетонолитные трубы.



1 – скобы; 2 – площадка и лестница

Рисунок 24.1 – Конструкция приемного бункера

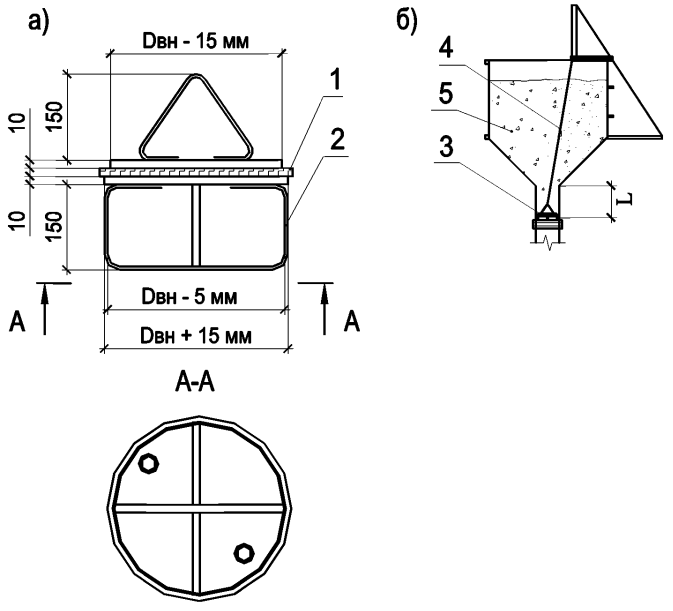
24.5 Бетонолитная труба с бункером должна быть подвешена на тросе, закрепленном к лебедке. При этом:

- общая высота подъема трубы должна быть не менее длины звена бетонолитной трубы плюс 1 м;
- грузоподъемность лебедки должна соответствовать сумме усилий от веса труб с приемным бункером, заполненными бетоном, и сил трения, возникающих при извлечении трубы из уложенного бетона.

24.6 Бетонолитные трубы, устанавливаемые в оболочках, должны снабжаться направляющими устройствами («фонарями»), расположенными друг от друга на расстоянии не менее 3 м и обеспечивающими центрирование трубы.

В верхней части каждого звена должны быть приварены скобы диаметром 25 мм для фиксации положения трубы в процессе заполнения приемного бункера.

24.7 Для предохранения бетонной смеси от воды в начальный период должны применяться скользящие пробки из мешковины, пакли, мешков с опилками, подвешиваемые к горловине бункера перед началом заполнения его бетонной смесью (рисунок 24.2).



а) – стальная пробка; б) – схема установки пробки;
1 – листовая резина; 2 – направляющие дужки; 3 – пробка;
4 – подвес пробки; 5 – бетон;
L – глубина установки пробки (не менее диаметра трубы)

Рисунок 24.2 – Стальная пробка, устанавливаемая в основании бункера при подводной укладке бетона

24.8 У приемных бункеров должны устраиваться площадки с перилами для размещения рабочих, принимающих бетон. При разности уровней затвора бадьи с бетоном и бункера более 1,5 м должны устанавливаться звеньевые хоботы.

24.9 Конструкции вышки для подвески труб и размещения механизмов, оборудования и персонала должна обеспечивать:

- заполнение бункера трубы бетонной смесью при различном их положении;
- подъем и опускание труб;
- сохранение положения труб при смене и снятии верхних звеньев;
- предохранение труб от горизонтальных смещений и перекосов во время бетонирования.

24.10 Конструкция вышки должна быть рассчитана на прочность в нагруженном состоянии, а в незагруженном – на устойчивость при действии ветровой нагрузки. При этом:

- нагрузка от веса труб и бункера с бетоном должна приниматься с динамическим коэффициентом 1,2 при весе меньше 3 т и 1,1 - при большем весе;
- усилия выдергивания бетонолитных труб из свежеуложенной бетонной смеси принимаются равными 3 F, Н (0,3 F, тс),

где F – площадь соприкасающихся поверхностей трубы и бетона, м^2.

Сечение бетонолитной трубы и конструкция стыков звеньев должны быть проверены расчетом на усилия, возникающие при подъеме из горизонтального

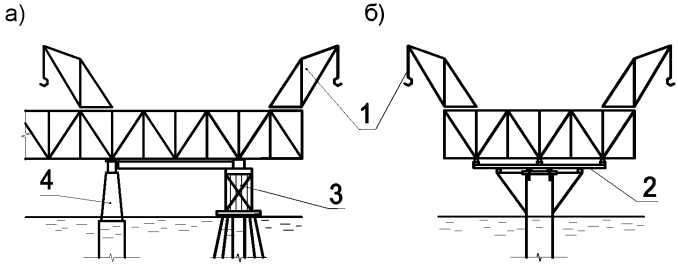
положения в вертикальное, и на нагрузки от веса бетона и усилий выдергивания в рабочем положении.

25 Сборочные подмости и промежуточные опоры для полунавесной и навесной сборки пролетных строений

25.1 Навесная сборка балочных пролетных строений осуществляется без временных опор в пролётах между капитальными опорами. Полунавесная сборка балочных пролетных строений осуществляется с опиранием собираемой конструкции на систему опорных устройств, состоящую из участков сплошных подмостей, временных промежуточных опор и капитальных опор моста.

25.2 Выбор схемы и конструкции подмостей и типа их оснований следует производить с учетом конструкции пролетного строения, принятого в проекте способа монтажа и местных условий мостового перехода (гидрогеологических, судоходных и др.).

25.3 Длину устройств для сборки базовой части пролетного строения, собираемого уравновешенно-навесным способом (рисунок 25.1), назначают из условий обеспечения его устойчивости против опрокидывания относительно крайних граней опорных устройств в процессе двусторонней навесной сборки и прочности его элементов перед опиранием собираемых консолей на постоянные или временные опоры.



а) – с опиранием на временную опору;
б) – закрепляемые за постоянную опору;
1 – сборочные краны; 2 – опорное устройство;
3 – временная опора; 4 – постоянная опора

Рисунок 25.1 – Опорные устройства для уравновешенной сборки

25.4 Количество, расположение в пролетах моста и размеры промежуточных опор для полунавесной сборки назначаются из условий:

- обеспечения устойчивости положения и прочности элементов собранной части пролетного строения в момент перед опиранием его переднего конца на последующую опору (приемную консоль);
- прочности и устойчивости положения промежуточной опоры при действии вертикальных и горизонтальных нагрузок в их невыгодном сочетании.

25.5 Опоры подмостей для сборки пролетных строений со сквозными фермами следует располагать под основными узлами ферм. Опоры подмостей для сборки пролетных строений со сплошными главными балками следует располагать в местах, согласованных с разработчиками пролетного строения.

25.6 Отметка настила подмостей должна назначаться с учетом установки под нижними поясами пролетного строения домкратов и сборочных (страховочных) клеток высотой 0,7-1,0 м, обеспечивающей удобство работ по установке соединений.

25.7 Сборочные (страховочные) клетки и домкраты для выверки строительного подъема, а также регулирования напряжений должны устанавливаться в местах, где исключена опасность потерь местной устойчивости или повреждения монтируемой и поддерживающей конструкции. В необходимых, определяемых расчетом случаях, конструкции должны быть усилены, рабочие чертежи усиления должны быть согласованы с организацией-разработчиком основной конструкции пролетного строения.

25.8 Опирание домкратов и конструкций на домкраты следует производить в соответствии с указаниями раздела 31 настоящего стандарта.

25.9 На оголовках промежуточных опор и опорных устройствах при полунавесной сборке должны быть предусмотрены распределительные ростверки с домкратными батареями и опорными (страховочными) клетками для регулирования положения монтируемого пролетного строения.

25.10 Отметка верха распределительных ростверков промежуточных опор при полунавесной сборке должна назначаться из условия обеспечения проектного положения опорных узлов пролетного строения с учетом возможных деформаций опоры и прогиба монтируемой консоли, а также связанного с ним допустимого уклона пути сборочного крана.

В случаях, когда прогиб монтируемой консоли велик, следует принимать специальные меры по опиранию конца пролетного строения на опору (монтаж в повышенном уровне, устройство столиков, аванбеков, подъемных приспособлений на конце консоли и т.п.).

Монтажные агрегаты должны быть снабжены устройствами перемещения и торможения, исключающими самопроизвольное движение по уклонам монтируемого пролетного строения (гидроцилиндры, тросовые закрепления на лебедках и др.).

25.11 При замыкании пролетных строений в пролете, собираемых уравновешенно-навесным или навесным способом, на временных и капитальных опорах следует предусматривать специальные обустройства, обеспечивающие возможность горизонтального перемещения пролетного строения в пределах, необходимых для установки элементов замыкающей панели (с учетом колебаний температуры и солнечной радиации).

25.12 В течение всего времени монтажа пролетных строений необходимо обеспечивать свободу их температурных деформаций и упругих перемещений, а при невозможности обеспечения перемещений должны быть учтены возникающие при этом усилия.

25.13 Оголовки опор и опорные устройства должны иметь рабочие площадки и ограждения, отвечающие требованиям раздела 14 настоящего стандарта.

25.14 На реках с карчеходом и в судовых ходах надстройка опор и нижний ростверк должны быть объединены для обеспечения опор от сдвига.

Для защиты одиночных стоек от повреждения при навале бревен рекомендуется устраивать защитные стенки треугольного очертания в плане.

25.15 Стойки опор должны быть связаны в неизменяемую пространственную конструкцию поперечными, продольными, а в необходимых случаях диагональными и горизонтальными связями. Отдельные опоры из плоских рам должны быть связаны с прогонами и ростверками.

25.16 Продольная устойчивость системы пролетного строения и опор должна быть обеспечена закреплением пролетного строения за капитальную опору.

Размеры опоры поперек моста назначаются из условия обеспечения поперечной устойчивости системы под действием вертикальных и горизонтальных нагрузок, с учетом ширины и конструкции поперечного сечения пролетного строения.

25.17 Конструкции опор должны быть рассчитаны на прочность и устойчивость положения при воздействии нагрузок в наиболее невыгодных их сочетаниях, согласно таблице 25.1, могущих иметь место до момента вступления в работу монтируемого пролетного строения.

25.18 Элементы оголовков промежуточных опор и подмостей рассчитываются на нагрузку:

а) передаваемую от сборочных опорных клеток (при сборке) и домкратов (при поддомкрачивании);

б) от собственного веса, а также веса людей, инструмента и мелкого оборудования на рабочих площадках оголовков.

25.19 Прогоны сборочных подмостей рассчитываются как однопролетные балки на равномерно распределенную по длине прогона нагрузку и сосредоточенные нагрузки, передающиеся через сборочные клетки (при сборке) и домкраты (при поддомкрачивании).

Равномерно распределенная нагрузка слагается: из собственного веса настила, поперечин и прогонов; веса людей, инструмента и мелкого оборудования (на тротуарах) и веса подкрановых и транспортных путей, если они располагаются на настиле подмостей.

Сосредоточенная нагрузка слагается: из веса монтируемого пролетного строения и веса рештований на нем; веса подкрановых и транспортных путей, сборочного крана и транспортных средств (с грузами), если они расположены на пролетном строении; давления поперечно направленного ветра на пролетное строение.

25.20 Величины сосредоточенных нагрузок под узлами пролетного строения определяются для двух случаев монтажа:

а) при опирании пролетного строения на сборочные клетки в предположении его разрезности в узлах (строка вторая ÷ пятая и восьмая таблицы 25.1)

б) при опирании пролетного строения на домкраты в предположении его неразрезности в узлах (строка вторая, третья и восьмая таблицы 25.1).

Таблица 25.1 – Случаи сосредоточенных нагрузок под узлами пролетного строения

№№ нагрузки по таблице 7.1	Нагрузки и воздействия	Сочетание нагрузок			
		на прочность			на устойчивость положения
		1	2	3	
1	Собственный вес опоры или опорных устройств	+	+	+	+
5	Вес монтируемого пролетного строения	+	+	–	+
1	Вес рештований, передвижных подмостей, подкрановых и транспортных	+	+	–	+
8	Вес сборочного крана: с грузом без груза	 + –	 – +	 – +	 – +
10	Вес транспортных средств с грузом	+	–	–	–
7	Вес людей, инструмента и мелкого оборудования	+	+	–	–
17	Давление поперечно направленного ветра на пролетное строение, кран и опору	–	+	+	+
12	Давление от домкратов при регулировании нагрузок между порами	–	–	+	–

Примечания

1 Вес передвижных подмостей и транспортных средств с грузом учитывается в зависимости от их наличия и не выгоднейшего положения на пролетном строении.

2 Ветер на кран, перемещающийся по проезжей части пролетного строения, учитывается на ветровую поверхность крана, не закрытую пролетным строением.

3 При расчетах устойчивости положения ветровая нагрузка принимается расчетной интенсивности: при расчетах на прочность в третьем сочетании соответствующей V=15 м/с, а во втором сочетании – расчетной интенсивности, но не выше принятой в проекте пролетного строения (для стадии монтажа).

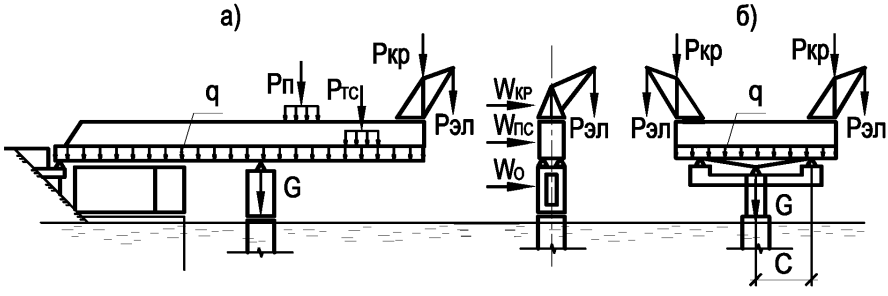
4 При необходимости учитывают температурные воздействия во всех сочетаниях.

5 В зависимости от местных условий опоры рассчитывают также на гидродинамическое воздействие воды и ледоход. Эти нагрузки в сочетании с крановой принимаются с η=0,8, а в сочетании с ветровой η=0,7.

25.21 Промежуточные опоры и опорные обустройства при полунавесной сборке рассчитываются по первому предельному состоянию на прочность и устойчивость положения в соответствии с расчетными схемами, изображенными на рисунке 25.2.

Нагрузки определяются при предельной длине консоли монтируемого пролетного строения и наиболее невыгодных положениях сборочного крана, транспортных средств и подвесных подмостей.

В случае подачи монтажных элементов сбоку от крана при определении нагрузок от крана $P_{кр}$ следует учитывать эксцентричный характер нагрузки.



а) – при полунавесной сборке; б) – при уравновешенно-навесной сборке

Рисунок 25.2 – Расчетные схемы нагрузок на промежуточные опоры и опорные устройства

На рисунке 25.2. обозначено:

q – равномерно распределенная нагрузка от веса пролетного строения, рештований, подкрановых и транспортных путей, трубопроводов, людей, инструмента и мелкого оборудования;

$P_{кр}$ – равнодействующая собственного веса крана;

$P_{эл}$ – вес наиболее тяжелого монтажного элемента (с динамическим коэффициентом) при наибольшем вылете стрелы;

$P_{тс}$ – равнодействующая веса транспортных средств с грузом (при наличии);

P_{n} – равнодействующая веса передвижных подмостей с людьми инструментом (при наличии);

G – собственный вес промежуточной опоры (опорных устройств);

$W_{кр}$, $W_{пс}$, $W_{о}$ – давление ветра соответственно на кран, пролетное строение и опору.

25.22 Вертикальные нагрузки для каждой из промежуточных опор в пролете при полунавесной сборке определяются в предположении полной разгрузки всех предыдущих промежуточных временных опор.

25.23 Вертикальные нагрузки на опорные устройства для уравновешенно-навесного монтажа пролетного строения, определяются по схеме двухконсольной балки. При этом за опорную базу балки принимается расстояние между постоянной опорной частью и опорной клеткой со стороны наиболее загруженной консоли (расстояние "С" на рисунке 25.2, б).

25.24 Давление поперечно направленного ветра на пролетное строение и кран передаются на опоры подмостей в виде горизонтальных сил W_1 ($W_{пс}$), и W_2 ($W_{кр}$), а также в виде пары вертикальных сил P_w (рисунок 25.3.).

Горизонтальные нагрузки от ветра на пролетное строение и краны передаются на опорные устройства через клетки или домкраты пропорционально приходящейся на них доле вертикальной нагрузки.

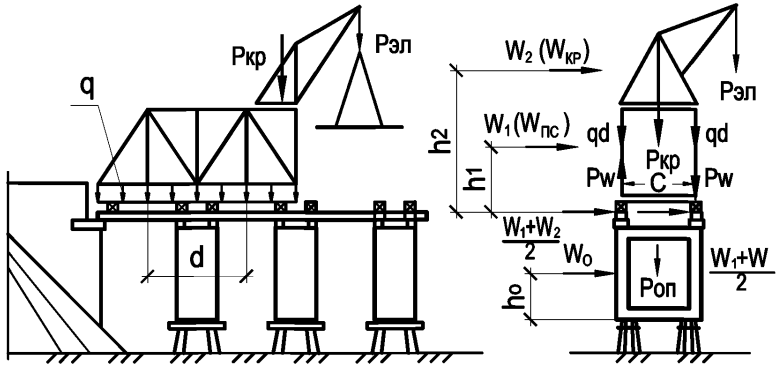


Рисунок 25.3 – Расчетная схема сборочных подмостей

25.25 Промежуточные опоры должны проверяться на устойчивость до загрузки пролетным строением и после. Устойчивость ненагруженных опор должна проверяться при действии ветровой нагрузки вдоль и поперек моста, а после загрузки только поперек (пункт 25.16).

При размещении промежуточных опор в реке или на акватории они должны проверяться также на устойчивость от действия ветра или ледохода или гидродинамического воздействия воды в незагруженном состоянии. При этом горизонтальные нагрузки принимаются с коэффициентом сочетаний $\eta = 1$.

25.26 Усилия в стойках опор должны определяться без учета работы стоек на растяжение (если конструкция сопряжений стоек с ростверками и нижнего ростверка с основанием не обеспечивает передачу растягивающих усилий).

Если по расчету в стойках оказываются растягивающие усилия, расчет повторяется с исключением растянутых стоек.

25.27 Конструкция вертикальной анкеровки от опрокидывания монтируемого пролетного строения должна предусматривать возможность компенсации горизонтальных перемещений анкеруемого конца пролетного строения.

26 Опоры для продольной надвижки пролетных строений

26.1 Монтаж пролетных строений методом продольной надвижки предусматривает сборку пролетного строения на стапеле и последующее его перемещение в проектное положение по перекаточным опорам, оборудованных устройствами скольжения или качения (разделы 28 б, в).

Стапелем именуется комплекс вспомогательных обустройств, расположенный на насыпи подхода или в одном или нескольких пролетах, и предназначенный для сборки и надвижки пролетного строения в проектное положение.

Перекаточные опоры размещаются в пределах стапеля, а также на капитальных и вспомогательных опорах.

26.2 Количество, размеры и местоположение стапелей, вспомогательных опор, а также тип и количество перекаточных опор назначаются из условий:

- прочности и устойчивости против опрокидывания надвигаемого пролетного строения в момент перед опиранием его лидерного конца или «носика» аванбека на очередную перекаточную опору;
- прочности и устойчивости против опрокидывания опоры под действием расчетных нагрузок в их невыгодном сочетании;
- возможности размещения на оголовке опоры комплекса устройств для надвижки пролетного строения в проектное положение и последующего опускания его на капитальные опорные части.

26.3 Сборочный стапель должен иметь жесткое естественное или свайное основание. При размещении стапеля на вновь отсыпаемой насыпи подхода земляные работы должны производиться заблаговременно с уплотнением грунтового основания до проектных показателей с соблюдением технологического регламента.

Сборочные опоры на стапеле должны иметь регулируемые по высоте опорные площадки, позволяющие задать при сборке проектный строительный подъем балки жесткости надвигаемого пролетного строения.

26.4 При продольной надвижке пролетных строений с прерывистыми верхними накаточными путями (например, при надвижке сквозной фермы с расположением накаточных устройств только под узлами), размеры оголовков перекаточных опор по фасаду определяются длиной нижних накаточных путей. При этом они должны обеспечивать размещение на перекаточной опоре двух смежных участков верхних накаточных путей.

26.5 На оголовках перекаточных опор должны быть предусмотрены распределительные ростверки, обеспечивающие восприятие и передачу возникающих при надвижке горизонтальных и вертикальных сил. Конструкция распределительных ростверков должна предусматривать возможность размещения на них необходимого количества устройств скольжения (качения), устройств для ограничения его боковых смещений и выправки в плане (при необходимости), а также устройств для поддомкрачивания пролетного строения.

26.6 При надвижке сквозных ферм с расположением устройств скольжения (качения) под продольными балками проезжей части, на распределительных ростверках под поясами главных ферм должны быть предусмотрены страховочные клетки с зазором не более 3 см.

26.7 Устройства скольжения (качения) в целях снижения изгибающего момента в опорах разрешается располагать эксцентрично относительно центра опор, сдвигая их вдоль моста против направления движения.

Величина эксцентриситета должна определяться расчетом прочности опоры как в момент надвижки, так и при неподвижных конструкциях, при этом следует учитывать возможность появления горизонтальных усилий, направленных против направления движения (температурных, ветровых, от расположения надвигаемой конструкции на уклоне и т.п.).

26.8 При надвижке пролетных строений полупролетами с замыканием их в пролете на оголовках опор должны предусматриваться устройства, обеспечивающие возможность перемещения (горизонтального и вертикального) полупролетов при замыкании.

26.9 Оголовки опор должны быть снабжены приспособлениями для возможности замены деталей устройств скольжения.

26.10 Отметки распределительных ростверков перекаточных опор назначаются с учетом уровня надвижки пролетного строения (проектного или повышенного), прогиба лидерного участка консоли при наезде на перекаточную опору и упругих и остаточных деформаций опор под нагрузкой.

26.11 При размере оголовка капитальной опоры, недостаточном для размещения всего комплекса оборудования перекаточной опоры осуществляется временное его уширение временной вспомогательной обстройкой. При этом должна быть предусмотрена возможность установки опорных частей после надвижки пролетного строения без демонтажа конструкций уширения.

26.12 Опоры для надвижки, обстройка капитальных опор, устройства скольжения, накаточные пути должны быть рассчитаны на воздействие нагрузок, в соответствии с таблицей 26.1.

Таблица 26.1 – Необходимые нагрузки для расчетов конструкций при надвижке

№ нагрузки по таблице 7.1	Нагрузки и воздействия	Сочетания нагрузок		
		1	2	3
1	Собственный вес перекаточной опоры	+	+	+
5	Вертикальная нагрузка от надвигаемого пролетного строения	+	+	+
14	Тяговое усилие при надвижке от сил трения	+	+	–
15	Поперечное усилие при надвижке	–	+	+
17	Давление ветра на опору вдоль надвижки	+	–	–
17	Давление ветра поперек надвижки	–	+	+

Примечания

1 В третьем сочетании принимается расчетная интенсивность ветровой нагрузки; в первом и втором – соответствующая 14 кгс/м^2 (при скорости ветра V = 15 м/с).

2 При сборке конструкций, надвигаемых полупролетами с замыканием в пролете, опоры должны рассчитываться на надвижку вдоль и поперек моста.

3 Величина горизонтального усилия от ветра на пролетное строение распределяется между опорами пропорционально вертикальным давлениям на опоры.

26.13 Дополнительно к расчетам на сочетания нагрузок, приведенных в таблице 26.1, опоры должны быть проверены на следующие нагрузки:

а) давление продольного и поперечного ветра расчетной интенсивностью на ненагруженную пролетным строением опору;

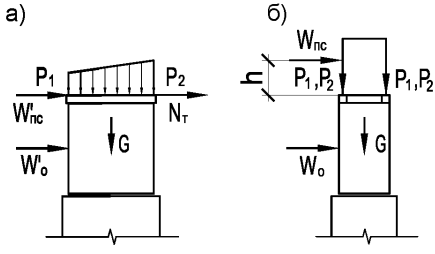
б) поперечное гидродинамическое воздействие воды и давление льда на незагруженную опору;

в) от домкратов, если в процессе надвижки предусмотрено поддомкрачивание конца консоли надвигаемого пролетного строения;

г) от пролетного строения и монтажного крана, если после надвижки пролетного строения (например, металлической балки сталежелезобетонного пролетного строения), его сборка будет продолжена в пролете с использованием перекаточных опор;

д) усилия, возникающие при выправке пролетного строения в плане, перекосе катков и непараллельности путей.

26.14 Опоры рассчитываются на прочность и устойчивость положения в продольном и поперечном направлениях в соответствии со схемами приложения нагрузок на опору, изображенными на рисунке 26.1.



а) – в продольном направлении; б) – в поперечном направлении;

Рисунок 26.1 – Схема приложения нагрузок к перекаточной опоре

P_1 и P_2 – удельные давления на накаточные устройства кН/м, (тс/м);

$W_{пс}$ и W_o – давление ветра соответственно на пролетные строения и опору, направленное поперек оси моста; $W`_{пс}$ и $W`_o$ – то же вдоль оси моста; $M_т$ – тяговое усилие; G – собственный вес опоры.

Удельные давления P1 и P2 определяются с учетом жесткости передвигаемой конструкции и накаточных устройств.

При определении усилий во втором сочетании учитывается коэффициент сочетаний η = 0.9 (к нагрузкам от поперечного ветра)

Расчеты по второму предельному состоянию при надвижке металлических пролетных строений проводятся при вычислении строительного подъема опор, а также в тех случаях, когда возможно появление осадок опор, опасных для надвигаемого пролетного строения.

26.15 Давление от металлического пролетного строения на опоры (при числе их не более двух) допускается определять исходя из предположения об абсолютной жесткости пролетного строения:

а) при опирании пролетного строения на одном участке накаточных путей (рисунок 26.2 а) по формулам:

$$\text{случай 1, } c < 3a \quad – \quad P_1 = \frac{Q}{c}\left(1 - \frac{6e}{c}\right), \quad P_2 = \frac{Q}{c}\left(1 + \frac{6e}{c}\right), \tag{26.1}$$

$$\text{случай 2, } c \geq 3a \quad – \quad P_1 = \frac{2Q}{3a}, \quad P_2 = 0, \tag{26.2}$$

б) при опирании пролетного строения на двух участках накаточного пути (рисунок 26.2 б) по формулам:

давление в любой точке накаточного пути:

$$P_x = \frac{Q}{c_1 + c_2} \pm \frac{Q \cdot e \cdot x}{J}, \tag{26.3}$$

наибольшая величина давления:

$$P_{max} = \frac{Q}{c_1 + c_2} + \frac{Q \cdot e \cdot x_{max}}{J} = \frac{Q}{c_1 + c_2} + \frac{Q \cdot e(a_2 + 0.5C_2)}{J}, \qquad (26.4)$$

В приведенных формулах и на рисунке 26.2 обозначено:

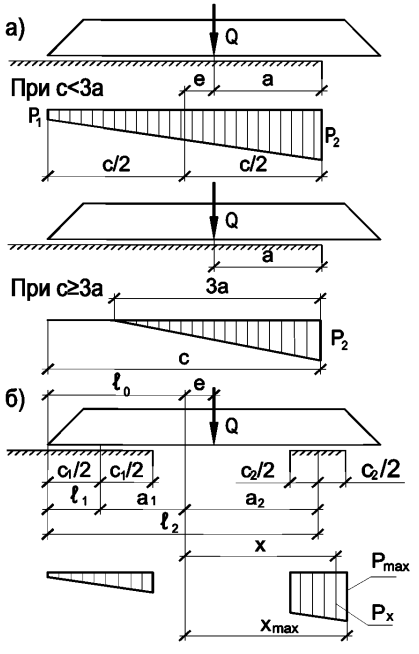
Q – вес пролетного строения и верхних накаточных путей (в центре тяжести массы), кН (тс);

P_x – удельное давление на накаточный путь, кН/м (тс/м);

C, C_1, C_2 – длина участков опирания пролетного строения на накаточный путь, м;

ℓ_o – положение общего центра всех площадок опирания, определяемое из выражения:

$$\ell_o = \frac{C_1\ell_1 + C_2\ell_2}{C_1 + C_2}, \qquad (26.5)$$



e – расстояние от центра площадок опирания до точки приложения силы Q, м;

а) – при опирании пролетного строения на одном участке накаточного пути;

б) – при опирании пролетного строения на двух участках накаточного пути

J – момент инерции площадок опирания, м

Рисунок 26.2 – Расчетные схемы нижнего накаточного пути при продольной перекатке

$$J = c_1 a_1^2 + c_2 a_2^2 + \frac{c_1^3 + c_2^3}{12}, \qquad (26.6)$$

где a_n – расстояние от центра тяжести площадок опирания до середины каждой площадки;

x– координаты точки для определения давления P_x;

x_{max} – координаты точки для определения максимального давления P_{max};

ℓ_1, ℓ_2 – координаты центров площадок опирания;

При количестве опор более двух давление на каждую опору от пролетного строения определяется с учетом его жесткости, податливости опор и взаимного смещения линии отметок накаточных путей и упругой линии сборки пролетного строения.

При продольной надвижке неразрезных пролетных строений расчет усилий следует производить на ЭВМ. При этом шаг надвижки необходимо принимать не более длины блока или шага изменения расчетных сечений. Проверка стенки на местную устойчивость обязательна.

26.16 Тяговое усилие и давление продольного и поперечного направленного на пролетное строение ветра распределяются между опорами (участками опирания) пропорционально вертикальным нагрузкам, приходящимся на опоры от надвигаемого пролетного строения:

$$N_{Тn} = \frac{N_Т Q_n}{Q}; \quad W_{Дn} = \frac{W_Д Q_n}{Q}; \quad W_{Пn} = \frac{W_п Q_n}{Q}, \qquad (26.7)$$

где $N_Т$ – полное тяговое усилие, определяемое по указанию пункта 29.5;

$N_{Тn}$ – усилие, приходящееся на n-ую опору;

$W_Д$ и $W_П$ – давление продольного и поперечного ветра на пролетное строения;

$W_{Дn}$ и $W_{Пn}$ – соответственно давление ветра, приходящееся на n-ую опору;

Q – полная вертикальная нагрузка от пролетного строения;

Q_n – вертикальная нагрузка, приходящаяся на n-ую опору. Тяговое усилие и давление ветра следует считать приложенными в уровне верха нижних накаточных путей.

26.17 Вертикальные нагрузки на опоры от веса пролетного строения и верхних накаточных путей определяется как площадь соответствующих эпюр давления, вычисленных по выше приведенным формулам.

27 Пирсы

27.1 Под пирсами понимаются опорные сооружения для размещения на них, поперечной передвижки по ним и перестановки пролетных строений с них на плавучие или капитальные опоры.

27.2 Пирсы, предназначенные для перестановки (перегрузки) пролетных строений на плавучие опоры условно именуются «береговыми», а предназначенные для перестановки (передвижки) на капитальные опоры – «речными».

27.3 «Береговые» пирсы и подмости для сборки пролетных строений, устанавливаемых на плаву, должны быть расположены, как правило, с низовой стороны моста и на расстоянии, обеспечивающем свободный вывод, перемещение плавучей системы вдоль моста, разворот и введение ее в пролет.

Пирсы для выкатки пролетных строений на плавучие опоры следует располагать под опорными узлами перпендикулярно продольной оси сборочных подмостей.

27.4 Длина «береговых» пирсов должна обеспечивать возможность заводки между ними плавучих опор для снятия с пирсов пролетных строений при рабочем

горизонте воды с учетом его колебания и запасом глубины под днищем плавучих опор не менее установленного в пункте 32.2.

В целях сокращения длины пирсов и для защиты их от воздействия льда следует устраивать углубление русла (ковш). Уклон подводной части откосов ковша следует принимать в зависимости от грунта в пределах 1:3÷1:5.

27.5 При значительной высоте моста или длине перекатки (на мелководье) береговые пирсы следует сооружать в низком уровне. Перекатку пролетных строений в этом случае производят:

а) в проектном уровне на специальных перекаточных опорах, являющихся концевыми частями сборочных подмостей;

б) в низком уровне на тележках (катках) или специальными передвижными подъемниками. Подъемка пролетных строений с тележек в уровень перевозки на плаву осуществляется подъемниками, сооружаемыми в конце пирсов.

27.6 «Речные» пирсы для перекатки на опоры пролетных строений, смонтированных в пролете параллельно оси моста, следует располагать под опорными узлами пролетных строений, как правило, с низовой стороны от капитальных опор. Сопряжение пирсов с капитальными опорами должно обеспечивать плавный переход катков или тележек с пирса на опору, для чего пирсам должен быть придан строительный подъем, компенсирующий их деформации под нагрузкой.

На суходоле «речные» пирсы могут располагаться под промежуточными узлами пролетных строений. В этом случае передвинутое по пирсам на проектную ось пролетное строение, переставляется на капитальные опоры с помощью домкратов.

27.7 Конструкция пирса может предусматривать размещение накаточного пути под один конец пролетного строения – одиночный пирс, или под концы пролетных строений двух смежных пролетов – совмещенный пирс.

27.8 Поперечные размеры пирсов определяются количеством накаточных путей (одиночный или совмещенный пирс) и условиями обеспечения их поперечной устойчивости под действием вертикальных и горизонтальных нагрузок.

Отметка верха пирсов назначается с учетом конструкции накаточного пути, перекаточных и подъемных устройств, упругих деформаций конструкций пирсов и накаточных путей и должна быть увязана с отметкой сборочных подмостей и отметками установки пролетных строений на плавучих или капитальных опорах.

27.9 Конструкция пирсов должна предусматривать возможность установки на них домкратов для поддомкрачивания пролетного строения при установке его на накаточном пути и снятия с него.

Пирсы в уровне накаточных путей должны иметь рабочий настил и тротуары, отвечающие требованиям раздела 14 настоящего стандарта.

27.10 Пирсы, накаточные пути и устройства должны быть рассчитаны на прочность и устойчивость положения в продольном и поперечном направлениях в соответствии со схемами приложения нагрузок, изображенными на рисунке 27.1 в сочетаниях, приведенных в таблице 27.1.

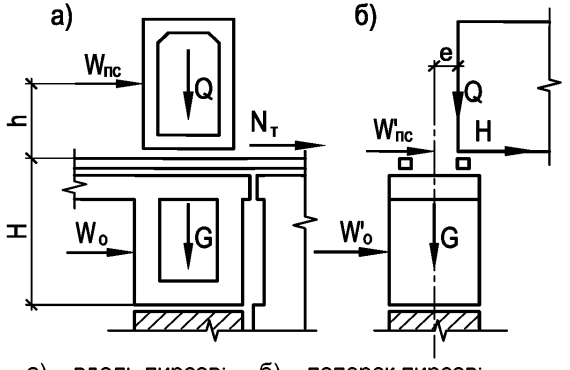
Дополнительно к сочетаниям нагрузок, приведенным в таблице 27.1 пирсы должны быть проверены на:

а) давление поперечно направленного ветра расчетной интенсивности при отсутствии на них пролетного строения;

б) нагрузки от домкратов в местах поддомкрачивания пролетного строения при установке его на накаточные устройства и снятии их.

27.11 Давление Q от веса пролетного строения на нижний накаточный путь разрешается принимать равномерно распределенным по длине верхних накаточных путей при симметричном относительно середины пролетного строения их расположении.

В поперечном направлении давление W прикладывается на одиночные пирсы центрально, а на совмещенные с эксцентриситетом e (рисунок 27.1).



а) – вдоль пирсов; б) – поперек пирсов;

Рисунок 27.1 – Схемы приложения нагрузок к пирсам

где Q – нагрузка от перекатываемого пролетного строения;

$N_т$ – тяговое усилие;

G – собственный вес рассчитываемых элементов пирса;

$W_{пс}$, W_o – давление ветра соответственно на пролетное строение и опору вдоль перекатки;

$W'_{пс}$, W'_o – то же поперек перекатки.

27.12 Давление на накаточный путь P_x, Н/м (тс/м) от воздействия на пролетное строение ветра (рисунок 27.2) вдоль перекатки допускается определять по методу внецентренного сжатия по формуле:

$$P_x = m\left(\frac{Q}{c_1 - c_2} \pm \frac{12W_{пс}}{c_1^3 - c_2^3} h_x\right), \qquad (27.1)$$

где Q, $W_{пс}$ – приходящиеся на пирс нагрузки от пролетного строения и давления ветра;

h – возвышение центра ветрового давления над верхом нижних накаточных путей;

m – коэффициент условий работы, принимаемый m=1,1 при c_2=0;

m=1,0 при $c_2 \neq 0$.

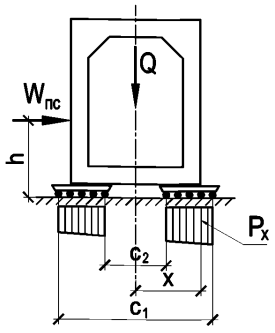


Рисунок 27.2 – Расчетная схема давления на накаточный путь

Таблица 27.1 – Сочетание нагрузок для расчетов пирсов

№№ нагрузки по таблице 7.1	Нагрузки и воздействия	Сочетания нагрузок			
		1	2	3	4
1	Собственный вес рассчитываемых элементов пирсов	+	+	+	+
5	Вертикальные нагрузки от перекатываемого пролетного строения	+	+	+	+
14	Тяговое усилие от сил трения при перемещении пролетного строения	+	–	+	–
15	Поперечная сила при перемещении пролетного строения	–	–	+	–
17	Ветер на пролетное строение и пирс вдоль перекатки	+	+	–	–
17	Ветер на пролетное строение и пирсы поперек перекатки	–	–	+	+

Примечание – величина ветровой нагрузки в сочетаниях 1 и 3 принимается соответствующей давлению 135 Па (13,8 кгс/м^2) при скорости ветра V=15 м/с, в остальных сочетаниях – расчетной интенсивности.

27.13 Тяговое усилие N, давление ветра на пролетное строение вдоль перекатки $W_{пс}$ и воздействие от перекоса катков H прикладываются в уровне верха нижних накаточных путей.

Распределение между опорами пирса тягового усилия и нагрузки от ветра на пролетное строение вдоль перекатки принимаются:

- при длине пирса 50 м и менее (при любой величине пролета в пирсах) - равномерно между всеми опорами;
- при большей длине пирса - равномерно между опорами на длине 50 м.

27.14 При расчете элементов опор и прогонов (ферм) пирсов расчетные сопротивления материалов делятся на коэффициент надежности по назначению γ_n=1,05. Прогибы прогонов (ферм) пирсов от временной нагрузки не должны превышать 1/300 пролета прогона.

28 Накаточные пути и устройства скольжения (качения)

28.1 Общие требования

28.1.1 Устройства скольжения, накаточные пути, перекаточные устройства, тяговые и тормозные средства, применяемые при надвижке (перекатке) пролетных строений, должны обеспечивать плавное, без рывков и перекосов движение перемещаемых конструкций, надежность их закрепления и безопасность работы.

28.1.2 Конструкция устройств скольжения и накаточных путей должна обеспечивать:

- возможность поворота опорных сечений пролетных строений;
- исключение смещения надвигаемой конструкции поперек направления надвижки;
- возможность контролирования деформаций конструкций накаточных опор.

Конструкция устройств должна исключать появление в пролетном строении недопустимых напряжений и должна обеспечивать местную устойчивость элементов пролетного строения.

28.1.3 Во всех случаях верхний накаточный путь (прерывистый и непрерывный) должен быть прямолинейным в горизонтальной и вертикальной плоскостях. Прямолинейность накаточного пути в вертикальной плоскости следует обеспечивать применением поперечин переменной высоты и их прирубкой к поясам ферм (продольных балок) или применением металлических распределительных прокладок переменной высоты.

28.1.4 Конструкция накаточных путей (устройств скольжения) должна обеспечивать возможность размещения домкратов для установки пролетного строения на накаточные пути и опорные части и возможной замены деталей устройств скольжения.

28.1.5 Нижние накаточные пути на насыпи подходов должны быть уложены на щебеночный или крупнозернистый песчаный балласт, толщина которого под подошвой шпалы должна быть не менее 25 см.

Шаг шпал в зависимости от погонной нагрузки на накаточный путь принимается равным:

- при давлении до 600 кН/м (60 тс/м) – 0,7 м;
- от 600 кН/м (60 тс/м) до 1000 кН/м (100 тс/м) – 0,5 м;
- более 1000 кН/м(100 тс/м) – сплошная выкладка из шпал или железобетонная плита.

28.1.6 Профиль накаточного пути, включая сборочный стапель, следует, как правило, устраивать в соответствии с проектным профилем пролетного строения. Изменение указанного профиля на стапеле должно быть обосновано расчетом пролетного строения на всех стадиях надвижки.

Уклон накаточных путей в сторону надвижки не должен превышать половину минимального значения коэффициента трения элементов скольжения в перекаточных устройствах.

28.1.7 Нижние накаточные пути (устройства скольжения) на оголовках опор должны обеспечивать восприятие ими горизонтальных сил, возникающих при надвижке (перекатке) пролетных строений.

28.1.8 Опирание на накаточные пути берегового конца пролетного строения, надвигаемого с плавучей опорой, должно осуществляться с помощью специальной балансирной каретки, обеспечивающей равномерную передачу нагрузок независимо от вертикальных перемещений плавучей опоры.

28.1.9 В расчетах реакций и удельных давлений на накаточные устройства следует учитывать возможную перегрузку балок пролетного строения в поперечном направлении, поэтому накаточные пути, устройства скольжения и пролетные строения должны быть рассчитаны на наибольшие величины давления. В необходимых случаях предусматривать поперечную балансировку накаточных устройств, а также накаточные устройства устанавливать на датчики для контроля фактических величин давления.

Накаточные пути и устройства скольжения должны быть рассчитаны на наибольшие величины расчетных удельных давлений.

При продольной надвижке пролетных строений по насыпи подходов или перекаточным опорам величины удельных давлений на перекаточные устройства принимаются по огибающим эпюрам давлений, определяемым в соответствии с указаниями пунктов 26.12÷26.15, для различных участков накаточного пути и стадий надвижки.

При поперечной передвижке пролетных строений величины удельных давлений определяются по указаниям пунктов 27.11 и 27.12.

28.2 Устройства скольжения

28.2.1 Для надвижки пролетных строений, в зависимости от конкретных условий, применяются следующие виды устройств скольжения с применением антифрикционных полимерных прокладок:

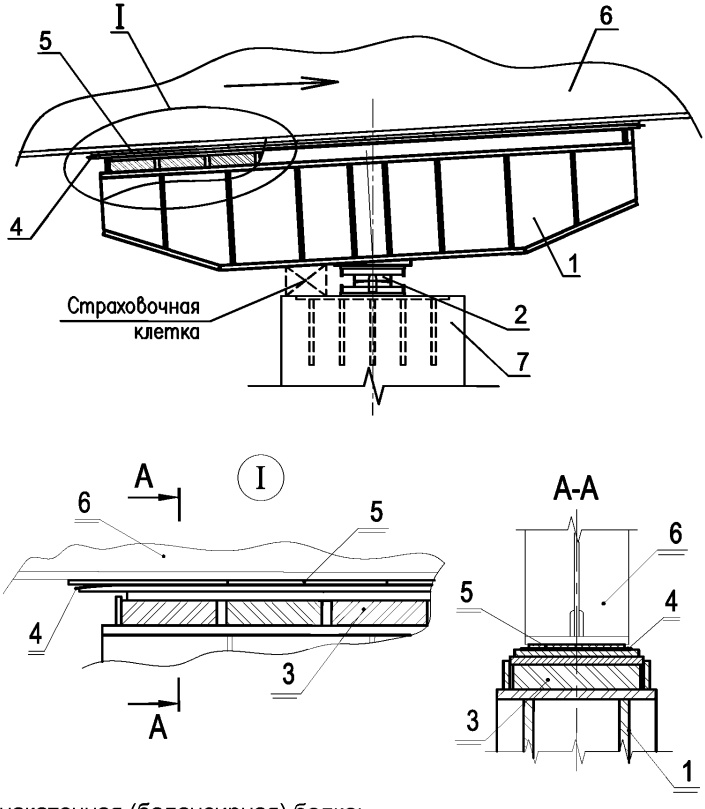
- устройства скольжения непрерывного действия (рисунок 28.1), когда пролетное строение надвигается на значительную часть длины без остановок и поддомкрачивания;
- устройства скольжения и циклического действия (рисунок 28.2), когда пролетное строение периодически приподнимается при помощи домкратов для изменения положения кареток и контртел.

28.2.2 Антифрикционные прокладки для устройств скольжения изготавливают из фторопласта – 4 марки А или Б незакаленного по ГОСТ 10007 или полиэтилена ВП (высокой плотности, например, полиэтилена марок 20206-002, 20306-005, 20406-007, 203-03, 203-18) по ГОСТ 16338, высокомолекулярного полиэтилена, нафтленовой ткани или применяют готовые карточки скольжения с покрытием тефлоном.

Размер прокладок в плане назначается исходя из расчетного сопротивления смятию прокладок скольжения, но не менее 20·20 см.

28.2.3 Элементы, по которым перемещается антифрикционная прокладка (контртела) изготавливают из: полированных листов нержавеющей стали с шероховатостью $R_{a\,0,10}$ по ГОСТ 2789 в состоянии поставки.

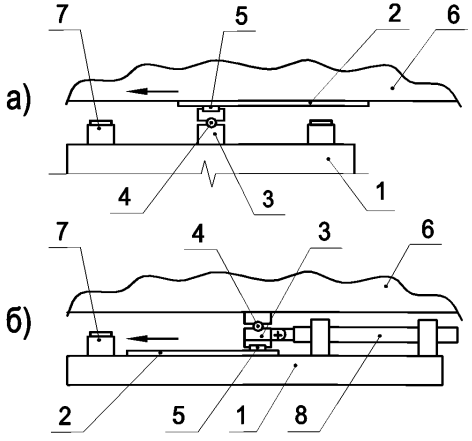
28.2.4 Полированный лист (контртело) на длине пути скольжения (накаточной балки) должен быть непрерывен, стыкование листа не допускается. По концам полированного листа следует устраивать уклоны спереди и сзади по ходу надвижки.



1 – накаточная (балансирная) балка;
2 – опорная часть (шарнир);
3 – резиновая прокладка;
4 – контртело (стальной полированный лист);
5 – полимерные прокладки (карточки скольжения);
6 – надвигаемое пролетное строение;
7 – подферменник опоры

Рисунок 28.1 – Устройства скольжения непрерывного действия

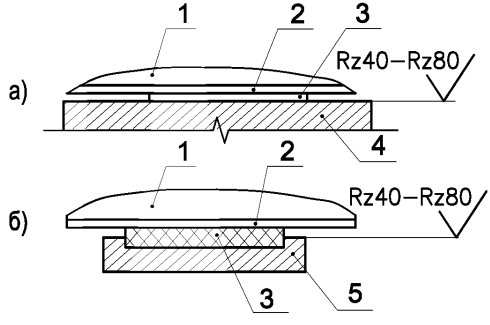
28.2.5 В схемах, изображенных на рисунках 28.1 и 28.2, рекомендуются при положительных температурах номинальные осевые давления для фторопласта-4 до 15 МПа (150 кгс/см^2), для полиэтилена ВП – до 15 МПа (150 кгс/см^2), а при отрицательных температурах соответственно до 20 и 30 МПа (200 и 300 кгс/см^2). На нафтленовую ткань давление не должно превышать 30 МПа (300 кгс/см^2), на карточки скольжения с тефлоном – по данным поставщика.



а) – с переставным контртелом;
1 – опорная поверхность пути скольжения;
2 – контртело;
3 – каретка;
4 – шарнир;
б) – с переставной кареткой;
5 – полимерная прокладка;
6 – надвигаемая конструкция;
7 – домкрат для подъемки;
8 – домкрат для надвижки

Рисунок 28.2 – Устройства скольжения циклического действия

28.2.6 Прокладки в устройствах скольжения располагают свободно на стальном листе, поверхность которого должна иметь шероховатость $R_{z40} \div R_{z80}$ (рисунок 28.3 а), или закрепляют в обойму (рисунок 28.3 б) с шероховатостью дна $R_{z40} \div R_{z80}$ по ГОСТ 2789, или закрепляют на фанерных карточках (при применении нафтленовой ткани).



а – свободно опирающихся на шероховатую поверхность;
б – заключенных в обойму;
1 – надвигаемая конструкция;
2 – контртело;
3 – полимерная прокладка;
4 – опорная поверхность;
5 – обойма

Рисунок 28.3 – Расположение в устройствах антифрикционных прокладок

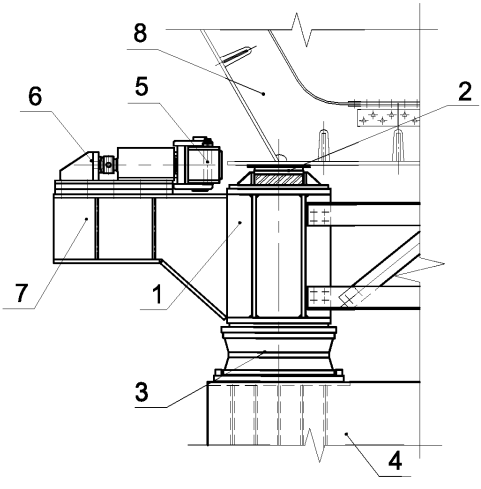
28.2.7 При свободном расположении прокладок рекомендуется принимать толщину прокладки 2÷5 мм, при расположении в обойме 4÷20 мм. Листы фторопласта следует укладывать в обойме на резиновую и стальную прокладки. При

этом из обоймы может выступать до половины толщины прокладки, но не менее 2÷3 мм.

28.2.8 При надвижке пролетных строений уклон плоскости скольжения устройств скольжения на каждой опоре должен быть равен уклону пролетного строения на этой опоре.

28.2.9 Для уменьшения коэффициента трения при надвижке пролетных строений на контакте скольжения следует применять силиконовую смазку.

28.2.10 Для обеспечения проектного положения пролетных строений в плане при надвижке их по полимерным устройствам скольжения следует предусматривать специальные направляющие устройства (рисунок 28.4), рассчитанные на восприятие бокового усилия при надвижке.



1 – балансирная балка накаточного устройства; 2 – устройство скольжения;
3 – опорная часть балансирной балки; 4 – ж.б. подферменник опоры;
5 – направляющие ролики; 6 – винтовой домкрат;
7 – опорная конструкция направляющего устройства;
8 – надвигаемое пролетное строение

Рисунок 28.4 – Специальное направляющее устройство

28.2.10.1 Величина бокового усилия принимается равной сумме нагрузок от давления ветра рабочего состояния (V=15 м/с) в сочетании с усилиями от бокового смещения надвигаемой конструкции (по пункту 7.3.11) или на полное расчетное ветровое усилие для зоны строительства.

28.2.10.2 Боковые устройства должны быть также рассчитаны на разность усилия от давления ветра расчетной интенсивности поперек надвижки и горизонтального усилия в устройствах скольжения (третье сочетание нагрузок, таблица 27.1).

28.2.10.3 Механизм изменения зазора в направляющем устройстве рассчитывается на усилие бокового смещения надвигаемой конструкции.

28.2.10.4 Направляющие устройства, обеспечивающие правильное положение надвигаемой конструкции в плане, должны устанавливаться попарно на всех перекаточных опорах. При этом расстояние между роликами (упорами)

направляющих устройств при их максимальной раздвижке должно быть не более чем на 30 мм больше габарита надвигаемой конструкции с учетом допусков на изготовление и монтаж.

28.2.10.5 При применении полимерных устройств скольжения надвигаемую конструкцию необходимо заземлять на всех стадиях сборки и надвижки.

28.3 Накаточные пути, тележки, каретки, катки

28.3.1 При перекатке на катках накаточные пути рекомендуется выполнять преимущественно из старогодных железнодорожных рельсов на деревянных поперечинах. Количество и тип рельсов (или балок) в накаточных путях, а также шаг поперечин определяется расчетом с учетом конструкции перекаточных устройств. Нижний накаточный путь, как правило, должен иметь на 1 рельс (балку) больше, чем верхний. Стыки рельсов следует располагать в разбежку, а рельсы соединять без зазоров и перекрывать накладками. Концы рельсов накаточных путей должны быть плавно отогнуты по радиусу не менее 50 см в сторону подошвы с уклоном до 15%: нижние – на длине не менее 1,0 м, верхние – на длине не менее 0,20 м.

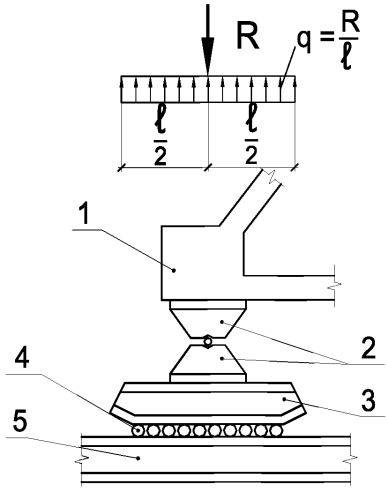
28.3.2 Рабочие поверхности накаточных путей должны быть ровными, сварные стыки и прочие выступы – зачищены. Старогодные рельсы должны иметь одинаковую высоту.

28.3.3 Конструкция крепления рельсового пути к шпалам должна обеспечивать передачу продольных усилий.

28.3.4 Верхний накаточный путь может быть как непрерывным, так и прерывистым. Прерывистый путь устраивают под узлами ферм в случаях недостаточной прочности и жесткости поясов пролетных строений, а также при надвижке их по непрерывному нижнему накаточному пути на насыпи подходов или сплошных подмостях. Допускается использование нижнего пояса балок со сплошной стенкой без накаточного пути.

28.3.5 Распределительные устройства, каретки и роликовые тележки должны обеспечивать равномерное распределение нагрузки на катки или ролики (рисунок 28.5).

28.3.6 Каретки для поперечной перекатки на катках должны быть скреплены с перекатываемой конструкцией и рассчитаны с учетом возможного бокового усилия (распора).



1 – опорный узел пролетного строения; 2 – опорные части;
3 – каретка; 4 – катки; 5 – нижний накаточный путь

Рисунок 28.5 – Балансирное опирание узла пролетного строения на накаточные пути при продольной надвижке на плаву

28.3.7 Роликовые опоры должны состоять из отдельных двух роликовых элементов, последовательно объединяемых шарнирно в группы из двух, четырех, восьми элементов.

28.3.8 Конструкция тележек для поперечной перекатки (рисунок 28.6) должна обеспечивать:

- равномерную нагрузку на все ролики тележки;
- возможность продольного перемещения одного из концов перекатываемого пролетного строения по тележке для уменьшения влияния распора, возникающего от не параллельности накаточных путей, забега тележек и от изменения длины пролетного строения при прогибах и температурных перепадах.

Тележки должны быть устойчивыми в свободном состоянии. Высота реборд колес менее 20 мм не допускается.

Тип рельса для перекаточного пути должен выбираться применительно к рекомендациям для подкрановых путей (раздел 12).

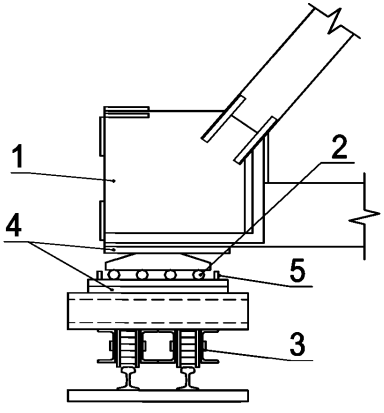
28.3.9 Катки для перекатки рекомендуется применять диаметром 80÷120 мм из твердых сталей не ниже марки Ст.5 с шероховатостью поверхности катания R_z20 (ГОСТ 2789). Катки точеные с минусовым допуском «-220мкм».

Длина катков должна быть на 20÷30 см больше ширины накаточного пути. Расстояние между катками в свету не должно быть менее 5 см.

28.3.10 Количество рельсов накаточного пути, длина накаточных кареток, диаметр катков и их количество на погонный метр пути назначаются, исходя из величин предельных нагрузок на пересечение катка с рельсом или балкой накаточного пути, принимаемых по таблице 28.2, и наибольших величин удельных давлений на накаточный путь, с учетом коэффициента надежности по нагрузке γ_f=1,25.

Таблица 28.2 – Величины предельных нагрузок для катка

Диаметр стального катка	Предельная нагрузка на одно пересечение, кН (тс)	
	с рельсом типа Р50 и тяжелее	с балкой № 55 и тяжелее
80	30(3)	75(7,5)
100	50(5)	100(10)
120	60(6)	110(11)



1 – опорный узел пролетного строения;
2 – катки;
3 – перекаточная тележка;
4 – опорные плиты тележки;
4 – ограничители положения катков

Рисунок 28.6 – Опирание узла пролетного строения при поперечной перекатке на тележках

29 Тяговые (толкающие) и тормозные устройства

29.1 Надвигаемые конструкции должны оснащаться тяговыми, тормозными и стопорными устройствами.

29.2 Тормозные устройства должны обязательно устраиваться в следующих случаях:

а) надвижка по уклону, тангенс угла которого превышает половину минимального коэффициента трения в накаточных устройствах;

б) надвижка с помощью тяговых лебедок;

в) когда ветровая нагрузка вдоль надвижки больше половины усилия от трения в устройствах скольжения.

В других случаях допускается устраивать стопорные устройства, мощность которых должна исключать произвольное перемещение надвигаемого пролетного строения от наибольшей расчетной продольной ветровой нагрузки или от уклона.

29.3 Тяговые (толкающие) устройства должны обеспечивать плавную (без рывков) надвижку конструкции:

- на устройствах скольжения - со скоростью 0,2÷0,4 м/мин, допускающей своевременную установку прокладок из антифрикционного материала

- при перекатке на катках и на роликовых каретках (тележках) – со скоростью 0,5÷1,0 м/мин.

Проектом должна быть обеспечена синхронность работы тяговых и тормозных устройств и контроль усилий, которые возникают при их работе.

Для перемещения пролетных строений применяют гидравлические домкраты или полиспасты. Возможно применение специальных тихоходных редукторных лебедок большой грузоподъемности, обеспечивающих без полиспастов необходимое тяговое усилие и допустимые скорости перемещения.

29.4 Относительно продольной оси перекатки полиспасты располагаются строго симметрично, а угол между направлением перекатки и осью полиспаста был не более 10°.

Расстояние между блоками при максимальном сближении должно быть не менее 5 диаметров роликов.

Расположение отводных роликов и лебедки должно удовлетворять условию, чтобы трос к барабану подходил снизу под углом не более 5° выше и 90° ниже горизонта.

При длине перекатки, превышающей максимальную длину полиспастов (определяемую канатоемкостью лебедки), необходимо предусматривать возможность быстрого перекрепления блоков и перепасовки полиспаста.

29.5 Тяговые и тормозные средства должны быть подобраны на суммарную нагрузку от силы трения, определяемой по указанию раздела 7, давления продольного ветра на пролетное строение в процессе его надвижки (при скорости V=15 м/с), составляющей веса, направленной вдоль плоскости надвижки (по уклону), а также гидродинамического усилия (при надвижке с помощью плавучей опоры).

Коэффициент надежности по назначению для тяговых канатов следует принимать γ_n=4,5.

В процессе надвижки конструкций тормозные средства должны находиться в слабо напряженном состоянии.

29.6 Выбор грузоподъемности лебедок производится по соотношению величин расчетного тягового усилия N_p к усилию S в сбегающем конце троса у лебедки $S = \frac{N}{K}$, где К - характеристика полиспаста по данным таблицы 29.1.

Паспортная грузоподъемность полиспастов или домкратов должна превышать величину нормативного тягового усилия не менее чем на 30%.

Диаметр роликов (отводных, полиспаста) должна приниматься равным не менее 15 диаметров троса.

Таблица 29.1 – Характеристика полиспаста К

Число рабочих нитей в полиспаспасте	Число рабочих роликов в блоках полиспастов	Значения К при отводных роликах (уточняются в зависимости от типа подшипников роликов)					
		0	1	2	3	4	5
1	0	1,00	0,96	0,92	0,88	0,85	0,82
2	1	1,96	1,88	1,81	1,73	1,65	1,60
3	2	2,88	2,76	2,65	2,55	2,44	2,35
4	3	3,77	3,62	3,47	3,33	3,20	3,07
5	4	4,62	4,44	4,26	4,09	3,92	3,77
6	5	5,43	5,21	5,00	4,80	4,61	4,43
7	6	6,21	5,96	5,72	5,49	5,27	5,06
8	1	6,97	6,69	6,42	6,17	5,92	5,68
9	8	7,69	7,38	7,09	6,80	6,53	6,27
10	9	8,38	8,04	7,72	7,41	7,12	6,83
11	10	9,04	8,68	8,33	8,00	7,68	7,37

Примечания

1 Ролик неподвижного блока, с которого сбегает конец троса, считается отводным.

2 Данные относятся к полиспастам с блоками на подшипниках трения.

29.7 При применении тянущих устройств с помощью домкратов должны применяться тяги с вытяжкой при расчетном тяговом усилии не более 10 см (предпочтительно в виде пластинчатых цепей). Рекомендуется тянущие домкраты располагать на устоях мостов, передавая нагрузку на тягу через рамку или траверсы. Рекомендуется предусматривать специальные домкраты для возврата поршней рабочих (тянущих) домкратов в исходное положение.

29.8 При продольной надвижке стальных и сталежелезобетонных балочных пролетных строений допускается использование тяговых (тормозных) устройств в виде парных гидроцилиндров с ходом штока до 200 см, оборудованных на концах клещевыми гидрозахватами. При такой схеме приложение тягового (тормозного) усилия осуществляется за края (свесы) нижнего пояса, которые для надежного захвата, должны быть по ширине не менее 90 мм. Неподвижный конец гидроцилиндров должен закрепляться на стапеле, на капитальной опоре, либо на вспомогательной опоре, а в в расчет каждой из перечисленных конструкций необходимо ввести максимально возможные усилия от действия тяговых (тормозных) устройств.

29.9 При надвижке пролетных строений с помощью домкратов, упираемых в хвостовую часть пролетного строения, рекомендуется устраивать передвижные упоры и съемные вставки, устанавливаемые между домкратами и торцом пролетного строения.

При сплошных нижних накаточных путях, закрепленных от смещения, рекомендуется применять перемещающиеся домкраты с зажимами (типа гидропередвижчика).

Для повышения трения между упорными плитами гидродомкрата и накаточным путем следует укладывать стальные прокладки с насеченной и закаленной поверхностью.

29.10 Домкраты должны располагаться строго симметрично относительно оси надвижки и объединяться в общую батарею.

Не рекомендуется толкание пролетного строения одним домкратом.

29.11 При надвижке в период, когда температура наружного воздуха ниже минус 40°С, должны применяться механизмы (лебедки, домкраты), отвечающие общим техническим требованиям ГОСТ 15150.

30 Аванбеки, арьербеки, шпренгели, приемные консоли

30.1 При надвижке пролетного строения с применением аванбека длина последнего должна назначаться из условия обеспечения прочности и устойчивости против опрокидывания надвигаемой системы (аванбека с пролетным строением) в момент перед опиранием аванбека на следующую перекаточную опору.

30.2 При надвижке неразрезных пролетных строений длина аванбека и его жесткость должны назначаться из условия обеспечения прочности, устойчивости элементов пролетного строения с минимально возможными усилиями в надвигаемом пролетном строении.

30.3 Конец аванбека для облегчения его накатывания на опору следует выполнять с плавным подъемом кверху на величину максимального прогиба консольной части от собственного веса.

30.4 При больших прогибах пролетных строений на переднем конце аванбека закрепляются устройства для выборки прогиба. Ход этих устройств назначается на 15% больше максимального прогиба при надвижке, определяемого по расчету на нормативные нагрузки.

30.5 Оптимальная длина аванбека составляет 0,6÷0,7 максимального расстояния между накаточными опорами.

30.6 Конструкция аванбека и его крепление к пролетному строению должны быть рассчитаны для следующих трех положений:

а) нахождение аванбека на весу, когда он работает как консоль;

б) поддомкрачивание переднего конца аванбека;

в) опирание аванбека в любом из его промежуточных сечений.

30.7 При надвижке пролетного строения со шпренгелем рекомендуется устраивать короткий аванбек для приема конца пролетного строения на очередной опоре.

30.8 Конструкция шпренгеля должна обеспечивать возможность регулирования прогиба консоли пролетного строения при его наезде на перекаточные опоры. Как правило это осуществляется путем поддомкрачивания стойки шпренгеля. При этом в проекте должны быть указаны способы непосредственного измерения усилий в шпренгеле и стойке на всех стадиях надвижки.

30.9 Приемные консоли должны быть рассчитаны на воздействие нагрузок, приведенных в таблице 31.1 в наиболее невыгодном их сочетании и положении.

Усилия, передаваемые приемными консолями на перекаточную опору, не должны превышать усилий, воспринимаемых этой опорой. При этом, в случае размещения приемных консолей на капитальной опоре необходимо производить проверку данной опоры (включая основание) на монтажные нагрузки.

Приемные консоли на капитальных опорах проектируются с учетом возможности их демонтажа после окончания работ под смонтированным пролетным строением.

30.10 При расположении сборочного стапеля со стапельными перекаточными опорами и тяговыми (тормозными) устройствами на подходной насыпи или в соседнем пролете, в целях обеспечения прочности и устойчивости от опрокидывания на последних стадиях надвижки, пролетное строение рекомендуется оснащать арьербеком. При использовании тяговых (тормозных) устройств с клещевыми гидрозахватами, конструкция арьербека должна, по возможности, обеспечивать их совместную работу в штатном режиме, без дополнительного переустройства.

31 Устройства для подъемки и опускания пролетных строений

31.1 Конструкция неподвижных средств подъемки и опускания (домкратных установок, подъемников, мачт и других устройств или приспособлений, которые предусмотрены ОСТ 36-128-85 [22]), должна обеспечивать:

а) устойчивость от сдвига и опрокидывания пролетного строения при подъемке и опускании на всех этапах работ;

б) необходимые горизонтальные перемещения узлов опирания пролетного строения (в том числе от температурных воздействий);

в) необходимые закрепления пролетного строения на всех этапах подъемники (опускания);

г) удобство и безопасность обслуживания.

31.2 Подвешивание пролетных строений к полиспастам должно осуществляться по статически определимой схеме, исключающей перегрузку полиспастов, полиспастных групп, узлов их прикрепления и элементов пролетных строений.

31.3 При подъемке одного конца пролетного строения конструкция опирания второго конца должна представлять собой неподвижный шарнир, воспринимающий при повороте пролетного строения возникающие при этом горизонтальные усилия. Конструкция узла опирания поднимаемого конца должна обеспечивать вертикальную передачу нагрузки на домкраты, возможность поворота и беспрепятственного горизонтального перемещения поднимаемого конца конструкции в пределах величин, определенных геометрическими расчетами. Порядок работ при подъемке (опускании) регламентируются главой СП 46.13330 «Мосты и трубы». Перекос пролетного строения при подъемке на домкратах (взаимное превышение узлов) не должен превышать 0,005 расстояния между узлами опирания при подъеме на домкратах и 0,01 – на полиспастах.

31.4 При подъемке и опускании пролетных строений на домкратах и металлических песочницах должны быть приняты конструктивные решения, обеспечивающие устойчивость домкратов (песочниц), домкратных и страховочных клеток, восприятие устройствами горизонтальных нагрузок от ветра и свободу деформаций от температурных воздействий.

31.5 Песочницы должны быть цилиндрической формы. Конструкция песочниц должна допускать их демонтаж в процессе опускания пролетного строения. Соединения элементов корпуса песочниц должны быть плотными и не допускать высыпания песка под нагрузкой.

Применяемый в песочницах песок должен быть чистым, сухим и просеянным на сите с ячейками 1÷1,2 мм.

Давление на песок в песочницах не должно превышать 50 кгс/см^2.

Песочницы должны быть защищены от попадания в них воды и снега.

31.6 При проектировании песочниц должны быть выполнены расчеты:

а) поршня – на прочность при действии сосредоточенной нагрузки сверху и равномерно распределенного давления по плоскости опирания на песок;

б) основания песочницы – на равномерно распределенную нагрузку по площади песчаного заполнения;

в) боковых стенок песочниц – на вертикальное и боковое давление. Величина вертикальной нагрузки принимается равной весу опускаемого груза.

Величина бокового давления σ_n принимается равной

$$\sigma_n = \xi\sigma_v, \qquad (31.1)$$

где σ_v – вертикальные напряжения в песке (от внешней нагрузки и веса столба песка);

ξ – коэффициент бокового давления, равный 0,4 для песочниц с выборкой песка сверху и 1,0 – для песочниц с выпуском песка через нижние отверстия.

Сечение цилиндрических песочниц допускается проверять на прочность в предположении равномерного давления изнутри по периметру окружности. Усилие N, Н/см (кгс/см) радиального сечения принимается равным:

$$N = \frac{\sigma_n d}{2}, \qquad (31.2)$$

где d – диаметр песочницы, см.

31.7 Подъемка пролетных строений на клетках домкратами принимается, как правило, при высоте клеток не свыше 2 м. Материал, размеры домкратных и страховочных клеток и взаимное соединение элементов клеток должны обеспечивать прочность клеток, устойчивость от сдвига и опрокидывания и необходимое расчетное распределение нагрузки на основание.

Опускание пролетных строений на высоту более 600 мм производить на металлических клетках.

Деревянные брусья клеток должны быть соединены скобами, а металлические – болтами или сваркой. Подъемка (опускание) пролетных строений без установки надежных страховочных клеток не допускается.

31.8 Опирание домкратов на основание (деревянное, металлическое, бетонное, железобетонное) следует производить через металлический пакет, обеспечивающий распределение нагрузки, надежность работы основания и его соединений. При этом над домкратом, а также под металлическими пакетами на основании (кроме деревянного пакета) следует укладывать фанерные прокладки.

Опирание пролетных строений на домкраты допускается только через распределительную плиту или распределительные пакеты. На домкраты во всех случаях должны быть уложены фанерные прокладки. Применение прокладок из досок не допускается. Фанерные прокладки должны укладываться также между металлическими листам, устанавливаемыми в дополнение металлическим распределительным пакетам.

Указанные требования распространяются и на устройство страховочных клеток.

31.9 Домкратные установки для подъемки (опускания) пролетных строений должны иметь, как правило, приводные гидронасосы для питания и централизованное управление, позволяющее регулировать режим работы каждого или группы домкратов.

Домкратные установки, а также отдельно стоящие домкраты должны быть снабжены опломбированными манометрами и страховочными приспособлениями в виде стопорных гаек или набора полуколец (помимо клеток), что должно быть оговорено в проекте.

В процессе подъема или опускания разрезное пролетное строение должно всегда опираться не менее чем в четырех точках.

31.10 В рабочих чертежах устройств для подъемки (опускания) пролетного строения должны быть указаны средства и способы контроля его положения по отметкам и в плане, а в необходимых случаях – приборы по определению напряжений и прогибов.

31.11 Нагрузки и их сочетания для расчета подъемных устройств принимаются по таблице 31.1.

Таблица 31.1 – Сочетания нагрузок для расчета подъемных устройств

№№ нагрузки по таблице 7.1	Нагрузки и воздействия	Сочетания нагрузок	
		1	2
1	Собственный вес устройств	+	+
5	Вес пролетного строения	+	+
12	Усилия в домкратах	–	+
17	Давление продольного или поперечного ветра	+	+

Примечание – в первом сочетании пролетное строение установлено на страховочных клетках (или на шарнирах подъемников), учитывается ветер не рабочего состояния, поршни домкратов спущены. Второе сочетание – рабочий случай подъемки (опускания) и ветер рабочего состояния не более 14 кгс/м² (менее 15 м/сек).

31.12 Грузоподъемность домкратов и лебедок должна превышать не менее чем на 30% приходящуюся, на них нормативную нагрузку с учетом перегруза от ветра скоростью 15 м/с (при η=0,8).

Коэффициент надежности по назначению в стальных канатах подъемных устройств следует принимать γ_n = 4,5.

31.13 Элементы обстройки и распределительных конструкций, непосредственно воспринимающие нагрузку от подъемных средств, и узлы подвеса или опирания поднимаемого пролетного строения должны быть рассчитаны на восприятие сосредоточенной опорной реакции, увеличенной на 30%.

Установка домкратов может производиться только в местах, предусмотренных проектом с учетом указаний пункта 25.7.

31.14 При необходимости опирания пролетного строения на три и более опоры (неразрезная схема с несколькими пролетами) в процессе его опускания (подъемки), в проекте должен быть строго определен порядок работ, учитывающий возникающие усилия и деформации с учетом требований, изложенных в соответствующих разделах настоящего СТО.

При этом на опорных клетках необходимо предусматривать временные опорные части (подвижные и неподвижные), шарнирные опирания для поворота пролетного строения, клиновые прокладки для компенсации уклонов на клетках и другие устройства, обеспечивающие надежность и безопасность выполнения работ.

32 Плавучие опоры и устройства для их перемещения

32.1 Проектирование плавучих опор для перевозки пролетных строений надлежит производить с учетом данных о режиме реки в районе перевозки (глубина воды на путях перемещения плавучей системы, скорость и направление течения, высота волн при различных скоростях и направлениях ветра, отметка уровня воды в период перевозки вероятностью повышения и понижения 10%, сроки ледостава, образование размывов и отмелей), режиме судоходства и лесосплава, преимущественном направлении и скорости ветра (роза ветров) и температурном режиме.

32.2 Размеры и водоизмещение плашкоутов (барж) плавучих опор и их взаимное расположение должны приниматься, исходя из условия обеспечения необходимой грузоподъемности и остойчивости в продольном и поперечном направлениях, как отдельных плавучих опор, так и плавучей системы в целом, определяемых по указанию пунктов 32.20. и 32.22. При этом должны быть соблюдены зазоры между бортами плавучих опор и пирсами, а также постоянными опорами не менее 0,5 м при выводе плавучей системы из ковша и 1 м при установке ее в пролете.

Запас глубины воды под днищем плавучих опор должен быть не менее 0,2 м с учетом возможного колебания горизонта воды в районе перевозки, определяемого в соответствии с указаниями пункта 32.1 с учетом (при необходимости) габаритных размеров железобетонных якорей – присосов, если плашкоут (баржа) проходит над ними.

32.3 Плашкоуты плавучих опор следует, как правило, комплектовать из инвентарных металлических понтонов закрытого типа, допускающих балластировку через донные отверстия, а сброс водного балласта – подачей воздуха в балластируемые понтоны.

Разрешается использование металлических палубных барж при достаточной прочности и жесткости их корпуса на действие возникающих в процессе перевозки сил. В необходимых (определяемых расчетом) случаях корпус барж следует усилять.

При устройстве плавучей опоры из нескольких барж (плашкоутов) последние должны быть жестко соединены между собой в плане.

32.4 Плашкоуты плавучих опор из понтонов следует принимать преимущественно прямоугольного очертания в плане, располагая понтоны симметрично относительно оси опорного давления. Понтоны типа КС

(приложение Ж) при соединении их в плашкоуты следует располагать продольной стороной в направлении действия наибольшего изгибающего момента.

Объединение понтонов типа КС в плашкоуты допускается при высоте борта как 1,80 м, так и 3,60 м. Последнее рекомендуется при наличии (обеспечении) достаточных глубин воды на путях перемещения плавучей системы и обеспечении остойчивости плавучей опоры (системы).

32.5 При использовании в плавучих опорах барж следует руководствоваться их паспортными данными и исполнительными чертежами, с учетом результатов натурного обследования их состояния. Баржи для плавучих опор могут быть использованы как сухогрузные, так и наливные с продольной и поперечными переборками.

При выборе барж, кроме указанного выше, следует руководствоваться следующим:

- грузоподъемность барж принимать не менее чем на 25% больше расчетной нагрузки на них;
- при образовании плавучей опоры из нескольких барж последние должны быть, как правило, однотипные и одинаковой грузоподъемности.

32.6 Плавучие опоры прямоугольного в плане очертания имеющие значительную ширину и осадку, перемещаемые при скорости течения более 1 м/с, следует оборудовать обтекателями преимущественно закрытого типа.

Плавучие опоры прямоугольного в плане очертания должны в необходимых случаях иметь в носовой и кормовой части фальшборта, продолженные на 3÷4 м вдоль бортов плашкоута.

Высота фальшборта $h_ф$ должна быть не менее:

$$h_ф = 1{,}5h_в - h_б, \qquad (32.1)$$

где $h_в$ – расчетная высота волны, возможная во время перевозки пролетных строений, вероятностью превышения 10%;

$h_б$ – высота надводного борта при наклонении плавучей системы на нос или корму от действия расчетной ветровой нагрузки.

Волновую нагрузку на фальшборты, как правило, определяют по указаниям СП 38.13330.2012.

32.7 При значительных сосредоточенных нагрузках на плавучую опору от веса перевозимого пролетного строения или его блока для распределения усилий в плашкоуте плавучей опоры рекомендуется:

а) применение металлических ферм усиления, включаемых в совместную с корпусом плашкоута работу. В этом случае усилия между плашкоутом и фермами обстройки при расчете плавучих опор должны распределяться из условия совместности деформаций.

б) создание предварительного напряжения в плавучей опоре путем придания плашкоуту обратного выгиба посредством балластировки его концевых частей, объединения обстройки с плашкоутом в единую конструкцию и последующего сбрасывания балласта.

32.8 Для восприятия горизонтальных поперечных составляющих усилий, передаваемых на плашкоуты (баржи) при буксировке, пролетное строение должно быть раскреплено тросовыми расчалками за носовую и кормовую части плашкоутов (барж). В состав этих расчалок должны быть включены натяжные устройства.

32.9 При вынужденной передаче нагрузки от веса перевозимого пролетного строения эксцентрично относительно продольной оси отдельно установленного в плавучей системе плашкоута (баржи) обстройка смежных плашкоутов (барж) должна

быть объединена соединительными фермами, установленными в средней части плавучих опор.

32.10 Обстройка плавучих опор должна распределять вес перевозимого пролетного строения в соответствии с расчетом плашкоута (баржи) на прочность корпуса как эквивалентного бруса, а также местную прочность и устойчивость набора. Обстройку плавучих опор следует, как правило, выполнять из инвентарных конструкций.

32.11 Высоту обстройки плавучих опор необходимо назначать, исходя из возможного максимального уровня воды в период перевозки, с учетом длительных и суточных колебаний его. При колебаниях воды более ± 0,2 м высоту обстройки следует регулировать съемными оголовками и балочными клетками.

32.12 Плавучие опоры должны быть оборудованы средствами для регулирования и контроля находящегося в них водного балласта, положения пролетного строения по высоте перемещения плавучей системы, раскрепления пролетного строения к постоянным опорам при заводке в пролет моста, раскрепления плавучих опор между собой и с пролетным строением и раскрепления на якорях при сильном ветре, включая при необходимости аварийные якоря и приспособления для непосредственного закрепления якорных тросов на палубах плашкоутов (барж). Конструкция указанных приспособлений должна обеспечивать быстрое и плавное торможение плавучей системы после сброса якорей.

32.13 Балластировочные средства и устройства должны обеспечивать:

а) балластировку плавучих опор в течение 1,5÷2,0 и разбалластировку течение 2,0÷2,5 часов;

б) подачу водного балласта во все балластируемые понтоны и отсеки плавучей опоры;

в) сброс водного балласта из всех без исключения понтонов и отсеков плавучей опоры. При балластировке понтонов через донные отверстия на каждом плашкоуте должен находиться резервный самовсасывающий насос для откачки воды из глухих понтонов, если они протекают;

г) безотказную подачу сжатого воздуха в понтоны для отжатия балласта в течение всего периода эксплуатации плавучей системы;

д) минимальную высоту не откачиваемого «мертвого» (остаточного) балласта, указанную в пункте 32.26.

32.14 При балластировке понтонов через донные отверстия часть понтонов, распределенных равномерно по площади плашкоута, должна быть закрыта от поступления воды через донные отверстия. Количество этих понтонов должно определяться по указаниям пункта 32.20. Остальные понтоны должны быть объединены в четыре симметрично расположенные секции, каждая из которых должна иметь обособленную воздушную разводящую сеть к пульту управления.

Конструкция пульта управления должна допускать подачу сжатого воздуха как от компрессоров, установленных на плавучей опоре, так и от береговых компрессорных станций (при наличии). В последнем случае на плавучей опоре допускается установка только рабочего и запасного компрессоров, используемых в особых случаях (при утечке воздуха из балластируемых понтонов, в случае пробоины в обшивке небалластируемых понтонов). Мощность рабочего и запасного компрессоров должна составлять не менее 15% мощности компрессоров, определенной по указаниям пункта 32.13 настоящего стандарта.

Конструкция пульта управления и воздушной разводящей сети должна допускать подачу (выпуск) сжатого воздуха:

а) одновременно во все секции;

б) только в любую секцию;

в) только в любой понтон.

Каждый понтон должен иметь отдельный кран на воздушной разводящей сети.

32.15 Порядок балластировки и разбалластировки плавучих опор устанавливается проектом и должен обеспечивать равномерное их загружение, не вызывать перенапряжения в конструкциях плавучей опоры или ее обстройки, а также обеспечивать остойчивость отдельных плавучих опор и всей плавучей системы в целом. При этом до момента приобретения плавучей системой плавучести, подача сжатого воздуха может производиться одновременно во все секции плашкоута. После приобретения плавучей системой плавучести, подача сжатого воздуха может производиться только поочередно в секции, симметрично расположенные относительно осей плашкоута. Категорически запрещается соединять секции плашкоута между собой воздухопроводной сетью после приобретения системой плавучести.

32.16 Порядок погрузки, перевозки и установки пролетных строений на опорные части определяется проектом производства работ с учетом требований главы СП 46.13330 «Мосты и трубы». Средства для перемещения и закрепления плавучих опор должны отвечать требованиям пунктов 32.29÷32.39.

32.17 При расчете плавучих опор должны быть проверены:

а) по первому предельному состоянию (на расчетные нагрузки):
- прочность плашкоутов (барж), обстройки и соединительные фермы;
- плавучесть плавучих опор и плавучей системы в целом;
- остойчивость плавучих опор и плавучей системы в целом;
- плавучесть отдельной опоры, балластируемой через донные отверстия в понтонах;

б) по второму предельному состоянию (на нормативные нагрузки):
- объем водного балласта и емкость балластных резервуаров (отсеков), с учетом допустимых осадок, деформации плавучих опор и погрузочных обустройств.

32.18 Плавучие опоры должны рассчитываться на действие следующих нагрузок:

- вес перевозимого пролетного строения с обустройствами;
- вес плавучей опоры с обустройствами и оборудованием;
- вес водного балласта;
- ветровая нагрузка;
- гидростатическое давление воды;
- волновая нагрузка.

32.19 Сочетания нагрузок, рассматриваемые при расчете плавучих опор в продольном и поперечном направлениях, принимается по таблице 32.1. При расчете плавучих опор на прочность при втором сочетании нагрузок коэффициенты сочетаний к временным нагрузкам принимаются равными η=0,95.

Таблица 32.1 – Сочетание нагрузок для расчета плавучих опор

№ нагрузок по таблице 7.1	Нагрузки и воздействия	При расчете на прочность		При расчете на плавучесть		При расчете на остойчивость	
		сочетание нагрузок		плав-системы в целом	отдельной опоры	плав-системы в целом	отдель-ной опоры
		1	2				
1	2	3	4	5	6	7	8
5	Вес перевозимого пролетного строения с обустройствами, P	+	+	+	–	+	–
1	Вес плавучих опор с обустройствами и оборудованием, G	+	+	+	+	+	+
6	Вес остаточного балласта, $G_{ост}$	+	+	+	+	+	+
6	Вес регулировочного балласта, $G_{РЕГ}$	+	+	+	+	+	–
6	Вес рабочего балласта, $G_{РАБ}$	+	–	–	+	–	–
17	Давление ветра на пролетное строение, $W_{ПР}$	–	+	–	–	+	–
17	Давление ветра на пролетное строение, Wоп	–	+	–	–	+	+
3	Гидростатическое давление воды	+	+	+	+	+	+
4	Волновая нагрузка	–	+	–	–	–	–

Примечания

1 Расчетное значение нагрузки, обозначенное определенным номером в настоящей таблице и таблице 7.1, определяется согласно указанию пункта 7.2.

2 Гидростатическое давление воды определяется по указанию пункта 32.29.

3 При условии обеспечения местными организациями гидрометеорологической службы надежного прогноза о скоростях ветра на период перевозки расчет остойчивости плавучей системы в целом допускается производить на давление ветра, вычисленное по расчетной ветровой нагрузке, равной 50 кгс/м^2 независимо от высоты. Остойчивость отдельной опоры при отстое ее рассчитывается на давление ветра, исчисленное по указанию раздела 7, а при выводе ее из пролета – на нормативное ветровое давление, соответствующее скорости 10 м/с.

32.20 Плавучесть плавучих опор должна определяться по формуле:

$$\gamma \Sigma V_{П} \geq \Sigma Q \gamma_{n}, \qquad (32.2)$$

где γ – удельный вес воды, равный для пресной воды 10 кН/м^3 (1 тс/м^3);

$\Sigma V_{п}$ – предельное водоизмещение опор плавучей системы, равное суммарному водоизмещению их при осадке равной высоте борта по миделю. Для плашкоутов собранных из понтонов, прогиб плашкоута допускается не учитывать;

Σ Q – вес плавучей системы кН (т.с.), равный сумме весов:

- перевозимого пролетного строения с обустройствами – P;
- плавучих опор с обустройствами и оборудованием – G;
- регулировочного и остаточного балласта – $G_{рег} + G_{ост}$;

γ_n – коэффициент надежности по назначению, принимаемый 1,2 независимо от системы балластировки и 1,5 при использовании барж для плавучих опор.

Для плавучих опор, собранных из понтонов, балластируемых через донные отверстия, плавучесть от воздействия постоянных нагрузок должна обеспечиваться только глухими небалластируемыми понтонами.

32.21 Остойчивость должна определяться следующими условиями (рисунок 32.1):

а) метацентрическая высота ρ должна быть положительной во всех расчетных случаях, т.е.

$$\rho - a > 0, \qquad (32.3)$$

где ρ – метацентрический радиус, равный расстоянию между центром тяжести вытесненного объема воды (центром водоизмещения Z_v) и метацентром Z_m, расположенным в точке пересечения вертикали, проходящей через смещенный центр водоизмещения Z'_v, с осью Z плавучей системы или опоры;

а – расстояние от центра тяжести плавучей системы до центра водоизмещения Z_v, принимаемое равным тому же расстоянию при начальном положении плавучей опоры (системы);

б) при крене и дифференте плавучих опор и плавучей системы в целом от действия нормативной ветровой нагрузки кромка палубы в любой точке не должна уходить под воду; расчет осадок должен производиться согласно указаниям пунктов 32.23 и 32.24;

в) запас надводного борта плавучих опор, образованных из закрытых понтонов и металлических палубных барж, при максимальном крене или дифференте с учетом действия нормативных нагрузок должен быть не менее 20 см.

Примечания

1 При проверке остойчивости по подпунктам «а» и «б» все нагрузки должны приниматься нормативные.

2 В расчетах остойчивости плавучей системы, а также отдельных плавучих опор, в случае применения плашкоутов из понтонов, балластируемых через донные отверстия, принимается, что все балластируемые понтоны изолированы от воздухопроводящей сети, т.е. краны у каждого понтона перекрыты, что должно быть особо оговорено в проекте.

32.22 Величина метацентрического радиуса ρ(м) должна определяться по формуле:

$$\rho = \frac{J - \Sigma i_n}{\Sigma V_p}, \qquad (32.4)$$

где J – момент инерции площади плашкоутов (барж) в уровне ватерлинии плавучей опоры относительно оси ее наклонения, принимаемый при кренах, относительно оси с меньшим моментом инерции, а при дифферентах относительно оси с большим моментом инерции площади, м^4:

- при кренах – относительно оси с меньшим моментом инерции площади;
- при дифферентах – относительно оси с большим моментом инерции площади;

Σi_n – сумма собственных моментов инерции поверхности балласта в понтонах (отсеках барж) относительно осей, проходящих через центры тяжести этих поверхностей, параллельно осям наклонения плавучей опоры (системы), м^4;

ΣV_p – объем (водоизмещение) погруженной части опор плавучей системы или отдельной опоры, м^3.

В плашкоутах, образованных из понтонов, балластируемых в соответствии с пунктом 32.14 через донные отверстия, собственные моменты инерции поверхности балласта в понтонах должны учитываться как для балластируемых так и для не балластируемых понтонов. Примеры определения моментов инерции для различных

случаев расположения понтонов в опорах и способов их балластировки приведены в приложении Щ.

Последовательность балластировки в пролете плашкоутов, образованных из понтонов, балластируемых через донные отверстия, должна быть указана в рабочих чертежах.

32.23 Осадка плавучей опоры $t_в$ (м) от вертикальных нагрузок должна определяться по формуле:

$$t_В = \frac{\sum Q}{k_В \sum \Omega}, \qquad (32.5)$$

где $\sum Q$ – расчетная или нормативная нагрузка (пункт 32.17), приходящаяся на данную плавучую опору, кН(тс);

Ω – площадь плавучей опоры по ватерлинии, м^2;

$k_в$ – коэффициент полноты водоизмещения, принимаемый для понтонов типа КС равным значению 0,97 единицы.

В случае балластировки понтонов через донные отверстия (по пункту 32.14) осадка отдельной опоры $t'_в$ (м) определяется при отсутствии избыточного давления воздуха в балластируемых понтонах по формуле:

$$t'_В = \frac{\sum Q}{k_В \sum \omega}, \qquad (32.6)$$

где $\sum \omega$ – суммарная площадь небалластируемых понтонов.

Осадка барж плавучей опоры определяется по паспортным данным в зависимости от расчетной нагрузки на баржу.

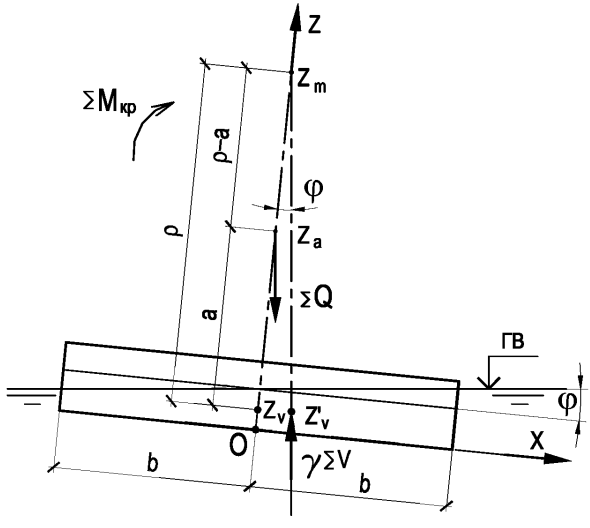


Рисунок 32.1 – Схема определения остойчивости плавучей опоры

32.24 Изменение осадки плавучих опор ± Δt (м) от расчетных ветровых нагрузок, вызывающих крен или дифферент отдельной опоры (плавучей системы), определяется по формуле:

$$\Delta t = \pm b\,tg\varphi, \qquad (32.7)$$

где φ – угол крена (дифферента) плавучей опоры (системы);

b – половина размера плавучей опоры в плоскости кренящего (дифферентующего) момента (рисунок 32.1).

Значения tgφ находятся из выражения:

$$tg\varphi = \frac{\Sigma M(1+\mu)}{\Sigma Q(\rho - a)}, \qquad (32.8)$$

где ∑M – суммарный момент относительно центра водоизмещения от расчетных ветровых нагрузок, приходящийся на плавучую опору, кН·м (тс·м);

1+μ – коэффициент, учитывающий динамическое воздействие ветра при порывах его и инерцию плавучей опоры (системы), равный величине 1,2.

Угол φ должен удовлетворять условиям:

$$\varphi \le \varphi_1, \qquad \varphi \le \varphi_2, \qquad (32.9)$$

где φ_1 – угол крена (дифферента), соответствующий началу входа кромки палубы в воду;

φ_2 – угол крена (дифферента), соответствующий началу выхода из воды днища (середины скулы).

32.25 Объем водного балласта V ($м^3$) для балластировки плавучих опор должен определяться по формуле:

$$V = V_{раб} + V_{рег} + V_{ост}, \qquad (32.10)$$

где $V_{раб}$, $V_{рег}$, $V_{ост}$ – объемы соответственно рабочего, регулировочного и остаточного балласта, $м^3$.

Величину $V_{раб}$ необходимую для погружения (всплытия) плавучих опор при погрузке пролетного строения при установке его на опорные части, следует определять по формуле:

$$V_{раб} = P + \Delta\, k_в\, \Omega, \qquad (32.11)$$

где P – нормативный вес пролетного строения, кН (тс)

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 + \Delta_4, \qquad (32.12)$$

Δ – погружение (всплытие) опоры, м;

Δ_1 – упругие деформации пролетного строения при погрузке или установке его на опорные части;

Δ_2 и Δ_3 – деформации погрузочных обустройств плавучей опоры;

Δ_4 – зазор между низом пролетного строения и верхом погрузочных обустройств или опорных частей, принимаемый 0,05 ÷ 0,10 м.

Для предварительных расчетов допускается принимать:

Δ ≈ 0,15–0,20 м

Объем определяется по формуле:

$$V_{рег} = k_в\, \Omega\, h_{рег}, \qquad (32.13)$$

где $h_{рег}$ – величина регулирования осадки плавучих опор на случай возможных колебаний уровня воды за время одного цикла перевозки, но не менее чем за сутки.

Величина $h_{рег}$ должна приниматься не менее максимального суточного изменения уровня воды, зафиксированного за последние 10 лет наблюдений на период перевозки. В необходимых случаях должен быть учтен балласт, применяемый для устранения крена или дифферента несимметричной плавучей опоры или системы. Объем остаточного балласта следует определять по формуле:

$$V_{ост} = k_в \Omega \delta , \quad (32.14)$$

где δ – толщина слоя остаточного балласта (м), принимаемая для понтонов КС, балластируемых наливом воды насосами, равной 0,10 м, а для барж – в зависимости от конструкции набора днища.

Для понтонов КС, балластируемых через донные отверстия, толщина слоя остаточного балласта принимается равной 0,08 м.

32.26 Объем балластных резервуаров плавучей опоры должен быть достаточен для размещения расчетного объема балласта, что должно быть проверено расчетом. При балластировке понтонов через донные отверстия следует учитывать, что уровень воды в балластных понтонах не может быть выше уровня воды за бортом.

32.27 Командный пункт плавучей системы должен быть оборудован радиотелефонной связью с буксирами и береговыми обустройствами и громкоговорящей связью с плавучими опорами.

32.28 При расчете плашкоутов и барж на прогиб и поперечную силу от гидростатического давления в уровне днища плашкоутов (барж) форма эпюры гидростатического давления должна соответствовать форме эпюры объема вытесненной плашкоутом (баржей) воды.

Определенные изгибающие моменты и поперечные силы алгебраически суммируются с моментами и поперечными силами от волновой нагрузки, вычисляемыми согласно приложению Э.

32.29 Устройства для перемещения плавучей системы (буксиры, лебедки, полиспасты) должны обеспечивать перемещение в заданном направлении при скорости ветра до 10 м/с. Якорные и раскрепляющие обустройства, включая аварийные якоря, должны обеспечивать удержание одной плавучей системы при расчетном давлении ветра.

32.30 Вывод плавучей системы с акватории пирса (ковша) и заводка в пролет моста допускаются только с помощью лебедок. Перемещение плавучей системы следует проводить с помощью буксиров, а при небольших расстояниях – электролебедками.

Точная наводка при установке пролетного строения на опорные части должна производиться с помощью талей, установленных на оголовках опор, и лебедок с короткими тросами, установленных на плашкоутах (баржах).

32.31 Лебедки для перемещения плавучих систем следует размещать:

- при перевозке на плаву пролетных строений с помощью буксиров - на плашкоутах плавучей системы;
- при перевозке на плаву пролетных строений с помощью лебедок - на плашкоутах плавучей системы и на одном или обоих берегах;
- при продольной надвижке пролетных строений с опиранием одного конца на плавучую опору:

1) тяговые лебедки – на пролетном строении;

2) тормозные лебедки – на берегу;

3) пеленажные лебедки – на плашкоуте плавучей опоры.

Количество лебедок и мощность полиспастов следует выбирать такими, чтобы номинальная грузоподъемность каждой лебедки была на 30% больше нормативного усилия в выходной ветви полиспаста.

32.32 Тросы тяговых лебедок должны проходить через закрепленные к палубе устройства (например: киповую планку), обеспечивающие:

а) изменение направления тросов как в плане, так и в вертикальной плоскости;

б) относительно быстрое (до 5 минут) закрепление тросов и восприятие полностью нагрузок на случай раскрепления плавучей системы на якорях при усилении ветра;

в) закрепление троса без скольжения.

Конструкция соединений тяговых и буксирных тросов должна быть простой и обеспечивать быстрое выполнение работ по их соединению и разъединению при наводке.

32.33 Переносные донные якоря должны удовлетворять следующим требованиям:

а) обеспечивать расчетную грузоподъемность при изменении направления троса в секторе до 120° с начальным перемещением якоря по дну не более 15 м от места его установки;

б) иметь поплавки для определения местоположения якоря и размещения на них тросовых соединений. На судоходных реках поплавки должны быть оборудованы сигналами речного флота;

в) донные якоря–присосы должны быть испытаны на нагрузку, равную 1,4 от расчетной.

32.34 Расположение якорей не должно нарушать условий судоходства и должно обеспечивать удобное перемещение плавучей системы. Переносные донные якоря, как правило, следует размещать в створе с капитальными опорами.

32.35 Лебедки и якоря для перемещения и раскрепления плавучих систем (опор) должны рассчитываться на сочетания нагрузок, приведенных в таблице 32.2.

Таблица 32.2 – Расчетные нагрузки для расчета лебедок и якорей

№№ нагрузки по таблице 7.1	Расчетные нагрузки	Сочетания нагрузок					
		Расчет лебедок			Расчет якорей		
		верховой ветер	низовой ветер	поперечный ветер	верховой ветер	низовой ветер	поперечный ветер
17	Ветровая нагрузка на плавучую систему расчетной интенсивности W_p	–	–	–	+	+	+
17	Ветровая нагрузка при скорости ветра V=10м/с	+	+	+	–	–	–
4	Гидродинамическое давление на подводную часть плавучей системы максимальнH_{max}	+	–	+	+	–	+
4	Гидродинамическое давление на подводную часть плавучей системы минимальное N_{min}	–	+	+	–	+	+

Примечания

1 Поперечный ветер – ветер поперек течения.

2 Усилия, передаваемые на якоря и лебедки, должны определяться с учетом принятого расположения якорей (мест закрепления тросов за постоянные опоры) и не выгоднейших углов подхода к ним (в плане) тросов.

32.36 Якоря и якорные канаты должны рассчитываться на горизонтальные усилия SH (кгс) (рисунок 32.2), определяемые по формулам:

для верховых закреплений – $S_B=W_p+N_{max}$ (32.15)

и для низовых закреплений – $S_H=W_p-N_{min}$ (32.16)

где W_p, N_{min} и N_{max} принимаются по таблице 32.2 с соответствующими коэффициентами надежности по нагрузке.

Минимальная длина якорного каната ℓ_{min} (м) определяется из условия, чтобы канат подходил к якорю горизонтально, по формуле:

$$\ell_{min}=\sqrt{\frac{2HS}{q}}, \qquad (32.17)$$

где q – погонный вес якорного каната, Н/пог.м (кгс/пог.м);

H – по рисунку 32.2.

Горизонтальное усилие на якорь адмиралтейского типа допускается принимать в пределах 5÷6 весов якоря при песчаных и 8÷12 весов якоря при глинистых грунтах.

Горизонтальное усилие на железобетонный якорь – присос допускается принимать в пределах 1,3 ÷ 1,6 весов якоря, но не более 70% предельного усилия, определенного при испытании якоря.

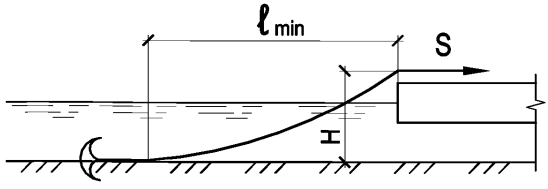


Рисунок 32.2 – Схема определения длины якорного каната.

32.37 Подбор лебедок и тросов для пеленажных раскреплений должен производиться на максимальные усилия, возникающие в них от действия расчетных нагрузок при указанных в таблице 32.2 сочетаниях, для различных положений перемещаемой системы.

32.38 Коэффициент надежности по назначению для тросов должен приниматься $\gamma_n=3,5$ по отношению к разрывному усилию троса в целом.

32.39 При перемещении плавучих систем буксиром мощность его кВт (в л.с.) допускается определять по формуле:

$$N_{бу\,кс}=\frac{W_{10}+N_{max}}{P}, \qquad (32.18)$$

где W_{10} –расчетное давление ветра на надводную часть плавучей системы при его скорости V=10 м/с;

N – расчетная гидродинамическая нагрузка на подводную часть плавучей системы, Н (кгс);

P – удельная сила тяги буксира, принимаемая 1,4÷2 Н/кВт (10÷15 кгс/л.с).

33 Плашкоуты для установки сухопутных кранов и копров, а также для перевозки строительных конструкций и материалов

33.1 Проектирование плашкоутов для установки сухопутных кранов и копров, а также для перевозки строительных конструкций и материалов должно производиться по указаниям предыдущего подраздела с учетом изложенных ниже дополнительных указаний.

33.2 Установка копров и кранов на плашкоуты рекомендуется при глубине воды свыше 1,0 м. Размеры и конструкция плашкоутов в плане при установке на них копра назначаются в зависимости от принятой технологии сооружения фундамента, порядка забивки свай и размеров опоры.

На плашкоуты допускается как бортовая (на одном плашкоуте), так и центральная установка копров (на мостике или портале, опирающихся на два плашкоута, располагающихся с разрывом). В последнем случае плашкоуты должны иметь в носу и корме съемное жесткое раскрепление по палубе.

Бортовая установка копра или другой сваебойной машины рекомендуется для дизельных пневматических молотов, а также для вибропогружателей или других сваебойных средств, которые в рабочем состоянии закрепляются на голове сваи. Бортовая установка позволяет свободное передвижение плашкоута вокруг забиваемой группы свай (при отсутствии шпунтового ограждения).

Для копров со свободно падающим молотом следует применять центральную установку на мостиках или порталах, располагая молот над центром расчетной площади ватерлинии обоих плашкоутов.

Высота обстройки плашкоута должна быть увязана с возможной отметкой верха свай после их забивки.

33.3 Козловые краны должны устанавливаться на два плашкоута, расположающиеся с разрывом. Установка козлового крана на плашкоуты и раскрепление их друг с другом производятся аналогично случаю установки копра на мостике или портале.

33.4 При установке на плашкоуте крана с неповоротной стрелой размеры плашкоута в плане определяются плавучестью и остойчивостью плавучей системы.

33.5 При установке на плашкоуте кранов с поворотной стрелой масса противовеса определяется при стреле крана развернутой на борт с максимальным грузом, при этом кран не должен иметь дифферент (должен плавать на ровный киль).

Углы крена и дифферента при работе крана не должны превышать 1,5÷2° и значений паспортных требований крана, устанавливаемого на плашкоут.

К крану, установленному на плашкоут, обязательно должна прилагаться кривая грузоподъемности в зависимости от вылета и длины стрелы.

33.6 При проектировании плавучих средств для размещения на них стреловых кранов, копров и другого аналогичного оборудования, а также перевозки грузов необходимо выполнить следующие расчеты:

а) по первому предельному состоянию (на расчетные нагрузки):
- прочности плашкоута, распределительных ростверков и других элементов;
- мощности тяговых средств и якорных закреплений;
- плавучесть системы;
- остойчивость системы;

б) по второму предельному состоянию (на нормативные нагрузки):

- объем и размещение противовесов из условия допустимого для данного крана или копра крена (дифферента) плашкоута.

Нагрузки и их сочетания для расчета плавучих средств под краны, копры и другое оборудование принимаются по указанию таблицы 33.1.

Таблица 33.1 – Нагрузки и их сочетания для расчета плавучих средств

№№ нагрузок по таблице 7.1	Нагрузки и воздействия	Сочетания нагрузок			
		при расчете прочности плашкоутов		при расчете плавучести и остойчивости	
1	2	3	4	5	6
1	Собственный вес плашкоута с обстройкой	+	+	+	+
8	Вес крана, копра и другого оборудования	+	+	+	+
6	Вес подвешенного к крану груза (молота, свай к копру):				
	без динамики	–	–	+	–
	с динамикой	+	–	–	–
6	Вес противовесов и балласта	+	+	+	+
17	Давление ветра:				
	на плашкоут	+	+	+	+
	на кран (копер)	+	+	+	+
	на груз (сваю)	+	–	+	–
3	Гидростатическое давление воды	+	+	+	+
4	Волновая нагрузка	+	–	+	–

Примечания

1 Расчетное значение нагрузки, обозначенное определенным номером в настоящей таблице и таблице 7.1, определяется согласно указанию пункта 7.2.

2 В сочетаниях 2 и 4 интенсивность ветровой нагрузки принимается равной расчетной для данного района; в сочетаниях 1 и 3 при V=10 м/с.

3 В сочетаниях 1 и 3 центр тяжести груза должен приниматься в точке подвеса его к крану (копру) в сочетании с наиболее невыгодным положением копра (крана) на плашкоуте.

4 В сочетаниях 1 и 3 рассматривается также случай обрыва груза с копра (крана). В этом случае вес груза условно прилагается к стреле снизу вверх.

5 При расчете плашкоутов для кранов необходимо в сочетаниях 1 и 3 рассмотреть случаи:

а) наибольшей высоты подъема груза;

б) наибольшего вылета поднимаемого груза.

6 Волновая нагрузка определяется по приложению Н.

33.7 Плавучесть плашкоутов допускается определять по формуле 32.2 при следующих коэффициентах надежности по назначению:

а) при установке на плашкоутах копров и стреловых кранов коэффициент надежности по назначению γ_n =2;

б) при установке на плашкоутах козловых кранов, а также при перевозке строительных конструкций и материалов γ_n =1,25;

в) при использовании барж в качестве плашкоутов γ_n =1,25.

33.8 Остойчивость плашкоутов следует проверять согласно указаниям пункта 32.21 с дополнительным требованием о недопущении выхода из воды днища.

33.9 При установке на плашкоутах копров или стреловых кранов должно учитываться наклонение плашкоута (крен и дифферент) от действия кренящего (дифферентующего) момента. Дополнительная осадка определяется по пункту 32.24, а угол крена или дифферента плашкоута вычисляется по формуле:

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{\sum M_{П} + \sum M_{ВР}(1+\mu)}{\sum Q(\rho - a)}, \qquad (33.1)$$

где $\sum M_{п}$ – расчетный момент от постоянных нагрузок;
$\sum M_{вр}$ – расчетный момент от временных нагрузок;
$1+\mu$ – принимается равным 1,2.

33.10 Плашкоут должен иметь в плане минимум три понтона, установленных вдоль плашкоута и поперек его.

Не допускается применение одиночных инвентарных понтонов.

33.11 Понтоны, образующие плашкоут, рекомендуется устанавливать плашмя (для понтонов типа КС с высотой борта 1,80 м).

33.12 Плашкоут с копром (краном) во время работы должен быть расчален не менее чем в четырех направлениях к якорям, заложенным на берегу, к якорям, уложенным на дно, или к ранее забитым сваям.

33.13 При установке копров на двух раздельных плашкоутах связи между ними должны быть рассчитаны на усилие от расчалок при транспортировке и разворотах плавучей установки с помощью лебедок. При этом в расчете должно учитываться наличие связей между плашкоутами.

33.14 На углах плашкоута должны быть нанесены несмываемой краской водомерные рейки. Ноль рейки должен соответствовать уровню днища.

33.15 Плашкоуты, запроектированные для перевозки строительных конструкций и материалов, должны иметь нанесенную несмываемой краской ватерлинию, располагаемую при высоте борта 1,8 м на высоте 1,40 м от днища.

33.16 Спуск на воду плашкоутов, а также ряжей, колодцев и т.п. рекомендуется производить по наклонным стапелям, имеющим надводную и подводную части.

Длину надводной части стапеля определяют условиями монтажа (сборки) плашкоута и подготовки её к спуску на воду. Длину подводной части – условием перемещения плашкоута по стапелю до момента полного его всплытия.

Схема спуска плашкоута высотой 1,8 м и 3,6 м из понтонов КС приведена в приложении Я.

При проектировании спуска плашкоутов на воду по наклонным стапелям для каждого конкретного случая должна быть построена диаграмма спуска плашкоута, представляющая зависимость сил действующих на плашкоут (собственного веса и гидростатического давления), в функции пути S, а также моментов этих сил относительно заднего конца плашкоута.

34 Временные причалы

34.1 Причалы предназначаются для перегрузки грузов и конструкций и перевозки людей во время строительства моста.

Причалы могут устраиваться ряжевыми, на свайном основании или плавучими.

Выбор типа конструкции причала должен производиться в зависимости от геологических и гидрогеологических условий, грузоподъемности и типа применяемых кранов, от конструкции и назначения обслуживаемых плавсредств.

34.2 Расчетный судоходный уровень должен назначаться с учетом планируемого характера движения судов и, как правило, соответствовать межпаводковому уровню межени.

При сезонных завозах грузов со стороны (в паводковый период) за расчетный судоходный уровень принимается отметка паводкового горизонта вероятностью превышения расхода 50%. Уровень воды определяется расчетом ПМП-91 [23].

34.3 Глубина акватории у причала должна определяться исходя из наибольшей осадки судна, навигационного запаса глубины, равного 0,2 м, запаса 0,3 м на засорение акватории, а также запаса на сгон воды. При необходимости предусматриваются дноуглубительные работы.

На реках с регулируемым стоком должны учитываться суточные и сезонные колебания уровня.

34.4 Расположение причалов рекомендуется назначать из условия обеспечения длины свободного пространства акватории с каждой стороны причала, которая должна быть не менее двойной длины наибольшего судна. Местоположение причала должно выбираться с учетом естественных условий, обеспечивающих удобный подъезд к нему и защиту сооружения от ледохода и волны. Рекомендуется располагать причалы с низовой стороны строящегося моста.

34.5 Отметка верха причала должна назначаться с учетом высоты швартующихся судов (катеров, плашкоутов).

Разность между отметкой палубы пассажирского судна и отметкой площадки, как правило, не должна превышать ± 0,75 м.

В случае швартовки судов с разной высотой следует устраивать причал с площадками в разных уровнях или оборудовать причал лестничными сходами.

34.6 На причалах следует предусматривать швартовые и отбойные устройства.

Необходимо также иметь колесоотбои высотой 20 см, леерные и перильные ограждения высотой 1,1 м.

Отбойные устройства рекомендуется выполнять навесными из отдельных секций, без жестких креплений к причалу.

34.7 Причальный плашкоут должен устанавливаться не менее чем на четырех якорях или швартоваться за тумбы на берегу.

34.8 При навесных отбойных устройствах верхняя часть свайной причальной стенки должна быть обшита деревянными пластинами толщиной не менее 12 см. Сваи следует защищать от истирающего действия льда.

34.9 Съезды от причала к береговой территории должны иметь крутизну не свыше 10%. Лестничные сходы с причалов на берег должны иметь уклон не свыше 1:2 и иметь двустороннее боковое ограждение.

Переходные мостики с причальных плашкоутов должны шарнирно крепиться к плашкоуту и свободно опираться на береговую опору.

34.10 Конструкция причала в целом и отдельных узлов должны рассчитываться на действие следующих нагрузок:

- собственного веса;
- от навала судна при причаливании;
- швартовых (от гидродинамического и ветрового воздействия на ошвартованные суда);
- от веса людей, инструмента и мелкого оборудования интенсивностью 4 кПа (400 кгс/м^2);
- от веса складируемых грузов (для грузовых причалов); от подъемных и транспортных механизмов на причале (вертикальные и горизонтальные нагрузки);
- от давления грунта (для причалов – набережных).

34.11 Нагрузки от навала судов при причаливании прикладываются в уровне отбойных устройств; швартовые - по фактическому расположению устройств.

34.12 Конструкция узлов ростверков свайных причалов должна обеспечивать передачу горизонтальных нагрузок через насадки и балки ростверка на сваи.

34.13 Расчет свайных фундаментов причальных сооружений должен производиться с учетом рекомендаций раздела 8; нагрузки от горизонтального давления грунта на причалы – набережные должны определяться с учетом рекомендаций раздела 8.

Плавучие причалы должны рассчитываться на остойчивость и плавучесть в соответствии с указаниями раздела 32.

34.14 Причалы должны оборудоваться противопожарным и спасательным инвентарем.

35 Грунтовые якоря

35.1 Для закрепления вант, оттяжек, блоков полиспастов, отводных роликов, тяговых и анкерных тросов на суше следует применять:

а) полузакопанные и закопанные якоря (в том числе свайные и закладные);

б) наземные якоря.

35.2 Свайные якоря устраивают из одиночных бревен (брусьев), пакетов бревен (брусьев), железобетонных и стальных свай (стоек), забитых или закопанных в грунт.

Для повышения несущей способности якорь усиливают плитами (щитами) в верхней части, расположенными со стороны внешнего усилия.

Стойки (сваи) якоря рекомендуется закапывать (забивать) в грунт под углом около 90° к направлению внешнего усилия.

Отдельные бревна свайных якорей должны объединяться между собой и со щитом болтами диаметром не менее 20 мм,

Опирание тяжей (тросов) на деревянные элементы должно производиться перпендикулярно направлению усилия через металлические прокладки. Тросы (тяжи) должны закрепляться скобами для предотвращения соскальзывания.

35.3 При проектировании свайных якорей должны быть выполнены следующие расчеты:

- прочности сечения столбов, плиты (щита);
- глубины заделки столбов.

35.4 Расчет прочности свайного якоря должен производиться на уровне на 0,75 м ниже поверхности грунта и без учета отпора верхней части грунта. Момент сопротивления якоря из пакета бревен принимается равным сумме моментов сопротивлений отдельных бревен (брусьев), т.е. без учета их совместной работы. При устройстве врубки в месте опирания троса (тяжа) дополнительно проверяется опорное сечение.

35.5 Величина заглубления столба якоря h (м) и размеры опорной плиты a, b, d (рисунок 35.1) должны назначаться из условия $h > 1{,}15t_o$

$$P(H+t_o)=\gamma\, tg^2(45+\frac{\varphi}{2})\left\{\frac{(2a+0.4)}{2}d^2(t_o-\frac{2}{3}d)+\frac{(b+0.5t_o tg\varphi)t_o^3}{6}\right\}, \qquad (35.1)$$

Значения φ и γ для закопанных якорей должны приниматься по приложению Д как для насыпного грунта. Глубину t_o определяют по 17.2.1.1.

Свайные якоря должны проверяться на выдергивание от действия составляющей, направленной вдоль свай (как висячая свая, работающая на трение).

35.6 Сечение элементов плиты должно рассчитываться в предположении равномерного реактивного давления по всей площади плиты.

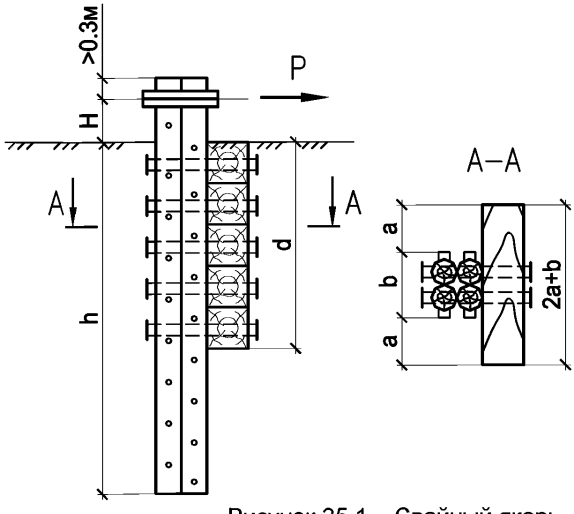


Рисунок 35.1 – Свайный якорь

35.7 При расчете закопанных закладных якорей в виде закрытой в землю плиты или горизонтального бревна (пакета бревен) со щитом или без (рисунок 35.1) расчет по несущей способности производится по формуле:

$$N^{p}_{в} = \frac{1}{\gamma_{п}}[N_{п} + 0{,}9 g_{ф}\cos\beta\ ], \qquad (35.2)$$

где $N^{p}_{в}$ – расчетная выдергивающая сила, передаваемая на плиту якоря;

$\gamma_{п}$ – коэффициент надежности по назначению:

$\gamma_{п}$ = 1,0 – для устройств горизонтальной перекатки;

$\gamma_{п}$ = 1,2 – для сухопутных анкеров плавучих систем и анкеров лебедок, работающих на подъем;

$g_{ф}$ – вес плиты якоря;

β – угол наклона силы $N^{p}_{в}$ к вертикали;

$N_{П}$ – несущая способность основания плиты якоря

$$N_{П} = \gamma_{з} V\cos\beta + \Sigma\omega_{i} c_{o}\sin(\beta + \alpha_{i}), \qquad (35.3)$$

где $\gamma_{з}$ – удельный вес насыпного грунта засыпки;

V – объем обелиска выпирания, определяемый по рисунку 35.2;

ω_{i} – площадь боковой поверхности грани обелиска выпирания;

c_{o}=0,5 c , где c – удельное сцепление грунта;

α_{i} – углы наклона к вертикали граней обелиска выпирания (рисунок 35.2);

φ – угол внутреннего трения насыпного грунта засыпки.

35.8 Расчет прочности сечений самой плиты (пакет бревен) производится на равномерно распределенную по площади нагрузку интенсивностью $1{,}1\frac{N^{p}_{в}}{F}$, где F – площадь плиты (пакета).

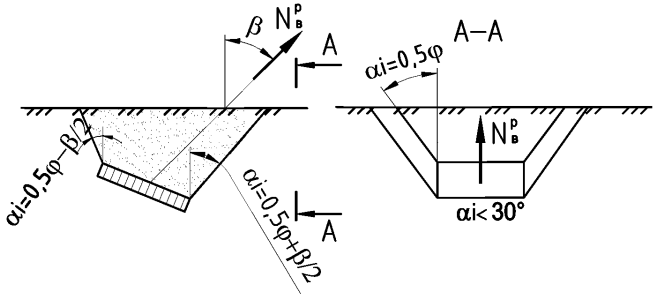


Рисунок 35.2 – Расчетная схема закопанного закладного якоря

35.9 Наземные якоря проверяют на подъем и сдвиг.

На подъем якоря проверяют по формуле:

$$Q \geq 1{,}5\, P \sin\alpha\ , \qquad (35.4)$$

где Q – вес якоря;

P – расчетное усилие на якорь;

α – угол наклона усилия P к горизонту.

Проверку якоря на сдвиг производят по формуле:

$$Q - P\sin\alpha)f \geq 1{,}8\ P\cos\alpha, \qquad (35.5)$$

где f – коэффициент трения нижней поверхности якоря о грунт.

36 Устройства для производства работ со льда

36.1 В зимних условиях допускается устраивать ледовые дороги и размещать на льду грузоподъемное (краны, копры) и технологическое оборудование.

36.2 При определении грузоподъемности ледяного покрова для автодорог следует использовать данные таблицы 36.1, составленной для зимнего льда. Грузоподъемность льда весной уменьшается вдвое. При появлении на льду воды нагрузка на лед должна быть снижена на 80%. При измерениях учитывается только толщина прочных слоев льда. Слой снежного и пористого, пропитанного водой, льда из общей толщины исключается.

36.3 При забивке шпунта, свай и в других случаях, когда нагрузка длительное время находится на льду, требуемая толщина льда должна приниматься на 30% больше значений, приведенных в таблице 36.1.

Допускаемое время t (в часах) нахождения на льду фактической нормативной нагрузки $Q_{нф}$ определяется по формуле:

$$t = 200\left[\frac{(Q_n - Q_{нф})^2}{Q_n Q_{нф}}\right]^3, \qquad (36.1)$$

где Q_n – наибольшая нормативная нагрузка по таблице 36.1.

Таблица 36.1 – Требуемая толщина ледяного покрова

Наименование груза	Наибольшая нормативная нагрузка, Qn*, кН (тс)	Толщина ледяного покрова, см	Минимальное расстояние от кромки майны, м
Человек со снаряжением	1(0,1)	10	5
Автомашина (трактор)	35(3,5)	25	19
То же	65(6,5)	35	25
Автомашина (трактор)	85(8,5)	39	25
То же	100(10,0)	40	26
То же	200(20,0)	55	30
То же	400(40,0)	95	38
* – данные приведены при стабильной отрицательной температуре			

36.4 Для увеличения грузоподъемности льда допускается послойное замораживание его поверх ледяного покрова на толщину не более 30% его начальной толщины. В расчетах грузоподъемности учитывают приведенную толщину льда $h=h_1+0,7h_2$,

где h_1 – толщина естественного и h_2 – искусственно полученного льда.

Для повышения грузоподъемности ледяного покрова толщиной менее 30 см допускается также укладывать верхнее строение из деревянных поперечин и прогонов с заливкой их водой и замораживанием. При этом длина поперечин должна быть на 2 м больше ширины груза. Поперечины должны укладываться с шагом 0,4÷0,5 м с укладкой поверх их со стыками в разбежку колей из бревен или брусьев.

Доля нагрузки $Q_л$, кН (тс), приходящейся на ледяной покров, определяется формулой:

$$Q_л = \frac{P}{1+k}, \quad (36.2)$$

где

$$k = \frac{J_п E_п}{b_п h_л^3 E_л}, \quad (36.3)$$

где

$J_п$ $E_п$ – жесткость поперечины, Н·см^2, (кгс·см^2)

$b_п$ – шаг укладки поперечин, см;

$h_л$ – толщина льда, см;

$E_л$ – модуль упругости льда, равный 10^7 Н/см^2 (10^6 кгс/см^2);

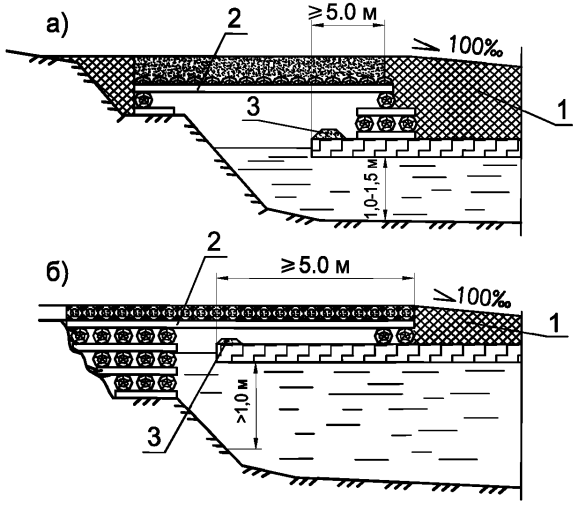
P – общая нагрузка, кН (тс).

36.5 При установке копров на льду под передние, наиболее нагруженные, части копров должны укладываться щиты из бревен диаметром 20 см длиной на 3 м больше ширины копра.

Майна для опускания свай должна иметь минимально необходимые размеры и раскрываться по мере забивки свай.

36.6 Проектирование, строительство и эксплуатацию ледовых переправ следует выполнять согласно ОДН 218.010-98 [7].

Устройство ледовых дорог допускается на расстоянии не менее 100 м от полыней. Дороги должны проектироваться с односторонним движением и расположением дороги противоположного направления на расстоянии 150 м. Сопряжения дорог с берегом (рисунок 36.1) должны обеспечивать надежность переходного участка.



а) – шпальная клетка на льду; б) – шпальная клетка на берегу;
1 – снежно-хворостяная гать; 2 – прогоны; 3 – снежный валик

Рисунок 36.1 – Сопряжение ледовой дороги с берегом

37 Самоподъемные плавучие платформы

37.1 Самоподъемная плавучая платформа (СПП) представляет собой понтон, оснащенный опорными колоннами, которые могут опускаться и подниматься внутри шахт в корпусе понтона. С помощью электромеханических подъемников понтон может быть поднят на опорных колоннах, опертых на дно водоема, и закреплен на них над уровнем плавания.

37.2 Таким образом, самоподъемная плавучая платформа может быть использована при строительстве мостов на акватории и как плавучая система и как опора с высоким свайным ростверком.

Функционально СПП могут применяться в качестве:

- плавучих опор для перевозки пролетных строений при сооружении новых и разборки старых мостов;
- плавучих систем для размещения копрового, кранового и другого необходимого оборудования при сооружении причальных стенок из металлического или железобетонного шпунта;
- плашкоутов для размещения на них плавучих бетонных заводов, деррик-кранов и другого оборудования;
- рабочих островков для размещения технологического оборудования при сооружении опор мостов на акваториях;
- временных опор при сооружении способами продольной надвижки, а также при демонтаже, ремонте и восстановлении пролетных строений мостов;
- рабочего мостика для пропуска и работы транспортных средств и механизмов;
- временного причала с размещением на нем тяжелого кранового оборудования.

37.3 При проектировании СПП расчетные схемы конструкции должны учитывать и отражать виды функционального назначения проектируемой платформы.

37.4 Расчет самоподъемных платформ должен производиться по первому и второму предельным состояниям на нагрузки и воздействия в их невыгодном сочетании.

Сочетание нагрузок необходимо принимать в зависимости от того, в каком качестве применяется СПП – рабочий островок, временная опора, плавучая опора, рабочий мостик, временный причал, плашкоут и т.д. в соответствии с указаниями соответствующих разделов настоящего стандарта.

37.5 При проектировании СПП необходимо в каждом конкретном случае комплексно учитывать конструктивные особенности сооружаемой конструкции, гидрологические характеристики водоема, применяемый набор технологического оборудования.

37.6 При сооружении опор на акваториях с небольшим перепадом уровней в строительный период и небольшими скоростями течения воды допускается выполнять работы с платформ жестко не закрепленных на колоннах. В этом случае, необходимо с помощью пригруза или балластировкой ограничить крен и дифферент платформ в допускаемых техническими нормами применяемого оборудования пределах.

37.7 При сооружении фундаментов опор с применением одной СПП (рабочий мостик по консольной схеме) допускается после окончания работ по сооружению ближнего к СПП ряда буровых свай укладывать на него распределительный пакет и, увеличив консоль рабочего мостика, сооружать буровые сваи второго ряда. Таким образом, можно уйти от необходимости переставлять СПП на новую стоянку.

37.8 При применении СПП в качестве временных опор для надвижки или перекатки пролетных строений, при монтаже в навес рекомендуется закреплять СПП на колоннах в уровне плавания. При этом необходимо обеспечить возможность своевременной балластировки всех отсеков понтонов в случае изменения уровня воды в водоеме.

37.9 При проектировании СПП, эксплуатируемых в зимний период, необходимо оговаривать условия взаимодействия их с ледовой нагрузкой. На основании этих условий в проекте производства работ должны быть представлены мероприятия, исключающие воздействие ледовых нагрузок, превышающих расчетные (устройство и поддержание майн и т.д.).

37.10 В случае прогнозируемого мощного ледохода следует на этот период либо снимать СПП с рабочих стоянок, либо обстраивать их соответствующими ледорезами.

37.11 Глубину погружения колонн СПП в грунт дна следует назначать, исходя из расчетных нагрузок и с учетом возможного размыва дна.

37.12 В зависимости от вида работ СПП необходимо оснащать различными дополнительными обустройствами: рабочими мостиками, бортовыми опорными пакетами, устройствами подвески на колоннах, опорами, соединительными элементами.

37.13 Рабочие мостики под буровые станки и копровые установки устраиваются, как правило, из элементов МИК-П [24] либо из индивидуальных металлоконструкций с железобетонными плитами проезжей части. По статической схеме рабочие мостики могут быть как балочными на двух опорах (при использовании двух СПП), так и консольными (при использовании одной СПП).

37.14 Рабочие мостики передают нагрузку на СПП через специально устраиваемые по борту СПП опорные пакеты. По этим пакетам рабочие мостики перемещаются с помощью домкратов вдоль борта СПП вместе с установленными на них механизмами.

37.15 При консольной схеме рабочего мостика задний конец его необходимо либо пригружать противовесом, либо заводить под специально устраиваемую анкерную балку.

37.16 Для закрепления понтона на колоннах, погруженных в грунт дна, используются штатные электромеханические подъемники. Допускается использование нештатных специальных обустройств из индивидуальных или инвентарных металлоконструкций.

В качестве индивидуального одноразового крепления могут служить проушины, привариваемые к колонне, выступающей над палубой понтона. Подвеска последнего к проушинам осуществляется серьгами, нижние концы которых заводят в специальные карманы понтона и закрепляют пальцами.

В качестве инвентарных обустройств могут служить закладные пальцы, закрепленные в проушинах, вваренных в понтон. Закрепление понтона к колоннам в этом случае осуществляется заведением концов закладных пальцев в "окна" стальных реек, имеющихся на колоннах.

37.17 Опоры, размещаемые на палубе СПП, могут сооружаться из элементов МИК-С [25] либо из индивидуальных металлоконструкций. Опоры могут устанавливаться на железобетонные плиты, уложенные на песчаную подушку на палубе понтона, при этом для предотвращения выдувания песка из-под плит необходимо устраивать прибетонку по контуру плитного основания. Значительные нагрузки с помощью обстройки следует передавать в места расположения шахт, которые усилены системой переборок понтона.

38 Опалубка монолитных конструкций[1)]

38.1 Общие требования

38.1.1 Указания настоящего раздела распространяются на проектирование опалубки монолитных конструкций, а также опалубки швов и стыков сборных и сборно-монолитных конструкций.

38.1.2 Опалубка и опалубочные работы должны выполняться в соответствии с требованиями ГОСТ Р 52085 и ГОСТ Р 52086.

38.1.3 Конструкция опалубки должна обеспечивать:

а) прочность, жесткость, неизменяемость форм;

б) проектную точность размеров конструкции;

в) герметичность формообразующих поверхностей;

г) химическую нейтральность формообразующих поверхностей к бетонной смеси;

д) минимальную адгезию к схватившемуся бетону (кроме несъемной);

е) температурно-влажностный режим, необходимый для твердения и набора бетоном проектных требований;

ж) другие требования (см. ГОСТ Р 52085).

38.1.4 Для изготовления опалубки разрешается применять:

- пиломатериалы хвойных и лиственных пород по ГОСТ 8486 и ГОСТ 2695;
- фанеру бакелизированную марок ФБС и ФБСВ толщиной 10 мм и более по ГОСТ 11539;
- фанеру клееную марок ФСВ, ФК, ФБА толщиной 8 мм и более по ГОСТ 3916.1 (3916.2);
- фанеру облицованную пленкой ФОБ по ГОСТ Р 53920;
- древесноволокнистые плиты твердые и сверхтвердые по ГОСТ 4598.

Лиственницу не разрешается, а пихту не рекомендуется применять в гвоздевых конструкциях; древесноволокнистые плиты следует защищать от длительного увлажнения.

Для металлических деталей опалубок должны применяться стали марок, указанных в разделе 11.

[1)] Опалубка в общем случае не относится к СВСиУ. Разработка чертежей опалубки производится по отдельному договору *с заказчиком.*

Толщина досок должна назначаться по расчёту, но не менее 19 мм, а для многократно оборачиваемых щитов – 25 мм. Толщина металлических элементов (косынок, уголков, шайб) должна быть не менее 4 мм.

Ширина досок опалубки должна быть не более 15 см; на закруглениях ширина реек должна быть не более 5 см.

Ширина досок опалубок стыков и швов при изготовлении их из одной доски не ограничивается.

Доски должны сплачиваться в четверть.

Поддерживающие элементы опалубки должны выполняться главным образом из стали. В качестве палубы может применяться металл, фанера, древесина, древесноволокнистые плиты, синтетические материалы. Одним из наиболее эффективных материалов для палубы является фанера бакелизированная (марки ФБС), либо с водостойким синтетическим покрытием.

38.1.5 Для обеспечения нормативной оборачиваемости фанерной и деревянной палубы её торцы должны быть защищены от увлажнения водостойким герметиком, а от механических повреждений пластмассовыми или металлическими обоймами.

38.1.6 Смазки для опалубки должны отвечать следующим основным требованиям:

- обладать хорошей адгезией к материалу опалубки и плохой к бетону;
- не растворяться в воде, не оставлять на бетоне тёмных и масляных пятен;
- не вызывать коррозии стальной опалубки;
- хорошо удерживаться на формующих поверхностях опалубки;
- быть безвредными для организма человека и пожаробезопасными.

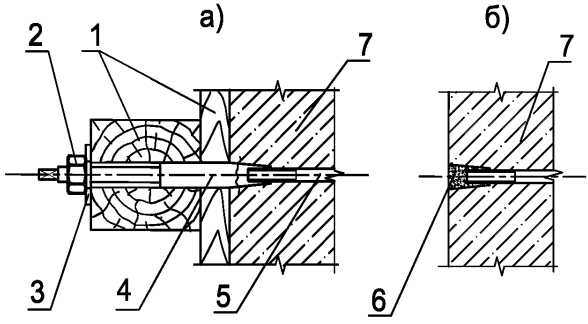
Основным критерием эффективности смазок является степень снижения сцепления между бетоном и опалубкой по сравнению со сцеплением эталонных (несмазанных) образцов.

38.1.7 Сопряжения щитов между собой не должны создавать препятствий при распалубке.

38.1.8 Сопряжения отдельных щитов между собой, а также с ранее забетонированными элементами должны герметизироваться таким образом, чтобы не создавалось взаимное защемление, препятствующее распалубке.

38.1.9 Внутренние (входящие), прямые и острые углы опалубки в целях предохранения углов бетонных конструкций от повреждений должны скругляться. В деревянной опалубке рекомендуется нашивать рейки с размером сторон 25 мм (если проектом конструкции не предусмотрено иное скругление).

38.1.10 Для взаимного раскрепления элементов опалубки следует применять болты, накладки и тяжи. Проволочные стяжки допускаются только для подземных конструкций. Количество тяжей должно быть по возможности меньшим (за счёт более мощных ребер, кружал и стоек опалубки). Для видимых бетонных поверхностей должны устанавливаться тяжи со съёмными наконечниками (рисунок 38.1).



а) – при установленной опалубке; б) – после снятия опалубки;
1 – элементы опалубки; 2 – гайка; 3 – шайба;
4 – съемный конический наконечник; 5 – стяжка, остающаяся в бетоне;
6 – заделка раствором; 7 – бетон конструкции

Рисунок 38.1 – Тяжи со съемными наконечниками

38.1.11 Разборка опалубки должна производиться, как правило, поворотом щитов.

В конструкциях щитов должны предусматриваться строповочные приспособления и устройства для отрыва щита от бетона.

38.2 Расчет элементов опалубки

38.2.1 В зависимости от материала элементы опалубки рассчитываются в соответствии с требованиями СП 16.13330.2011, СП 53-102 (стальные) и СП 64.13330.2011 (деревянные). Нагрузки принимаются согласно указанию раздела 7 настоящего СТО.

38.2.2 При проектировании опалубок должны быть проверены расчетом:

а) прочность отдельных щитов при перевозке и установке;

б) прочность и устойчивость положения собранной опалубки и отдельных щитов при действии собственного веса, напора и отсоса от ветровой нагрузки;

в) прочность и деформация отдельных элементов опалубки во время бетонирования (при сочетаниях нагрузок, приведенных в таблице 38.1);

г) усилия и прочность щитов опалубки при отрыве;

д) прочность узлов крепления наружных вибраторов.

Прогибы изгибаемых элементов опалубки при бетонировании не должны превышать:

- для лицевых (надземных) горизонтальных поверхностей (перекрытий) – 1/500 пролета;
- для лицевых (надземных) вертикальных поверхностей - 1/400 пролёта;
- для прочих конструкций - 1/200 пролета.

Таблица 38.1 – Нагрузки и их сочетания на рассчитываемые элементы

Наименование силового воздействия	Сочетания нагрузок на рассчитываемые элементы				
	опалубка плит	опалубка колонн и стен	боковая опалубка прогонов и ригелей	днища прогонов и ригелей	боковая опалубка фунда-ментов и тела опор
Собственный вес опалубки	$\frac{+}{+}$	–	–	$\frac{+}{-}$	–
Вес свежеуложенной бетонной смеси	$\frac{+}{+}$	–	–	$\frac{+}{-}$	–
Вес арматуры	$\frac{+}{+}$	–	–	$\frac{+}{-}$	–
Нагрузка от людей, инструмента и мелкого оборудования	$\frac{+}{-}$	–	–	–	–
Вертикальная нагрузка от вибрирования бетонной смеси	–	–	–	$\frac{+}{-}$	–
Давление свежеуложенной бетонной смеси на боковые элементы опалубки	–	$\frac{+}{+}$	$\frac{+}{+}$	–	$\frac{+}{+}$
Горизонтальная нагрузка от сотрясений при выгрузке бетона	–	$\frac{+}{-}$	–	–	$\frac{+}{-}$
Горизонтальное давление от вибрирования бетонной смеси	–	$\frac{+}{-}$	$\frac{+}{-}$	–	–

Примечания

1 В числителе указаны нагрузки, учитываемые при расчете по первому, в знаменателе – по второму предельным состояниям.

2 Коэффициенты сочетаний для всех видов нагрузки η_C=1.

3 При расчёте прогонов, тяжей, подкосов и др. нагрузка от сотрясений при выгрузке принимается действующей в пределах площади 3,0 м^2 при наиболее невыгодном расположении нагрузки.

38.2.3 Деревянную опалубку разрешается рассчитывать путем последовательной проверки отдельных её элементов на действующие нагрузки в невыгодных сочетаниях (таблица 38.1).

По расчёту должны определяться минимальные сечения обшивки, ребер, прогонов, поддерживающих конструкций, тяжей, анкеров, болтов.

38.2.4 Доски обшивки опалубки рассчитываются с учётом их неразрезности. Пролет досок принимается равным расстоянию между рёбрами.

Доски горизонтальных поверхностей опалубки рассчитываются на равномерно распределенную по их длине вертикальную нагрузку в сочетаниях, приведенных в таблице 38.1 настоящего СТО.

Палуба, настилы и непосредственно поддерживающие их элементы должны проверяться на сосредоточенную нагрузку от массы рабочего с грузом 1300 Н (130 кгс), либо от давления колёс двухколесной тележки 2500 Н (250 кгс) или иного сосредоточенного груза в зависимости от способа подачи бетонной смеси, но не менее 1300 Н (130 кгс).

При ширине досок палубы или настила менее 150 мм указанный сосредоточенный груз распределяется на две смежные доски.

Доски вертикальных поверхностей опалубки рассчитывают:

а) горизонтально расположенные – на равномерно распределенную по их длине горизонтальную нагрузку в сочетаниях, приведенных в таблице 38.1 настоящего СТО;

б) вертикально расположенные – на нагрузку, соответствующую расчетной эпюре давления бетона (раздел 7), приложенную в первом нижнем пролете при определении максимального пролетного момента и прогиба, и во втором пролете – при определении максимального опорного момента.

38.2.5 Рёбра, несущие обшивку, рассчитываются как балки, расчетная схема которых устанавливается в соответствии с конструктивным решением опалубки (многопролетные, однопролетные, консольные).

Нагрузка на горизонтальные ребра имеет постоянную интенсивность, равную вертикальной или горизонтальной расчетной нагрузке на погонный метр ребра.

Нагрузка на вертикальные ребра соответствует расчетной эпюре бокового давления бетона, измененной пропорционально расстоянию между рёбрами по горизонтали.

38.2.6 Горизонтальные кружальные рёбра для опалубки опор с полукруглым очертанием носовой и кормовой частей, не имеющие опорных стоек, рассчитываются на растяжение усилием:

$$N = 0{,}5\, q\, d\,, \qquad (38.1)$$

где d – диаметр окружности (ширина опоры);

q – интенсивность нагрузки на ребро.

На это же усилие рассчитывается количество гвоздей, соединяющих отдельные доски в кружальное ребро, и прикрепление кружального ребра к прямолинейным рёбрам в точках А и В (рисунок 38.2).

38.2.7 Прогоны, стойки и обвязка (для случая горизонтальных досок обшивки), служащие опорами рёбер, рассчитываются как разрезные или неразрезные балки, загруженные сосредоточенными грузами – опорными реакциями ребер.

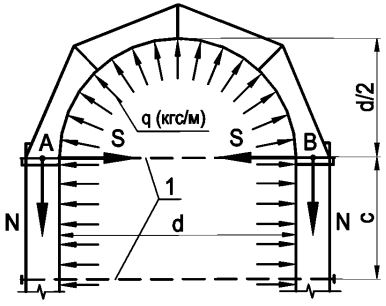
Опорами прогонов служат насадки подмостей, опорами стоек – стяжки или подкосы, опорами обвязки – стяжки или анкерные тяжи.

Если тяжи поставлены в каждом пересечении рёбер со стойками или обвязками, последние на изгиб не рассчитываются, являясь, однако, необходимыми монтажными элементами каркаса опалубки.

При определении сечений рёбер, стоек и обвязки следует учитывать их ослабление болтами, тяжами и анкерами.

38.2.8 Тяжи и анкеры рассчитываются на опорные реакции от стоек или обвязок. Для случая, изображенного на рисунке 38.2, усилие в крайнем тяже АВ (от 1 пог.м по высоте опоры) равно:

$$S = q\,\frac{d + c}{2}\,, \qquad (38.2)$$



1 – тяжи

Рисунок 38.2 – Расчетная схема кружальных ребер опалубки опор

38.2.9 Изгибающие моменты и прогибы при расчёте элементов опалубки с учетом их неразрезности допускается определять по следующим приближенным формулам:

от равномерно распределенной нагрузки q:

максимальный момент: $M = \frac{q\ell^2}{10}$, (38.3)

максимальный прогиб: $f = \frac{q\ell^4}{128EJ}$, (38.4)

от сосредоточенной силы P:

максимальный момент: $M = \frac{P\ell^2}{5}$, (38.5)

максимальный прогиб: $f = \frac{P\ell^4}{77EJ}$, (38.6)

38.2.10 При расчете опалубки на стадиях перевозки и монтажа собственный вес конструкций должен приниматься с динамическим коэффициентом 1,1.

38.2.11 При расчёте усилий отрыва в момент распалубки прямолинейных участков инвентарной опалубки сила сцепления с бетоном учитывается в виде распределенной нагрузки нормальной к рабочей поверхности опалубки.

Если отделение формы от поверхности бетона происходит путем параллельного перемещения (например, извлечение коробов), то нормативное усилие принимают равным произведению площади на величину удельного сцепления q_{max}, принимаемого для лицевых поверхностей щитов:

- деревянных - 15 кН/м^2 (1,5 тс/м^2),
- полимерных - 10 кН/м^2 (1 тс/м^2).

Если отделение опалубки от поверхности происходит путём поворота опалубки, то величина усилий отрыва определяется в предположении, что удельное сцепление q в любой точке формы определяется по формуле

$$q = \frac{q_{max} r}{R_{max}}, \quad (38.7)$$

где R_{max} – максимальный радиус точки формы относительно оси поворота;

г – радиус точки, для которой определяется удельное сцепление (рисунок 38.3).

q_{max} – максимальная величина удельного сцепления.

Удельное сцепление опалубки с бетоном q_{max} принимается равным:
- 5 кН/м^2 (0,05 кгс/см^2) – для покрытия из полимерной плёнки;
- 10кН/м^2 (0,1кгс/см^2) – для деревянной;
- 8 кН/ м^2 (0,08 кгс/см^2) – для фанерной опалубки;
- 7,5 кН/м² (0,075 кгс/см²) – для стальной опалубки.

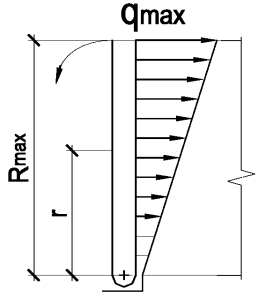


Рисунок 38.3 – Расчетная схема давления для определения сцепления с бетоном прямоугольного участка опалубки

38.2.12 Детали опалубки и крепления, воспринимающие нагрузку от наружных вибраторов, должны быть рассчитаны на прочность при действии возмущающей силы вибратора. Величина возмущающей силы принимается по паспорту вибратора с учетом динамического коэффициента равного 1,3.

38.3 Расчет утепления опалубок

38.3.1 Выбор наиболее экономичного метода выдерживания бетона при зимнем бетонировании монолитных конструкций в зависимости от типа и массивности конструкций для различных значений температуры наружного воздуха делается согласно рекомендациям приложений Л и П к СП 70.13330.2012.

Теплотехнический расчет опалубки делается по общим правилам теплотехнических расчетов ограждающих конструкций при этом рекомендуется учитывать выделение тепла в массиве твердеющего бетона за счёт экзотермии цемента величина, которой принимается по данным строительной лаборатории для конкретного вида применяемого цемента.

38.3.2 При бетонировании зимой монолитных опор толщиной более 2 м методом термоса требуемое термическое сопротивление опалубки R рекомендуется применять по графику рисунка 38.4 в зависимости от ожидаемой температуры наружного воздуха в период выдержки бетона.

Для конструкций, в которых замораживание бетона допускается при 100% прочности (северное исполнение, зона ледохода), значения R по графику рисунка 38.4 должны увеличиваться на 30%.

При известной величине термического сопротивления R толщина слоёв ограждения (утепления) δ_i определяется с использованием зависимости:

$$R = \beta \sum_{i=1}^{i=n} \frac{\delta_i}{\lambda_i}, \qquad (38.8)$$

где δ_i – толщина каждого слоя ограждения, м;

λ_i – расчетная величина коэффициента теплопроводности каждого слоя ограждения (таблица 38.2);

β – поправочный коэффициент, учитывающий влияние ветра;

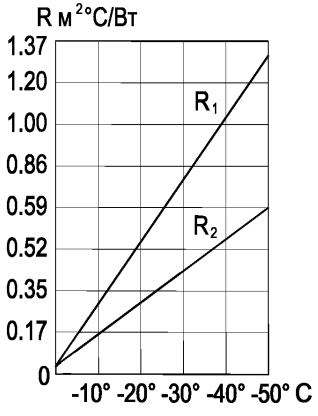
$\beta = 0,6$ – для ожидаемых скоростей ветра менее 5 м/с;

$\beta = 0,4$ – для бóльших скоростей.

Примечания

1 Требования пункта 38.3.2 распространяются на опалубку, в которую укладывается бетонная смесь с температурой не ниже 15°С.

2 При бетонировании сборно-монолитных опор термическое сопротивление определяется с учетом сборных контурных элементов.



R_1 – для торцовых поверхностей и боковых частей поверхности, прилегающих на 2 м к углам опоры;

R_2 – для остальных частей боковых поверхностей

Рисунок 38.4 – Кривые зависимости оптимального термического сопротивления боковых поверхностей опоры R(в $м^2 \cdot °С/Вт$) от расчетной температуры наружного воздуха, °С

Таблица 38.2 – Коэффициент теплопроводности

Наименование материала	Коэффициент теплопроводности λ_i, Вт/м°С
Бетон	2,03
Дерево	0,23
Вата минеральная	0,06
Опилки	0,24
Пенопласт	0,06
Толь	0,17
Асбест	0,06
Сталь	52,0
Фанера	0,17
Оргалит	0,06

38.3.3 Для утепления опалубки рекомендуется применение эффективных утеплителей с плотностью не выше 200 кг/м^3.

38.3.4 При устройстве опалубки швов в боковой поверхности сборно-монолитных опор опалубка должна утепляться с наружной стороны (если не устраивается общее утепление контурных блоков).

Термическое сопротивление R утепления должно соответствовать термическому сопротивлению сборных блоков, равному 0,3δ м$^2\cdot$°С/Вт

где δ – толщина блоков в м.

38.3.5 Утепленная опалубка стыков (швов) должна заходить на сборный элемент не менее чем на 50 см. При этом в пределах крайнего участка от начала сборного элемента до конца опалубки утепление должно уменьшаться от расчетной величины (кривая R_1 на рисунке 38.4) до нуля.

38.3.6 Опалубка с периферийным искусственным прогревом допускается только для стыков (швов) омоноличивания сборных конструкций и монолитных бетонных конструкций сечением не свыше 60*60 см.

38.3.7 Массивные опоры должны выдерживаться в тепляках с температурой внутри помещения от +5°С до +10°С. Между поверхностью опалубки или не опалубленной поверхностью бетона и конструкцией тепляка должен быть зазор не менее 20 см.

В помещении тепляка должно быть не менее двух выходов для людей.

38.3.8 При проектировании опалубки с паровыми рубашками необходимо руководствоваться следующими указаниями:

а) паровые рубашки допустимо применять только для конструкций сечением бетона не свыше 60*60 см;

б) термическое сопротивление наружной обшивки рубашки должно приниматься в зависимости от температуры наружного воздуха по кривой R_1 (рисунок 38.4);

в) для равномерного прогрева вертикальных конструкций их паровые рубашки надлежит разделять на отсеки высотой не более 3÷4 м, причём необходимо предусматривать самостоятельную подачу пара снизу в каждый отсек;

г) ввод пара в паровые рубашки прогонов, балок, ригелей необходимо предусматривать не реже, чем через 2÷3 м по их длине, а в паровые рубашки плит – не менее, чем один ввод на каждые 5÷8 м^2 поверхности;

д) должны быть предусмотрены мероприятия для удаления конденсата и предотвращения образования сосулек льда.

38.4 Требования к проектированию скользящей опалубки

Скользящую опалубку необходимо проектировать с учётом ВСН 136-78 (пункты 5.27 - 5.37 «Требования к проектированию скользящей опалубки»).

Приложение А
(справочное)

Перечень стандартов, на которые в тексте СТО даются ссылки

ГОСТ Р 1.4-2004	Стандартизация в Российской Федерации. Стандарты организаций. Общие положения
ГОСТ Р 1.5-2012	Стандартизация в Российской Федерации. Стандарты национальные. Правила построения, изложения, оформления и обозначения
ГОСТ Р ИСО 9001-2015	Системы менеджмента качества. Требования;
ГОСТ 9.402-2004	ЕСЗКС. Покрытия лакокрасочные. Подготовка металлических поверхностей к окрашиванию;
ГОСТ 12.4.059-89	ССБТ. Строительство. Ограждения предохранительные инвентарные. Общие технические условия;
ГОСТ 12.4.107-2012	ССБТ. Строительство. Канаты страховочные. Технические Условия;
ГОСТ 12.2.062-81	ССБТ. Оборудование производственное. Ограждения защитные;
ГОСТ 78-2004	Шпалы деревянные для железных дорог широкой колеи. Технические условия;
ГОСТ 380-2005	Сталь углеродистая обыкновенного качества. Марки.
ГОСТ 535-2005	Прокат сортовой и фасонный из стали углеродистой обыкновенного качества. Общие технические условия;
ГОСТ 839-80	Провода неизолированные для воздушных линий электропередачи. Технические условия;
ГОСТ 1050-2013	Металлопродукция из нелегированных конструкционных качественных и специальных сталей. Общие технические условия;
ГОСТ 1451-77	Краны грузоподъёмные. Нагрузка ветровая. Нормы и метод определения;
ГОСТ 1497-84* (ИСО 6892-84)	Металлы. Методы испытаний на растяжение;
ГОСТ 15150-69*	Машины, приборы и другие технические изделия. Исполнения для различных климатических районов. Категории, условия эксплуатации, хранения и транспортирования в части воздействия климатических факторов внешней среды;
ГОСТ 2695-83*	Пиломатериалы лиственных пород. Технические условия
ГОСТ 2789-73	Шероховатость поверхности. Параметры и характеристики;
ГОСТ 3822-79	Проволока биметаллическая сталемедная. Технические условия;

ГОСТ 3916.1-96*	Фанера общего назначения с наружными слоями из шпона лиственных пород. Технические условия;
ГОСТ 3916.2-96*	Фанера общего назначения с наружными слоями из шпона хвойных пород. Технические условия;
ГОСТ 4543-71	Прокат из легированной конструкционной стали. Технические условия;
ГОСТ 4598-86* (СТ СЭВ 4188-83)	Плиты древесноволокнистые. Технические условия;
ГОСТ 4781-85*	Профили стальные горячекатаные для шпунтовых свай. Технические условия;
ГОСТ 4784-97*	Алюминий и сплавы алюминиевые деформируемые. Марки;
ГОСТ 5686-2012	Грунты. Методы полевых испытаний сваями;
ГОСТ 6996-66* (ИСО 4136-89, ИСО 5173-81, ИСО 5177-81)	Сварные соединения. Методы определения механических свойств;
ГОСТ 7268-82	Сталь. Методы определения склонности к механическому старению по испытанию на ударный изгиб;
ГОСТ 7564-97	Прокат. Общие правила отбора проб, заготовок и образцов для механических и технологических испытаний;
ГОСТ 7565-81 (ИСО 377-2-89)	Чугун, сталь и сплавы. Методы отбора проб для химического состава;
ГОСТ 7566-94*	Металлопродукция. Приёмка, маркировка, упаковка, транспортирование и хранение;
ГОСТ 8050-85	Двуокись углерода газообразная и жидкая. Технические условия;
ГОСТ 8486-86*	Пиломатериалы хвойных пород. Технические условия
ГОСТ 8731-74*	Трубы стальные бесшовные горячедеформированные. Технические условия;
ГОСТ 8732-78	Трубы стальные бесшовные горячедеформированные. Сортамент;
ГОСТ 9087-81	Флюсы сварочные плавленые. Технические условия;
ГОСТ 9238-2013	Габариты железнодорожного подвижного состава и приближения строений;
ГОСТ 9454-78	Металлы. Методы испытания на ударный изгиб при пониженных, комнатной и повышенных температурах;
ГОСТ 9462-88*	Лесоматериалы круглые лиственных пород. Технические условия;
ГОСТ 9463-88*	Лесоматериалы круглые хвойных пород. Технические условия;

ГОСТ 9467-75*	Электроды покрытые металлические для ручной дуговой сварки конструкционных и теплоустойчивых сталей. Типы
ГОСТ 10007-80*	Фторопласт-4. Технические условия;
ГОСТ 10157-79	Аргон газообразный и жидкий. Технические условия;
ГОСТ 10704-91	Трубы стальные электросварные прямошовные. Сортамент;
ГОСТ 10705-80	Трубы стальные электросварные. Технические условия;
ГОСТ 10706-76 (СТ СЭВ 489-77)	Трубы стальные электросварные прямошовные. Технические требования;
ГОСТ 11530-93	Болты для рельсовых стыков железнодорожного пути. Технические условия;
ГОСТ 11539-83*	Фанера бакелизированая. Технические условия;
ГОСТ 12135-75*	Прокладка костыльного скрепления к железнодорожным рельсам типа Р50. Конструкция и размеры;
ГОСТ 14098-2014	Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Типы, конструкции и размеры;
ГОСТ 14637-89* (ИСО 4995-78)	Прокат толстолистовой из углеродистой стали обыкновенного качества. Технические условия;
ГОСТ 15150-69*	Машины, приборы и другие технические изделия. Исполнения для различных климатических районов. Категории, условия эксплуатации, хранения и транспортирования в части воздействия климатических факторов внешней среды;
ГОСТ 16277-93	Подкладки раздельного скрепления железнодорожных рельсов типов Р50, Р65, Р75. Технические условия;
ГОСТ 16338-85*	Полиэтилен низкого давления. Технические условия;
ГОСТ 16350-80	Климат СССР. Районирование и статистические параметры климатических факторов для технических целей;
ГОСТ 19128-73*	Накладки двухголовые к рельсам типа Р50. Конструкция и размеры;
ГОСТ 19281-2014	Прокат повышенной прочности. Общие технические условия;
ГОСТ 21778-81	Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Основные положения
ГОСТ 23118-2012	Конструкции стальные строительные. Общие технические условия;
ГОСТ 24258-88*	Средства подмащивания. Общие технические условия;
ГОСТ 24379.0-2012	Болты фундаментные. Общие технические условия;

ГОСТ 24379.1-2012	Болты фундаментные. Конструкция и размеры;
ГОСТ 24705-2004 (ИСО 724:1993)	Основные нормы взаимозаменяемости. Резьба метрическая. Основные размеры;
ГОСТ 25100-95	Грунты. Классификация;
ГОСТ 25546-82*	Краны грузоподъемные. Режимы работы;
ГОСТ 26271-84*	Проволока порошковая для дуговой сварки углеродистых и низколегированных сталей. Общие технические условия;
ГОСТ 26775-97	Габариты подмостовые судоходных пролетов мостов на внутренних водных путях. Нормы и технические требования;
ГОСТ 26887-86	Площадки и лестницы для строительно-монтажных работ. Общие технические условия;
ГОСТ 27321-87	Леса стоечные приставные для строительно-монтажных работ. Технические условия;
ГОСТ 27372-87	Люльки для строительно-монтажных работ. Технические условия;
ГОСТ 27751-2014	Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения;
ГОСТ 27772-88*	Прокат для стальных строительных конструкций. Общие технические условия;
ГОСТ 28012-89	Подмости передвижные сборно-разборные. Технические условия;
ГОСТ 28870-90*	Сталь. Методы испытания на растяжение толстолистового проката в направлении толщины;
ГОСТ 32484.1-2013 (EN 14399-1:2005)	Болтокомплекты высокопрочные для предварительного натяжения конструкционные. Общие требования;
ГОСТ Р 1.4-2004	Стандарты отраслей, стандарты предприятий, стандарты научно-технических обществ и других общественных объединений. Общие положения;
ГОСТ Р 1.5-2004	Общие требования к построению, изложению, оформлению и содержанию стандартов;
ГОСТ Р 12.4.026-2001*	ССБТ. Цвета сигнальные, знаки безопасности и разметка сигнальная. Назначение и правила применения. Общие технические требования и характеристики. Методы испытаний;
ГОСТ Р 15.201-2000	Система разработки и постановки продукции на производство. Продукция производственно-технического назначения. Порядок разработки и постановки продукции на производство;
ГОСТ Р 50849-96	Пояса предохранительные. Общие технические условия;
ГОСТ Р 51685-2013	Рельсы железнодорожные. Общие технические условия;
ГОСТ Р 52085-2003	Опалубка. Общие технические условия;

ГОСТ Р 52086-2003	Опалубка. Термины и определения;
ГОСТ Р 52643-2006*	Болты и гайки высокопрочные и шайбы для металлических конструкций. Общие технические условия (с 01.07.2015 до 01.07.2018);
ГОСТ Р 52627-2006 (ИСО 898-1:1999)	Болты, винты и шпильки. Механические свойства и методы испытаний
ГОСТ Р 52748-2007	Дороги автомобильные общего пользования. Нормативные нагрузки. Расчетные схемы нагружения и габариты приближения;
ГОСТ Р 53629-2009	Шпунт и шпунт-сваи из стальных холодногнутых профилей. Технические условия;
ГОСТ Р 53920-2010	Фанера облицованная. Технические условия;
ГОСТ Р ИСО 898-1-2011	Механические свойства крепежных изделий из углеродистых и легированных сталей. Часть 1. Болты, винты и шпильки установленных классов прочности с крупным и мелким шагом резьбы.

Приложение Б
(справочное)

Перечень нормативных документов, которые использовались при разработке стандарта

СП 16.13330.2011	Стальные конструкции (СНиП II-23-81*);
СП 20.13330.2011	Нагрузки и воздействия (СНиП 2.01.07-85*);
СП 22.13330.2011	Основания зданий и сооружений (СНиП 2.02.01-83);
СП 24.13330.2011	Свайные фундаменты (СНиП 2.02.03-85);
СП 25.13330.2012	Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах (СНиП 2.02.04-88);
СП 34.13330.2012	Автомобильные дороги (СНиП 2.05.02-85*);
СП 35.13330.2011	Мосты и трубы (СНиП 2.05.03-84*);
СП 37.13330.2012	Промышленный транспорт (СНиП 2.05.07-91*);
СП 38.13330.2012	Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов) (СНиП 2.06.04-82*);
СП 42.13330.2011	Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских поселений (СНиП 2.07.01-89*);
СП 43.13330.2012	Сооружения промышленных предприятий (СНиП 2.09.03-85);
СП 45.13330.2012	Земляные сооружения, основания и фундаменты (СНиП 3.02.01-87);
СП 46.13330.2012	Мосты и трубы (СНиП 3.06.04-91);
СП 48.13330.2011	Организация строительства. (СНиП 12-01-2004)
СП 63.13330.2012	Бетонные и железобетонные конструкции (СНиП 52-01-2003);
СП 64.13330.2011	Деревянные конструкции (СНиП II-25-80);
СП 70.13330.2012	Несущие и ограждающие конструкции (СНиП 3.03.01-87);
СП 101.13330.2012	Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения (СНиП 2.06.07-87);
СП 128.13330.2012	Алюминиевые конструкции (СНиП 2.03.06-85);
СП 131.13330.2012	Строительная климатология (СНиП 23- 01-99*);
СП 12-103-2002	Пути наземные рельсовые крановые. Проектирование, устройство и эксплуатация;

СП 12-136-2002	Решения по охране труда и промышленной безопасности в проектах организации строительства и проектах производства работ;
СП 50-101-2004	Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений;
СП 50-102-2003	Проектирование и устройство свайных фундаментов;
СП 52-101-2003	Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения;
СП 52-102-2004	Предварительно напряженные железобетонные конструкции;
СП 53-101-98	Изготовление и контроль качества стальных строительных конструкций;
СП 53-102-2004	Общие правила проектирования стальных конструкций;
СНиП 3.07.02-87	Гидротехнические морские и речные транспортные сооружения;
СНиП 12.03-2001	Безопасность труда в строительстве. Часть 1. Общие требования;
СНиП 12.04-2002	Безопасность труда в строительстве. Часть 2. Строительное производство;

Приложение В
(обязательное)

Перечень специальных вспомогательных сооружений и устройств

Таблица В.1 – Перечень специальных вспомогательных сооружений и устройств

№№ п/п	Вспомогательные сооружения и устройства	Область применения
1	2	3
1	Вспомогательные опоры	При продольной надвижке и полунавесной сборке пролетных строений
2	Пирсы	При поперечной перекатке пролетных строений
3	Ограждения, рештования, лестницы, в т.ч. маршевые, подмости: МИК-П [24]; МИК-С2 [25]; ИПРС [26],	Для размещения людей, инструмента, оборудования при выполнении технологических операций при сборке и надвижке пролетных строений, а также при сооружении фундаментов и опор
4	Ограждающие устройства: - шпунтовые стенки; - закладные крепления котлованов; - грунтовые анкеры; - перемычки, включая грунтовые; - бездонные ящики	При сооружении фундаментов постоянных и вспомогательных опор
5	Самоподъёмные и переставные платформы	То же
6	Направляющие каркасы	При погружении оболочек, устройстве свайных оснований и шпунтовых ограждений
7	Сборочные подмости (в том числе перемещающиеся) и стапели	Для сборки пролетных строений
8	Усиление пролетных строений, включая аванбеки и шпренгели	При продольной надвижке пролетных строений
9	Приёмные консоли	При продольной надвижке, навесной и полунавесной сборке пролетных строений
10	Анкерные устройства	При навесной и полунавесной сборке пролетных строений
11	Устройство для выборки прогиба пролетных строений	При продольной надвижке пролетных строений
12	Ходовые части и накаточные пути	То же
13	Устройства для приведения в движение пролетных строений	То же
14	Устройства защиты вспомогательных опор от навала судов и ледохода	При сооружении капитальных опор, при продольной надвижке и полунавесной сборке пролетных строений

Окончание таблицы В.1

1	2	3
15	Плавучие опоры с якорными системами	Для перевозки на плаву и установки на опоры пролетных строений В качестве поддерживающей конструкции при продольной надвижке пролетных строений
16	Плашкоуты из понтонов [27]	Для установки монтажных кранов, копров и перевозки строительных конструкции и материалов
17	Подкрановые эстакады	Для пропуска и работы монтажных козловых кранов
18	Рабочие мостики	Для пропуска и работы транспортных средств, строительных и грузоподъёмных машин
19	Временные причалы	Для перегрузки массовых грузов и конструкций, а также перевозки людей
20	Устройства для подводного бетонирования фундаментов	При подводном бетонировании фундаментов
21	Устройства для подъемки и опускания пролетных строений (домкратные клетки, песочницы, фермоподъемники)	При снятии пролетных строений с накаточных устройств и плавучих опор, при опускании на опорные части

Примечания

1 Перечень СВСиУ может быть дополнен конкретными данными из проектов, разрабатываемых проектировщиками.

2 Проектирование временных и краткосрочных железнодорожных мостов, а также пролетных строений, устанавливаемых временно на капитальные опоры и предназначенных для организованного движения поездов, должно выполняться согласно "Инструкции по проектированию железнодорожных временных и краткосрочных мостов и труб" [28].

3 В Справочном пособии к СТО 01386088-136-2016 «Специальные вспомогательные сооружения и устройства для строительства мостов. Нормы проектирования» [29] представлена необходимая информация о СВСиУ, которые используются при производстве строительных работ, например:

- мостовые инвентарные конструкции МИК-С2 и МИК-П;
- универсальные металлические понтоны КС-63, КС-63М;
- шпунтовые сваи и панели;
- средства подмащивания;
- схемы якорного закрепления плашкоута и спуска на воду;
- другие СВСиУ.

Приложение Г
(обязательное)

Определение нормативного бокового давления на ограждение котлована[1)]

Г.1 Давление воды на ограждение котлована принимают распределенным по закону гидростатики. Давление грунта (активное и пассивное) определяют по теории Кулона, учитывая сцепление в суглинках и глинах.

Г.2 Нормативное активное давление и нормативное пассивное давление фунта определяют в зависимости от нормативных характеристик грунта (удельного веса γ, угла внутреннего трения φ, а для суглинков и глин также и от сцепления c), устанавливаемых на основании данных инженерно-геологических изысканий с учетом природного состояния грунта.

Для предварительных расчетов допускается нормативные характеристики грунтов принимать по таблице Д.1 приложения Д.

Г.3 При определении давлений на ограждение допускается разнородные грунты, различающиеся значениями каждой из характеристик (объемного веса γ, угла внутреннего трения φ и сцепления c) не более чем на 20%, рассматривать как однородный грунт со средневзвешенными значениями характеристик

$$\gamma_{ср} = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i}; \qquad \varphi_{ср} = \frac{\sum \varphi_i h_i}{\sum h_i}; \qquad c_{ср} = \frac{\sum c_i h_i}{\sum h_i}, \tag{Г.1}$$

где γ_i, φ_i и c_i – значения γ, φ и c для i-го слоя грунта толщиной h_i.

Г.4 Если песок или супесь расположены ниже поверхности воды, то горизонтальное давление на ограждение следует определять, суммируя гидростатическое давление и активное или пассивное давление взвешенного в воде грунта.

Удельный вес грунта во взвешенном состоянии определяют по формуле:

$$\gamma_{взв} = \frac{1}{1+\varepsilon}(\gamma_0 - \gamma_в), \tag{Г.2}$$

где ε – коэффициент пористости грунта;

γ_0 – удельный вес грунта, принимаемый в среднем 27 кН/м^3 (2,7 тс/м^3);

$\gamma_в$ – удельный вес воды, 10 кН/ м^3 (1,0 тс/м^3);

Допускается принимать $\gamma_{взв}$ =10 кН/м^3 (1,0 тс/м^3).

Г.5 В случаях, когда котлован разрабатывают на местности, не покрытой водой, и превышение уровня грунтовых вод над дном котлована составляет не более 2м и не более трети глубины котлована, допускается в расчете ограждений с одним или несколькими ярусами распорных креплений определять прямой отпор грунта (пассивное давление грунта со стороны котлована) с учетом трения грунта по стенке ограждения. Угол трения грунта по стенке принимают равным:

[1)] В настоящем приложении речь идет только о нормативных величинах (давления, веса, нагрузки, характеристик грунта); в целях избежания повторений слово «нормативное» далее опускается.

$\delta = \frac{\varphi}{3}$ при $h'_в > 0$; $\delta = \frac{\varphi}{2}$ при $h'_в = 0$

где φ - угол внутреннего трения грунта в котловане.

В остальных случаях давление грунта (активное и пассивное) на ограждение следует определять, принимая δ = 0.

Г.6 Вертикальную нагрузку на призме обрушения принимают:

а) от веса материалов и возможной отсыпки грунта – в виде равномерно распределенной нагрузки интенсивностью, соответствующей предполагаемым проектным размерам материалов и отсыпки, но не менее 10 кН/м^3 (1,0 тс/м^3).

б) от строительного оборудования, кранов, копров и транспортных средств, перемещающихся по рельсам, – по паспортным данным, каталогам и справочникам (с учетом загружения, наиболее неблагоприятного для рассчитываемой конструкции);

в) от автотранспорта, проходящего по дороге, расположенной вдоль котлована, в виде полосовой нагрузки р с шириной полосы 3,0 м для каждого ряда машин (рисунок Г.1).

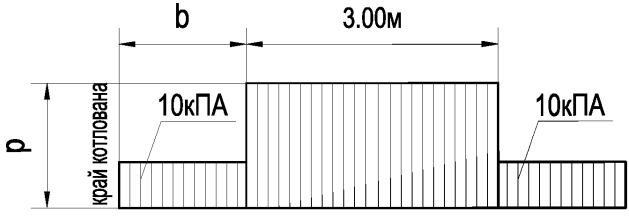


Рисунок Г.1 – Вертикальная нагрузка на призме обрушения от автотранспорта

При расстоянии b между краем котлована и бровкой дороги b=3,0÷2,0 м и весе машин до 250 кН (25тс) величина р принимается равной 20 кПа (2 т/м^2), при расстоянии 2,0÷1,0 м – р =30 кПа (3 т/м^2) и при меньшем расстоянии – 40 кПа (4 т/м^2). При расстоянии между дорогой и котлованом больше 3,0 м величина р =10 кПа (1 т/м^2). При весе машин до 300 кН (30тс) значения р увеличиваются в 1,2 раза; при весе до 450 кН (45тс) – в 1,9 раза и весе 600 кН (60тс) – в 2,5 раза;

г) от гусеничных и колесных кранов, работающих в непосредственной близости от котлована, в виде полосовой нагрузки р шириной 1,5 м (рисунок Г.2). Величина р принимается равной 3,0 тс/м^2 при рабочем весе (собственный вес крана и максимального груза) до 100 кН; 60 кПа при рабочем весе 300 кН; 90 кПа при рабочем весе 500 кН и 120 кПа (при рабочем весе 700 кН (промежуточные значения - по интерполяции);

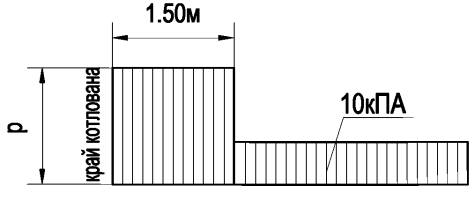


Рисунок Г.2 – Вертикальная нагрузка на призме обрушения от гусеничных и колесных кранов

д) от трамвая, проходящего параллельно стенке, принимается в виде полосовой нагрузки, равной 15 кПа (1,5 т/м^2) при распределении ее на ширине 3,0 м;

е) от железнодорожного пути, проходящего параллельно стенке ограждения, принимается в виде полосовой нагрузки, распределенной на ширине 3,5 м с интенсивностью 280 кН/м (28 т/м) на линиях, где проходит нагрузка, близкая к расчетной С14 (тяжелые транспортеры, электровозы).

Допускается уменьшать интенсивность нагрузки с учетом реально обращающейся нагрузки и рекомендаций приложения Н.

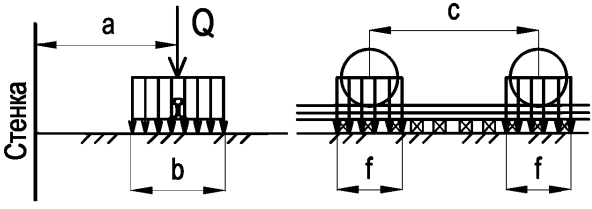


Рисунок Г.3 – К определению эквивалентной нагрузки от однорельсовой тележки на призме обрушения.

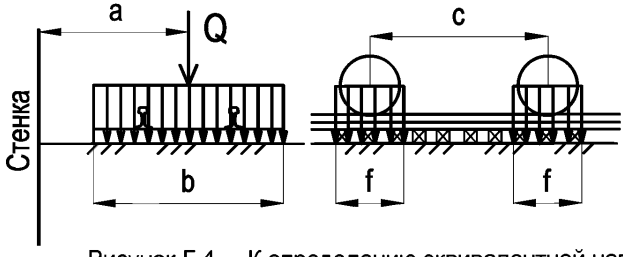


Рисунок Г.4 – К определению эквивалентной нагрузки от двухрельсовой тележки на призме обрушения.

Г.7 При определении активного давления на ограждение вертикальную нагрузку на призме обрушения, распределенную в пределах двух площадок с общей осью, параллельной стенке (рисунки Г.3 и Г.4), приводят к эквивалентной нагрузке, распределенной по сплошной полосе, имеющей неограниченную протяженность вдоль стенки и ширину b. Под размером b (шириной полосы распределения эквивалентной нагрузки) понимают: для рельсовой нагрузки – длину полушпалы при однорельсовых тележках (рисунок Г.3) или длину шпалы при двухрельсовых тележках (рисунок Г.4).

Г.8 Интенсивность эквивалентной нагрузки (пункт Г.7) определяют по формуле:

$$q = \frac{Q}{b \cdot \ell}\ , \qquad (Г.3)$$

где Q – равнодействующая вертикальной нагрузки, распределенной на поверхности призмы обрушения в пределах одной площадки или двух площадок b x f с общей осью, параллельной стенке (см. рисунки Г.3 и Г.4);

ℓ – длина участка стенки, в пределах которого на стенку действует боковое давление грунта от загружения призмы обрушения этой вертикальной нагрузкой.

В случаях, когда нагрузка на призме обрушения приложена по схемам (рисунки Г.3 и Г.4) и при этом удовлетворяется условие:

$$2a\,tg\varphi\,tg\left(45°+\frac{\varphi}{2}\right) > c-f\ , \qquad (Г.4)$$

принимают: $\ell = c + f + 2a\,tg\varphi\,tg\left(45°+\frac{\varphi}{2}\right),$ (Г.5)

в остальных случаях следует принимать:

$$\ell = 2\left[f + 2atg\varphi tg\left(45°+\frac{\varphi}{2}\right)\right], \qquad (Г.6)$$

где c – для рельсовой нагрузки – база тележки крана, рабочего мостика или платформы (см. рисунки Г.3 и Г.4);

f – для рельсовой нагрузки - длина распределения нагрузки рельсом (см. рисунки Г.3 и Г.4), принимаемая равной 1 м;

a – расстояние от центра площадки передачи нагрузки до стенки ограждения;

φ – угол внутреннего трения грунта за стенкой.

Если в пределах высоты $\bar{h} = \alpha\,tg\left(45°+\frac{\varphi}{2}\right)$ расположены слои грунта с углами внутреннего трения, отличающимися друг от друга не более чем на 20%, допускается принимать $\varphi=\varphi_{ср}$, где $\varphi_{ср}$,– средневзвешенное для глубины h значение угла внутреннего трения грунта. При бóльшем различии в значениях углов внутреннего трения грунта длину ℓ определяют на основе построения, показанного на рисунке Г.5.

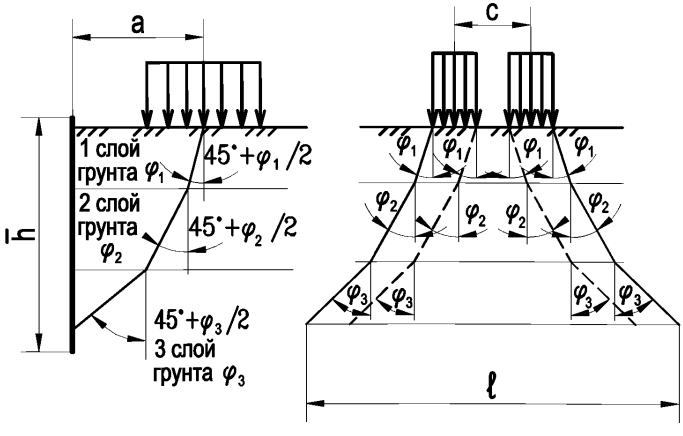


Рисунок Г.5 – К определению эквивалентной нагрузки при наличии за стенкой нескольких слоев грунта, отличающихся углами внутреннего трения

Г.9 Если поверхность грунта ограничена плоскостью и на ней равномерно распределена нагрузка интенсивностью q, то активное давление песка или супеси на стенку ограждения принимают изменяющимся по прямолинейному закону от значения p_1 на уровне верха стенок до значения p_2 на глубину H (рисунок Г.6):

$$p_1 = q\,\lambda_a; \qquad p_2 = (q+\gamma H)\,\lambda_a\ , \qquad (Г.7)$$

где γ – объемный вес грунта;

λ_a – коэффициент активного давления грунта, определяемый выражением:

$$\lambda_a = \frac{\cos^2 \varphi}{(1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi-\alpha)\sin\varphi}{\cos\alpha}})^2}, \qquad (Г.8)$$

φ – угол внутреннего трения грунта;

α – угол между плоскостью, ограничивающей поверхность грунта, и горизонтальной поверхностью (α>0, рисунок Г.6).

При горизонтальной поверхности грунта (α = 0) и отсутствии на ней нагрузки:

$$p_1 = 0; \qquad p_2 = \gamma H \operatorname{tg}^2(45° - \frac{\varphi}{2}), \qquad (Г.9)$$

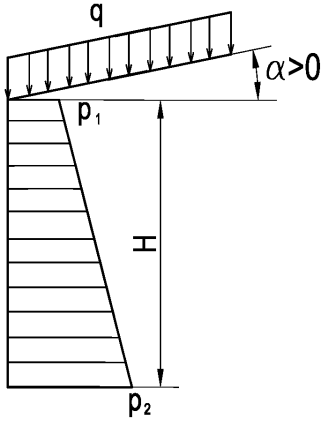


Рисунок Г.6 – К определению активного давления песка или супеси на стенку ограждения в случае, если поверхность грунта ограничена плоскостью и на ней равномерно распределена нагрузка

Г.10 В случаях, не охваченных пунктом Г.9, активное давление песка или супеси на стенку ограждения может быть определено излагаемым ниже способом.

Находят равнодействующую активного давления грунта – силу E, как наибольшее из значений E_i, подсчитанных по формуле:

$$E_i = G_i \operatorname{tg}(\Theta_i - \varphi), \qquad (Г.10)$$

где G_i – сумма веса $G_{гр}$, предполагаемой призмы обрушения ABC_i и равнодействующей, расположенной над ней нагрузки (рисунок Г.7 а);

Θ_i – угол между предполагаемой плоскостью обрушения и горизонтальной плоскостью.

Значение Θ_i, которому соответствует наибольшее значение E_i, определенное по формуле (Г.10).

Силу E рассматривают как сумму силы $E_{гр}$ от веса призмы обрушения и сил E_q от каждой из нагрузок[1] на призме обрушения.

Силу $E_{гр}$ определяют по формуле:

$$E_{гр} = G_{гр} \operatorname{tg}(\Theta - \varphi), \qquad (Г.11)$$

[1)] В целях упрощения рисунка Г.6 на нем показана лишь одна нагрузка интенсивностью q, распределенная на ширине b.

Принимают, что сила $E_{гр}$ является равнодействующей давлений, эпюра которых имеет вид треугольника (рисунок Г.7 б).

Силу E_q от нагрузки q, расположенной на призме обрушения и распределенной по ширине b, определяют по формуле:

$$E_q = q\,b\,tg(\Theta - \varphi), \qquad (Г.12)$$

Принимают, что сила E_q является равнодействующей давления на стенку, равномерно распределенного между точками A_1 и A_2 на пересечении со стенкой прямых, проведенных параллельно следу плоскости обрушения из начала и конца участка, в пределах которого действует нагрузка q (рисунок Г.7 б). Если плоскость обрушения делит участок, на котором расположена нагрузка q, то за конец участка следует принимать след пересечения плоскости обрушения с поверхностью грунта.

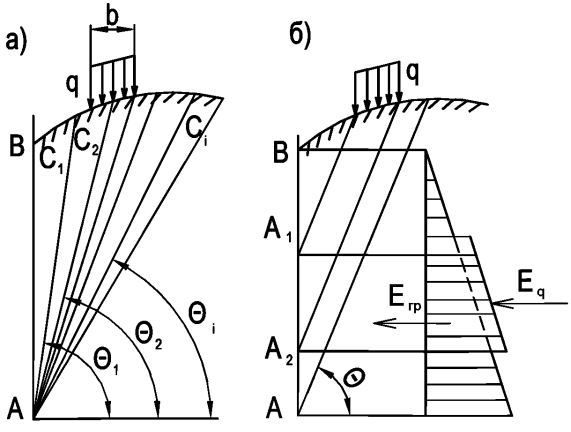


Рисунок Г.7 – К определению активного давления песка или супеси на стенку ограждений при произвольном очертании поверхности грунта и расположении на ней нагрузки

Г.11 Если поверхность грунта горизонтальна и на ней равномерно распределена нагрузка интенсивностью q, то активное давление грунта нескольких слоев песка или супеси а пределах каждого (i -го) слоя принимают изменяющимся прямолинейно от давления p, на уровне кровли этого слоя до давления p'_i на уровне его подошвы (рисунок Г.8):

$$p_i = (q + \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + ... + \gamma_{i-1} h_{i-1})\lambda_{ai}$$
$$p'_i = (q + \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + ... + \gamma_{i-1} h_{i-1} + \gamma_i h_i)\lambda_{ai} \quad , \qquad (Г.13)$$

где h_i – толщина i - го слоя грунта с объемным весом γ_i и углом внутреннего трения φ_i ;

$\lambda_{ai} = tg^2(45° - \frac{\varphi_i}{2})$ – коэффициент активного давления грунта i -го слоя.

Г.12 Активное давление суглинка или глины допускается определять, учитывая сцепление грунта c путем уменьшения ординат эпюры, построенной как для несвязного грунта (по объемному весу γ и углу φ внутреннего трения суглинка или глины) на величину, которая при плоской поверхности грунта, наклоненной к горизонту под углом α, определяется выражением:

$$p_c = \frac{c}{tg\varphi}\left(1-\frac{\lambda_a}{\cos\alpha}\right), \qquad (Г.14)$$

λ_a - коэффициент активного давления грунта, определяемый по формуле (Г.8).

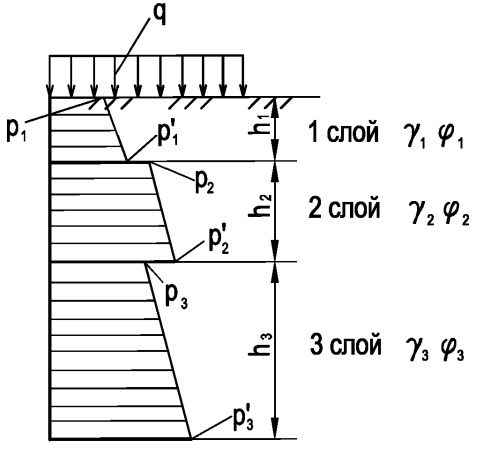


Рисунок Г.8 – К определению активного давления грунта
из нескольких слоев песка или супеси на стенку ограждения

В пределах участка, на котором величина p_c превышает ординаты активного давления, вычисленные как для несвязного грунта, активное давление суглинка или глины не учитывают.

Построение эпюры активного давления однородного грунта в виде суглинка или глины показано на рисунке Г.9.

В случае разнородного грунта уменьшение активного давления за счет сцепления учитывают в пределах каждого слоя суглинка или глины, определяя величину p_c по формуле (Г.14) по характеристикам φ и c соответствующего слоя.

При горизонтальной поверхности грунта (α = 0) формула (Г.14) может быть представлена в виде:

$$p_c = 2\,c\,tg\,(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) = 2\,c\,\sqrt{\lambda_a}\,; \qquad (Г.15)$$

Г.13 Эпюру пассивного давления супеси или песка на стенку принимают в виде треугольника с наибольшей ординатой (рисунок Г.10):

$$p_п = \gamma\,H\,\lambda_п; \qquad (Г.16)$$

где $\lambda_п$ – коэффициент пассивного давления грунта, определяемый выражением:

$$\lambda_п = \frac{\cos^2\varphi}{\cos\delta\left(1-\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin\varphi}{\cos\delta}}\right)^2}; \qquad (Г.17)$$

Угол δ трения грунта по стенке следует принимать по пункту 5. При δ=0 формула (Г.17) упрощается и принимает вид:

$$\lambda_п = tg^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}), \qquad (Г.18)$$

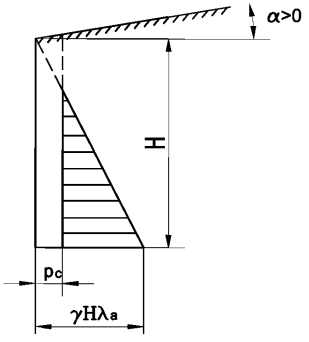


Рисунок Г.9 – К определению активного давления суглинка или глины

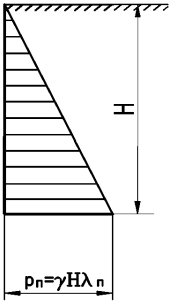


Рисунок Г.10 – Эпюра пассивного давления песка или супеси на стенку ограждения

Г.14 Ординаты эпюры пассивного давления суглинка или глины на стенку (рисунок Г.11) получают суммированием соответствующих ординат двух эпюр: эпюры, построенной как для несвязного грунта (по значению угла φ внутреннего трения суглинка или глины) и эпюры с ординатами, равными:

$$2c\,\mathrm{tg}\left(45^\circ+\frac{\varphi}{2}\right)=2\,c\,\sqrt{\lambda_a} \qquad (Г.20)$$

Для поверхностного слоя, где возможно нарушение структуры суглинка или глины, расчетное сцепление с принимают уменьшающимся по линейному закону от полной величины (определяемой по пункту Г.2) на глубине 1,0 м до нуля у поверхности грунта.

Г.15 При проектировании замкнутых в плане ограждений узких и глубоких котлованов, расположенных в сухих грунтах с углом внутреннего трения более 30°, допускается учитывать снижение активного давления грунта за счет пространственных условий работы. Снижение учитывается коэффициентом η, вводимым к величине давления E от собственного веса грунта. Коэффициент η следует принимать равным 0,7 при k = B : H = 0,5 и 1,0 при k ≥ 2 (где B – наибольший размер в плане и H – глубина котлована). При значениях 0,5 < k < 2 величина его принимается по интерполяции.

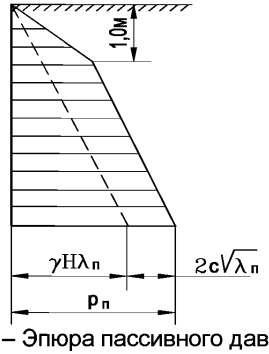


Рисунок Г.11 – Эпюра пассивного давления суглинка или глины на стенку ограждения

Приложение Д
(справочное)

Нормативные значения удельных весов, удельных сцеплений, углов внутреннего трения

Таблица Д.1 – Нормативные значения характеристик песчаных грунтов

Виды песков	Характеристика грунтов	Характеристика грунтов при коэффициенте пористости			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистые и крупные	γ c φ	20,5(2,05) 2 (0,02) 43	19,5(1,95) 1 (0,01) 40	19,0(1,90) – 38	– – –
Средней крупности	γ c φ	20,5(2,05) 3 (0,03) 40	19,5(1,95) 2 (0,02) 38	19,0(1,90) 1 (0,01) 35	– – –
Мелкие	γ c φ	19,5(1,95) 6 (0,06) 38	19,5(1,95) 4 (0,04) 36	19,0(1,90) 2 (0,02) 32	19,0(1,90) – 28
Пылеватые	γ c φ	19,5(1,95) 8 (0,08) 36	19,5(1,95) 6 (0,06) 34	19,0(1,90) 4 (0,04) 30	19,0(1,90) 2 (0,02) 26

Удельный вес – γ кН/м^3 (тс/м^3),
Удельное сцепление – с, кПа (кгс/см^2),
Угол внутреннего трения – φ°

Примечание – Для насыпного грунта φ принимается на 5° ниже, а γ - на 10% меньше.

Таблица Д.2 – Нормативные значения глинистых грунтов четвертичных отложений

Наименование грунтов и консистенция J_L	Характеристика грунтов	Характеристика грунтов при коэффициенте пористости						
		0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супеси $0 \le J_L \le 0,25$	γ	21,0 (2,10)	20,0 (2,00)	19,5 (1,95)	–	–	–	–
	c	21 (0,21)	17 (0,17)	15 (0,15)	– 13 (0,13)	–	–	–
	φ	30	29	27	–	–	–	–
Супеси $0,25 \le J_L \le 0,75$	γ	21,0 (2,10)	20,0 (2,00)	19,5 (1,95)	19,0 (1,90)	–	–	–
	c	19 (0,19)	15 (0,15)	13 (0,13)	11 (0,11)	– 9 (0,09)	–	–
	φ	28	26	24	21	–	–	–
Суглинки $0 \le J_L \le 0,25$	γ	21,0 (2,10)	20,0 (2,00)	19,5 (1,95)	19,0 (1,90)	18,5 (1,85)	18,0 (1,80)	17,5 (1,75)
	c	47 (0,47)	37 (0,37)	31 (0,31)	25 (0,25)	22 (0,22)	19 (0,19)	15 (0,15)
	φ	26	25	24	23	22	20	20
Суглинки $0,25 \le J_L \le 0,50$	γ	21,0 (2,10)	20,0 (2,00)	19,5 (1,95)	19,0 (1,90)	18,5 (1,85)	18,0 (1,80)	–
	c	39 (0,39)	34 (0,34)	28 (0,28)	23 (0,23)	18 (0,18)	15 (0,15)	–
	φ	24	23	22	21	19	17	–
Суглинки $0,50 \le J_L \le 0,75$	γ	–	–	19,5 (1,95)	19,0 (1,90)	18,5 (1,85)	18,0 (1,80)	17,5 (1,75)
	c	–	–	25 (0,25)	20 (0,20)	16 (0,16)	14 (0,14)	12 (0,12)
	φ	–	–	19	18	16	14	12
Глины $0 \le J_L \le 0,25$	γ	–	20,0 (2,00)	19,5 (1,95)	19,0 (1,90)	18,5 (1,85)	18,0 (1,80)	17,5 (1,75)
	c	–	81 (0,81)	68 (0,68)	54 (0,54)	47 (0,47)	41 (0,41)	36 (0,36)
	φ	–	21	20	19	18	16	14
Глины $0,25 \le J_L \le 0,50$	γ	–	–	19,5 (1,95)	19,0(1,90) 50 (0,50) 17	18,5 (1,85)	18,0 (1,80)	17,5 (1,75)
	c	–	–	57 (0,57)		43 (0,43)	37 (0,37)	32 (0,32)
	φ	–	–	18		16	14	11
Глины $0,50 \le J_L \le 0,75$	γ	–	–	19,5 (1,95)	19,0 (1,90)	18,5 (1,85)	18,0 (1,80)	17,5 (1,75) 29 (0,29) 7
	c	–	–	45 (0,45)	41 (0,41)	36 (0,36)	33 (0,33)	
	φ	–	–	15	14	12	10	

Приложение Е
(обязательное)

Характеристика волнения на морях, озерах и крупных водохранилищах

Таблица Е.1 – Волнения на морях, озерах и крупных водохранилищах в баллах

Баллы	Высота волны, м	Характеристика волнения	Состояние водной поверхности
0	0	Волнение отсутствует	Зеркально-гладкая поверхность
1	до 0,25	Слабое	Рябь, появляются небольшие гребни волн
2	0,25 - 0,75	Умеренное	Небольшие гребни волн начинаются, но пена не белая, а стекловидная
3	0,75 - 1,25	Умеренное	Хорошо заметные небольшие волны, гребни некоторых на них опрокидываются, образуя местами белую клубящуюся пену - «барашки»
4	1,25 - 2	Значительное	Волны принимают хорошо выраженную форму, повсюду образуются «барашки»
5	2 - 3,5	Сильное	Появляются гребни большой высоты, их вершины занимают большие площади, ветер начинает срывать пену
6	3,5 - 6	Сильное	Гребни очерчивают длинные валы ветровых волн, пена, срываемая с гребней ветром, начинает вытягиваться полосами по склонам волн
7	6 - 8,5	Очень сильное	Длинные полосы пены, срываемой ветром, покрывают склоны волн и местами, сливаясь, достигают их подошв
8	8,5 - 11	Очень сильное	Пена широкими плотными сливающимися полосами покрывает склоны волн, отчего поверхность становиться белой, только местами, во впадинах волн видны свободные от пены участки
9	11 и более	Исключительное	Поверхность моря покрыта плотным слоем пены, воздух наполнен водяной пылью и брызгами; видимость уменьшена
10	11 и более	Исключительное	Поверхность моря покрыта плотным слоем пены, воздух наполнен водяной пылью и брызгами; видимость значительно уменьшена

Характеристика скорости и силы ветра в баллах

Таблица Е.2 – Характеристика скорости и силы ветра в баллах

Баллы	Характеристика ветра	V_o м/сек	W_o Па(кгс/м^2)	Описание явлений, сопровождающих ветер
1	2	3	4	5
0	Штиль	0-0,5	0	Дым поднимается отвесно или почти отвесно
1	Тихий	0,6-1,7	1 (0,1)	Дым легко отклоняется в сторону
2	Легкий	1,8-3,3	5 (0,5)	Дуновение ветра чувствуется лицом, листья шелестят
3	Слабый	3,4-5,2	20 (2)	Колышутся листья и тонкие ветки деревьев, развиваются легкие флаги
4	Умеренный	5,3-7,4	40 (4)	Поднимается пыль; тонкие ветки деревьев качаются
5	Свежий	7,5-9,8	60 (6)	Качаются тонкие стволы деревьев, на воде появляются волны с гребешками
6	Сильный	9,9-12,4	110 (11)	Качаются толстые ветки деревьев; гудят телефонные провода
7	Крепкий	12,5-15,2	170 (17)	Качаются стволы небольших деревьев; пенятся волны
8	Очень крепкий	15,3-18,2	250 (25)	Ветер ломает тонкие ветки и сухие ветки деревьев
9	Шторм	18,3-21,5	360 (36)	Небольшие разрушения; волны на воде покрываются пеной
10	Сильный шторм	21,6-25,1	470 (47)	Значительные разрушения; деревья вырываются с корнем
11	Жесткий шторм	25,2-29	640 (64)	Большие разрушения на значительном пространстве
12	Ураган	более 29	740 (74)	Катастрофические разрушения

Примечания

1 Таблица Е.2 составлена на основе, Шкалы Бофорта для определения силы ветра, опубликованной в приложении 11 Правил… [30].

2 В графе 4 приведены средние значения давления на 1 м^2 поверхности, нормальной к ветру (W_o).

Параметры волнения и ветра, при которых допускается производство СМР

Таблица Е.3 – Параметры волнения и ветра, при которых допускается производство СМР

№№ п/п	Виды работ	Волнение		Ветер	
		баллы	высота волны	баллы	скорость V_0 м/с
1	Берегоукрепительные работы (наброска массивов и отсыпка камня) с помощью плавкранов	2	0,75	6	12
2	Погрузка конструкций и материалов на плавсредства и разгрузка их	3	1,25	6	12
3	Свайные работы, выполняемые плавучими кранами и копрами	2	0,75	4	7,5
4	Установка оболочек большого диаметра (2,6-3 м)	2	0,75	4 4	7,5 7,5
5	Бетонные работы - подача бетонной смеси в бадьях плавкранами	2	0,75	5	10
6	Работа на самоподъемных платформах морского типа сборка стальных пролетных строений на открытых местах и на высоте	4 –	2 –	6	12
7	Сборка стальных пролетных строений на открытых местах и на высоте	–	–	6	12
8	Устройство и разборка временных подмостей (рештований) установка и снятие защитных ограждений и панелей с большой парусностью	–	–	5	10
9	Наводка пролетных строений наплаву	2	0,75	5 4	10 7,5

Примечание – Для расчета мощности тяговых обустройств и буксиров при наводке пролетных строений наплаву среднюю скорость следует принимать V_0 =12 м/с. При штормовом раскреплении плавсистемы на акватории якорные закрепления и канаты должны рассчитываться на нагрузки, действующие при ветре со средней скоростью V_0 =22 м/с.

Приложение Ж
(справочное)

Эквивалентные нормативные нагрузки k, кН/м (тс/м) от консольных кранов и обращающегося на сети подвижного состава

Ж.1 Изгибающие моменты в середине пролета разрезных балочных пролетных строений, возникающие при проходе по ним консольных кранов ГЭПК-130 и ГЭК-80 с блоками железобетонных пролетных строений, определяются по эквивалентным равномерно распределенным нагрузкам k в кН/м (тс/м) пути при a = 0,5 (для линий влияния треугольного очертания), приведенным в таблице Ж.1 и Ж.2.

Таблица Ж.1 – Эквивалентные нагрузки k в кН/м (тс/м) от консольного крана ГЭК-80 с блоками пролетных строений

Расчетная длина загружаемого пролета λ, м	Эквивалентные нагрузки k в кН/м (тс/м) от консольного крана ГЭК-80 с блоками пролетных строений весом, кН (тс) длиной, м		
	500/450 (50/45)* 16,5	600/600 (60/60) 18,7	850/750 (85/75) 23,6
15,8	160(16,0)	165 (16,5)	190(19,0)
18,0	151(15,1)	155(15,5)	179 (17,9)
22,9	131 (13,1)	135(13,5)	155(15,5)
Давление на ось крана, кН(тс)	280 (28,0)	290 (29,0)	336 (33,6)

* – вес блоков указан с учетом строповочных приспособлений, через дробь дан вес противовесов.

Здесь $\alpha = \frac{a}{\lambda}$ – положение вершины линии влияния, (Ж.1)

где a – проекция наименьшего расстояния от вершины линии влияния, м;

λ – длина загружения линии влияния, м.

Опорные реакции допускается определять по упомянутым табличным значениям эквивалентных нагрузок, увеличенным на 15%.

Схема строповки блоков принята по действующим типовым проектам сборных пролетных строений (с нормальной высотой) из предварительно напряженного железобетона.

Таблица Ж.2 – Эквивалентные нагрузки k в кН/м (тс/м) от консольного крана ГЭПК-130 с блоками пролетных строений

Расчетная длина загружаемого пролета λ, м	Эквивалентные нагрузки k в кН/м (тс/м) от консольного крана ГЭПК-130 с блоками пролетных строений весом, кН (тс) длиной, м			
	500 (50) 16,5	600 (60) 18,7	850 (85) 23,6	1080(108) 27,6
15,8	197(19,7)	201(20,1)	210(21,0)	218(21,8)
18,0	194(19,4)	198(19,8)	206(20,6)	214(21,4)
22,9	188(18,8)	192(19,2)	202(20,2)	–
26,9	185(18,5)	188(18,8)	196(19,6)	204(20,4)
Давление на ось крана, кН(тс)	344(34,4)	351(35,1)	367(36,7)	381(38,1)

Ж.2 Схемы осевых нагрузок наиболее часто обращающегося на сети подвижного состава, а также схемы восьмиосных цистерн (в габарите для цистерн – $Т_ц$) и тепловозов шестиосных (в одной секции) приведены в конце приложения.

Характеристики каждой из единиц подвижного состава помещены в таблице Ж.3.

Таблица Ж.3 – Характеристики единиц подвижного состава

Подвижной состав	Характеристики единиц подвижного состава				
	число осей	грузоподъ-емность, кН(тс)	нагрузка на ось, кН(тс)	Длина по осям сцепления автосцепок, м	Нагрузка на погонный метр пути, кН/м (тс/м)
Хоппер-дозатор	4	600 (60)	206,4 (20,64)	10,87	76,0 (7,60)
Полувагон	6	940 (94)	209,0 (20,90)	16,40	76,5 (7,65)
Полувагон	8	1250 (125)	210,0 (21,00)	20,24	83,0 (8,30)
Тепловоз ТЭ-3	6 (в секции)	–	210,0 (21,00)	16,97	74,2 (7,42)
Цистерна	8	1250 (125)	220,0 (22,00)	18,90	94,2 (9,42)
Тепловоз ТЭ-121	6 (в секции)	–	250,0 (25,00)	22,00	68,2 (6,82)

Ж.3 Эквивалентные нагрузки k в кН/м (тс/м) пути от воздействия приведенных на рисунке Ж.1 схем для загружения линий влияния треугольного очертания (при λ=0,5 и λ=0) от однотипных вагонов приведены в таблице Ж.4, а от ряда тепловозов ТЭ-3 и ТЭ-121 (без учета вагонной нагрузки) – в таблице Ж.5.

Таблица Ж.4 – Эквивалентные нагрузки k в кН/м (тс/м) пути от обращающихся полувагонов с количеством осей

Длина загружения λ, м	Эквивалентные нагрузки k в кН/м (тс/м) пути от обращающихся полувагонов с количеством осей					
	4		6		8	
	$\alpha = 0$	$\alpha = 0{,}5$	$\alpha = 0$	$\alpha = 0{,}5$	$\alpha = 0$	$\alpha = 0{,}5$
1	2	3	4	5	6	7
1	440,0 (44,00)	440,0 (44,00)	440,0 (44,00)	440,0 (44,00)	440,0 (44,00)	440,0 (44,00)
2	236,5 (23,65)	220,0 (22,00)	275,0 (27,50)	220,0 (22,00)	291,5 (29,15)	220,0 (22,00)
3	202,9 (20,29)	146,7 (14,67)	220,0 (22,00)	165,0 (16,50)	227,3 (22,73)	176,2 (17,62)
4	169,1 (16,91)	130,0 (13,00)	206,3 (20,63)	165,0 (16,50)	204,9 (20,49)	154,0 (15,40)
5	157,2 (15,72)	116,9 (11,69)	184,8 (18,48)	158,4 (15,84)	183,9 (18,39)	151,4 (15,14)
6	145,8 (14,58)	116,8 (11,68)	165,5 (16,55)	146,7 (14,67)	169,9 (16,99)	141,8 (14,18)
7	142,4 (14,24)	112,8 (11,28)	157,5 (15,75)	134,7 (13,47)	160,7 (16,07)	136,5 (13,65)
8	136,5 (13,65)	107,0 (10,70)	151,8 (15,18)	123,8 (12,38)	150,6 (15,06)	132,0 (13,20)
9	129,6 (12,96)	103,9 (10,39)	147,3 (14,73)	115,0 (11,50)	145,2 (14,52)	126,0 (12,60)
10	122,6 (12,26)	101,7 (10,17)	145,7 (14,57)	115,1 (11,51)	139,6 (13,96)	119,9 (11,99)
12	113,0 (11,30)	95,1 (9,51)	137,9 (13,79)	110,7 (11,07)	135,5 (13,55)	113,9 (11,39)
14	108,4 (10,84)	89,4 (8,94)	128,2 (12,82)	108,3 (10,83)	132,7 (13,27)	110,0 (11,00)
16	105,2 (10,52)	85,6 (8,56)	118,8 (11,88)	103,5 (10,35)	129,1 (12,91)	108,3 (10,83)
18	103,5 (10,35)	82,6 (8,26)	112,4 (11,24)	98,1 (9,81)	123,7 (12,37)	106,8 (10,68)

Окончание таблицы Ж.4

1	2	3	4	5	6	7
20	101,5 (10,15)	82,3 (8,23)	109,4 (10,94)	92,7 (9,27)	117,8 (11,78)	104,1 (10,41)
25	96,4 (9,64)	81,9 (8,19)	104,3 (10,43)	84,9 (8,49)	110,0 (11,00)	95,4 (9,54)
30	94,4 (9,44)	82,8 (8,28)	101,6 (10,16)	81,2 (8,12)	106,4 (10,64)	90,8 (9,08)
35	92,0 (9,20)	82,3 (8,23)	97,2 (9,72)	81,0 (8,10)	105,0 (10,50)	88,4 (8,84)
40	90,9 (9,09)	81,3 (8,13)	95,2 (9,52)	82,2 (8,22)	102,4 (10,24)	87,2 (8,72)
45	89,4 (8,94)	81,2 (8,12)	94,3 (9,43)	82,7 (8,27)	100,1 (10,01)	87,7 (8,77)
50	88,7 (8,87)	81,6 (8,16)	92,4 (9,24)	82,8 (8,28)	98,9 (9,89)	88,3 (8,83)
60	87,4 (8,74)	81,2 (8,12)	90,7 (9,07)	81,1 (8,11)	97,2 (9,72)	88,9 (8,89)
70	86,5 (8,65)	81,2 (8,12)	89,0 (8,90)	80,8 (8,08)	85,5 (8,55)	87,7 (8,77)
80	85,9 (8,58)	81,2 (8,12)	88,1 (8,81)	81,4 (8,14)	94,7 (9,47)	87,0 (8,70)
90	85,3 (8,53)	81,0 (8,10)	87,1 (8,71)	80,8 (8,08)	93,6 (9,36)	87,3 (8,73)
100	84,8 (8,48)	81,1 (8,11)	86,4 (8,64)	80,6 (8,06)	93,1 (9,31)	87,5 (8,75)

Примечание – При учете распределения сосредоточенного давления элементами верхнего строения пути К принимаются не более:

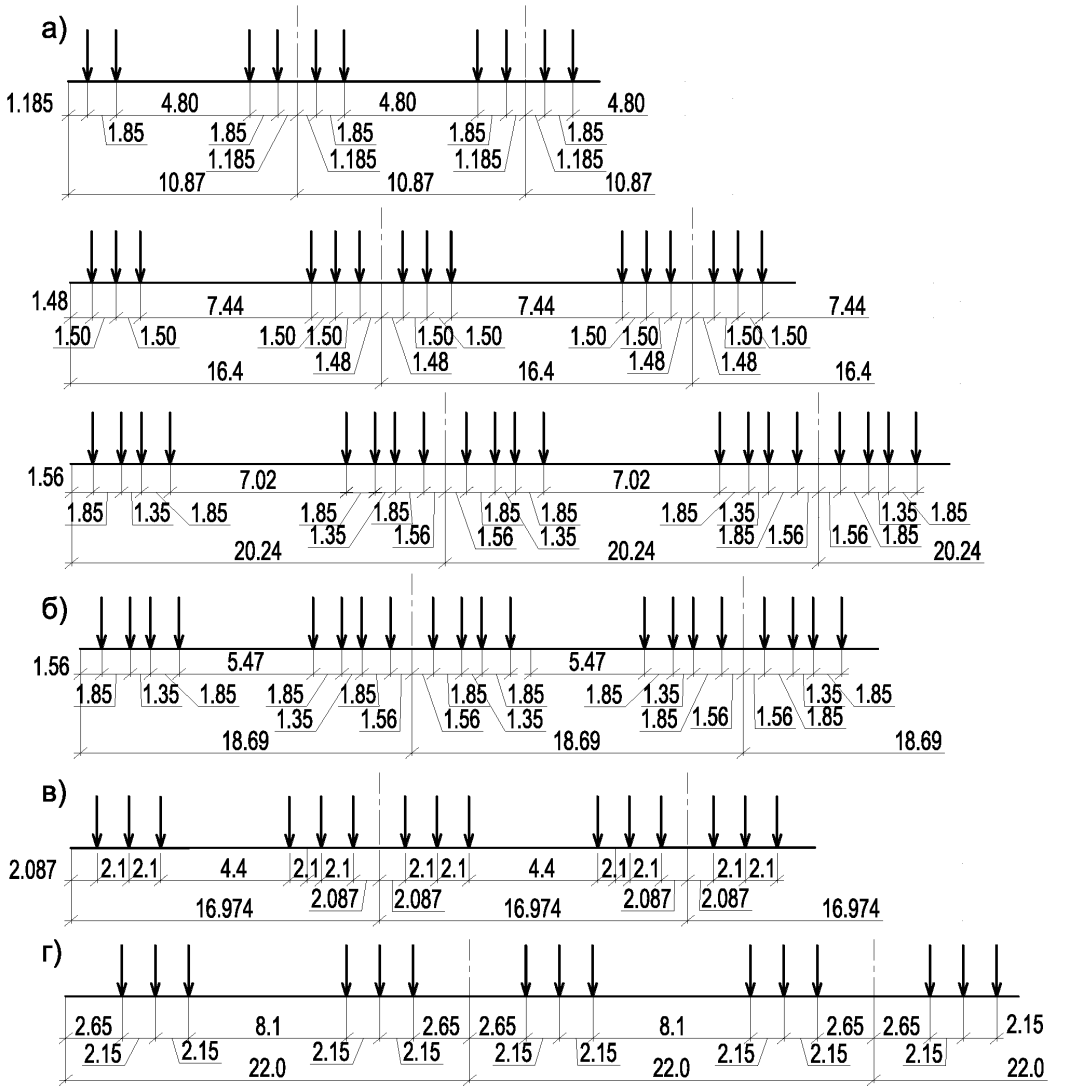
– 220 кН/м (22 тс/м) пути при передаче давления мостовой поперечиной и при непосредственном прикреплении рельсов к пролетному строению;

– 170 кН/м (17 тс/м) пути при передаче давления через балласт (и при расчете подпорных стен).

Таблица Ж.5 – Эквивалентные нагрузки k в кН/м (тс/м) пути от тепловозов

Длина загружения λ, м	Эквивалентные нагрузки k в кН/м (тс/м) пути от тепловозов			
	ТЭ-3, давление на ось 210 кН (21тс)		ТЭ-121, давление на ось 250 кН (25 тс)	
	$\alpha = 0$	$\alpha = 0,5$	$\alpha = 0$	$\alpha = 0,5$
1	420,0(44,00)	420,0(42,00)	500,0(50,00)	500,0(50,00)
2	210,0(21,00)	210,0(21,00)	250,0(25,00)	250,0(25,00)
3	182,0(18,20)	140,0(14,00)	213,9(21,39)	166,7(16,67)
4	154,9(15,49)	114,2(11,42)	182,8(18,28)	133,7(13,37)
5	146,2(14,62)	110,9(11,09)	171,0(17,10)	128,0(12,80)
6	136,5(13,65)	112,0(11,20)	160,4(16,04)	130,6(13,06)
7	126,0(12,60)	108,0(10,80)	148,5(14,85)	126,5(12,65)
8	116,2(11,62)	102,4(10,24)	137,1(13,71)	120,3(12,03)
9	110,6(11,06)	96,4(9,64)	126,9(12,69)	113,6(11,36)
10	106,4(10,64)	90,7(9,07)	119,8(11,98)	107,0(10,70)
12	101,7(10,17)	80,5(8,05)	111,8(11,18)	95,1(9,51)
14	99,2(9,92)	77,3(7,73)	107,9(10,79)	85,2(8,52)
16	95,6(9,56)	75,6(7,56)	106,1(10,61)	81,3(8,13)
18	92,4(9,24)	75,3(7,53)	102,3(10,23)	79,6(7,96)
20	90,5(9,05)	75,7(7,57)	97,9(9,79)	78,0(7,80)
25	87,4(8,74)	77,1(7,71)	89,7(8,97)	74,1(7,41)
30	85,3(8,53)	74,8(7,48)	86,6(8,66)	71,4(7,14)
35	83,6(8,36)	74,5(7,45)	83,9(8,39)	71,2(7,12)
40	82,6(8,26)	75,1(7,51)	82,7(8,27)	68,8(6,88)
45	81,5(8,15)	74,9(7,49)	80,4(8,04)	68,4(6,84)
50	80,9(8,09)	74,4(7,44)	79,2(7,92)	68,7(6,87)
60	79,7(7,97)	74,7(7,47)	77,6(7,76)	69,1(6,91)
70	78,9(7,89)	74,3(7,43)	76,0(7,60)	68,6(6,86)
80	78,3(7,83)	74,4(7,44)	75,1(7,51)	68,7(6,87)
90	77,9(7,79)	74,4(7,44)	74,3(7,43)	68,3(6,83)
100	75,5(7,55)	74,3(7,43)	73,7(7,37)	68,6(6,86)

Примечание – Ограничения величин эквивалентных нагрузок k, кН/м (тс/м), пути принимаются такие же, как и для вагонов с осевым давлением 220 кН (22 тс).



а) – четырехосный хоппер-дозатор,
цельнометаллические шести- и восьмиосные полувагоны;
б) – восьмиосные цистерны;
в) – тепловозы ТЭ-3;
г) – тепловозы ТЭ-121

Рисунок Ж.1 – Схемы осевых нагрузок подвижного состава

Приложение И
(справочное)

Значения коэффициентов трения скольжения различных материалов

Таблица И.1 – Значения коэффициентов трения скольжения различных материалов

Пара трущихся тел	Коэффициенты трения скольжения (при трогании с места)		
	Поверхности		
	сухие	смоченные водой	смазанные
Сталь по стали (без обработки)	0,20	0,45	0,15
Дерево по дереву: при параллельных волокнах	0,60 0,48 (для дуба)	0,70	0,15
при взаимно перпендикулярных волокнах	0,55	0,71	0,20
торцом	0,45		
Дерево по стали	0,50		
- льду	0,04	0,65	0,20
- грунту	0,50-0,60	–	–
- бетону	0,40	0,1-0,25	–
Бетон по глине	0,25	0,10	–
- суглинкам и супесям	0,30	0,25	–
- песку	0,40	0,25	–
- гравию и гальке	0,50	–	–
- скале	0,60	0,25	–
- бетону	0,60	–	–
- тиксотропной рубашке из глинистого раствора	–	0,01	–
Сталь по льду	0,02	–	–
Полимерные прокладки по стали	таблица 7.4		
Сталь по асфальту	0,35	0,40	–
Сталь по не опалубленной поверхности бетона	0,45	–	0,25
Сталь по гладкой бетонной поверхности	0,35	–	0,20

Примечание – Коэффициенты трения стали по стали указаны для давления до 2 МПа (20 кгс/см^2). Для обработанных поверхностей в стыках на высокопрочных болтах (СП 16.13330.2011).

Приложение К
(рекомендуемое)

Динамическое давление и скорости ветра для расчета грузоподъемных кранов, эксплуатируемых на открытом воздухе (на суше)[1]

Таблица К.1 – Динамическое давление и скорость ветра в нерабочем состоянии

Наименование показателей ветровой нагрузки	Районы СССР						
	I	II	III	IV	V	VI	VII
Скорость ветра V, м/с	21	24	27	30	33	37	40
Динамическое давление q, Па	270	350	450	550	700	850	1000

Таблица К.2 – Динамическое давление и скорость ветра в рабочем состоянии

Назначение кранов	Скорость ветра V, м/с	Динамическое давление q, Па
Краны: строительные, монтажные, для полигонов железобетонных изделий, штучных грузов, а также стреловые самоходные общего назначения	14,0	125
Краны всех типов назначения, устанавливаемые в речных и морских портах	20,0	250
Краны, устанавливаемые на объектах, исключающих возможность перерыва в работе	28,5	500

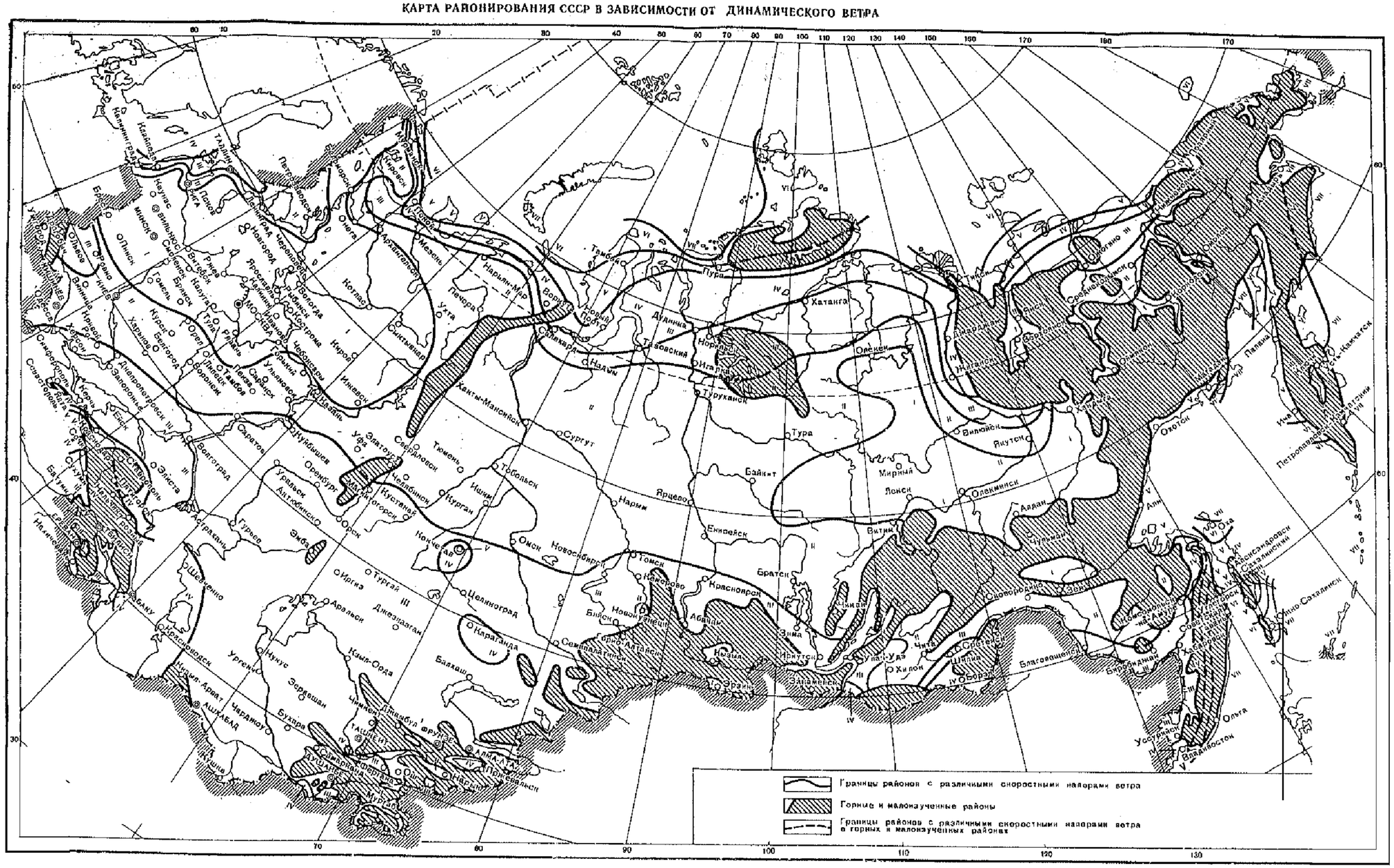
Таблица К.3 – Значение коэффициента k, учитывающего изменение динамического давления по высоте

Высота над поверхностью земли, м	10	20	40	60	100	200	350 и выше
k	1,00	1,25	1,55	1,75	2,10	2,60	3,10

[1] *Таблицы о динамическом давлении и карта районирования… из ГОСТ 1451-77 «Краны грузоподъемные. Нагрузка ветровая. Нормы и метод определения»*

Карта районирования СССР в зависимости от динамического ветра

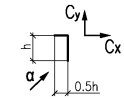
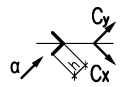
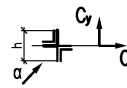
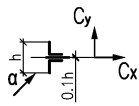
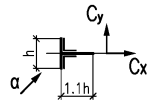
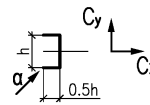
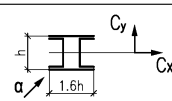
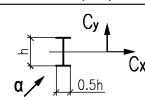
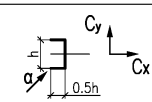
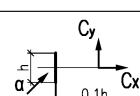
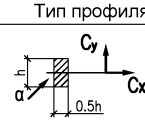
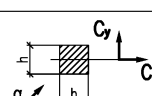
КАРТА РАЙОНИРОВАНИЯ СССР В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ДИНАМИЧЕСКОГО ВЕТРА



Приложение Л
(рекомендуемое)

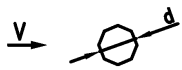
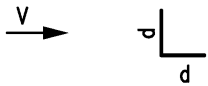
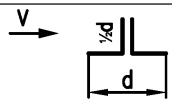
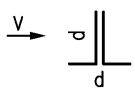
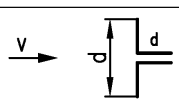
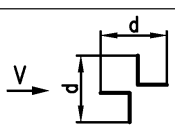
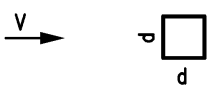
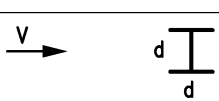
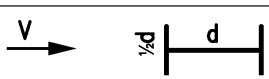
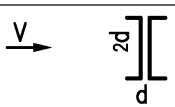
Аэродинамические коэффициенты для отдельных элементов из профилей

Таблица Л.1 – Аэродинамические коэффициенты

α, град	Cx	Cy	Cx	Cy	Cx	Cy
–	Тип профиля					
–						
0	1,9	0,95	1,8	1,8	1,75	0,1
45	1,8	0,8	2,1	1,8	0,85	0,85
90	2,0	1,7	-1,9	-1,0	0,1	1,75
135	-1,8	-0,1	-2,0	0,3	-0,75	0,75
180	-2,0	0,1	-1,4	-1,4	-1,75	-0,1
–	Тип профиля					
–						
0	1,6	0	2,0	0	2,05	0
45	1,5	-0,1	1,2	0,9	1,85	0,6
90	-0,95	0,7	-1,6	2,15	0	0,6
135	-0,5	1,05	-1,1	2,4	-1,6	0,4
180	-1,5	0	-1,7	2,1	-1,8	0
–	Тип профиля					
–						
0	1,4	0	2,05	0	1,6	0
45	1,2	1,6	1,95	0,6	1,5	1,5
90	0	2,2	0,5	0,9	0	1,9
–	Тип профиля					
–						
0	2,0	0	2,1	0	2,0	0
45	1,8	0,1	1,4	1,7	1,55	1,55
90	0	0,1	0	0,75	0	2,0

Число Струхаля

Таблица Л.2 – Число Струхаля

№№ п/п	Схема	i	Sh
1		$\frac{d}{2\sqrt{2}}$	0,2
2		0,3	0,145
3		0,15	0,105
4		0,32	0,12
5		0,43	0,145
6		0,21	0,145
7		$\frac{d}{\sqrt{6}}$	0,15
8		0,24	0,12
9		0,45	0,137
10		0,1	0,13
11		0,8	0,15

Приложение М
(справочное)

Материалы для стальных конструкций и их соединений. Физические характеристики материалов

М.1 Материалы для стальных конструкций

М.1.1 Сварные и не сварные стальные конструкции либо их элементы, работающие в различных условиях, подразделяются на группы.

Группа 1. Сварные конструкции[1)] либо их элементы, работающие в особо тяжелых условиях и подвергающиеся непосредственному воздействию динамических[2], вибрационных и подвижных нагрузок (пролетные строения и опоры подкрановых, бункерных и разгрузочных эстакад и рабочих мостиков; подкопровые мосты; подмости для погружения свай и оболочек; элементы конструкций разгрузочных эстакад, непосредственно воспринимающих нагрузку от подвижного состава и т.п.).

Конструкции группы 1 следует проектировать с применением таких конструктивных решений, которые не вызывают значительной концентрации напряжений.

Группа 2. Сварные конструкции либо их элементы, работающие при статической нагрузке (монтажные подмости, ростверки, крепление котлованов, устройства для подъема (опускания) и надвижки, временные промежуточные опоры, понтоны и другие растянутые, изгибаемые и растянуто-изгибаемые элементы и т.п.), а также конструкции и их элементы группы 1 при отсутствии сварных соединений.

Группа 3. Сварные конструкции, либо их элементы, работающие при статической нагрузке (стойки, колонны, опорные плиты и другие сжатые и сжато-изогнутые элементы и т.п.), а также конструкции и их элементы группы 2 при отсутствии сварных соединений.

Группа 4. Вспомогательные конструкции и их элементы (лестницы, площадки, бункера, оборудование для укладки бетона и т.п.), а также конструкции и их элементы группы 3 при отсутствии сварных соединений.

Примечания

1 При назначении стали в конструкциях зданий и сооружений I уровня ответственности по ГОСТ 27751 номер группы конструкций уменьшается на единицу (для групп 2 - 4).

[1)] Конструкция или ее элемент считаются имеющими сварные соединения, если они расположены в местах действия значительных расчетных растягивающих напряжений ($\sigma > 0{,}3R_y$; $\sigma > 0{,}3R_{wf}$ или $\sigma > 0{,}3R_{wz}$) либо в местах, где возможно разрушение сварного соединения, например из-за значительных остаточных напряжений, что может привести к непригодности к эксплуатации конструкции в целом.

[2)] Конструкции относятся к подвергающимся воздействию динамических нагрузок, если они рассчитываются с учетом коэффициентов динамичности.

2 При толщине проката t > 40 мм номер группы конструкций уменьшается на единицу (для групп 2 – 4), при толщине проката t ≤ 8 мм – увеличивается на единицу (для групп 1–3). При этом прокат толщиной 25 мм и более для элементов сварных конструкций, работающих на растяжение в направлении толщины, и остальной прокат толщиной более 40 мм должны удовлетворять требованиям ГОСТ 28870: для конструкций группы 1 – уровня ответственности I (по ГОСТ 27751), требованиям группы качества Z35; для других конструкций группы 1, а также для фланцевых соединений и в случае, когда усилие нормально поверхности листа, – требованиям группы качества Z25; в остальных случаях – Z15.

М.1.2 Назначение сталей, характеристики и условия применения сведены в таблицы М.1.1 – М.1.8.

Таблица М.1.1 – Назначение сталей в конструкциях и сооружениях

Стали по				Условия применения стали при расчетной температуре, °С								
				до минус 45°С			ниже минус 45°С до минус 55°С			до минус 55°С		
				Для групп конструкций								
ГОСТ 27772	ГОСТ 535 ГОСТ 14637	ГОСТ 19281	ТУ 14-1-5399	1	2	3	1	2	3	1	2	3
С235	Ст3кп2			–	–	+	–	–	–	–	–	–
С245	Ст3пс5			–	+	х	–	–	–	–	–	–
С255,С285	Ст8пс5			+	х	х	–	–	–	–	–	–
С345, С379,С390		09Г2С	06МБФ	3/12 +	1/4 +	1/4 +	3/12 +	3/12 +	1/4 +	4/15 +	4/15 +	2 или 3/7или 12 +

Обозначения, принятые в таблице М.1.1:

знак «+» – следует применять; знак «–» – не следует применять;

знак «х» – можно применять при соответствующем технико-экономическом обосновании.

Примечания

1 Расчетная температура устанавливается согласно пункту 11.3 настоящего СТО.

2 При использовании сталей С345 и 09Г2С в числителе даны категории требований по ударной вязкости по ГОСТ 27772, в знаменателе – аналогичные категории по ГОСТ 19281.

3 В конструкциях группы 4 при температуре выше минус 40°С назначают сталь С235 по ГОСТ 27772 или Ст3кп2 и Ст3пс2 по ГОСТ 535 или ГОСТ 14637, при более низких расчётных температурах – стали С245, С255, С285 по ГОСТ 27772 или Ст3пс5 и СТ3сп5 по ГОСТ 535 или по ГОСТ 14637.

4 Прокат повышенной огнестойкости О6МБФ по ТУ 14-1-5399 2000 имеет свойства стали С345-4 по ГОСТ 27772.

5 Прокат из стали с пределом текучести R_{yn} ≥ 390 Н/мм^2 назначается согласно требованиям таблиц В.3 и В.4.

6 Стали для конструкций, возводимых в районах с расчетной температурой ниже минус 40°С, но эксплуатируемых в отапливаемых помещениях, принимают как для средней месячной температуры воздуха в январе согласно указаниям СП 20.13330.2011 (карта 5 приложения Ж).

Таблица М.1.2 – Стали для труб

Марка стали (толщина, мм)	ГОСТ	Условие применения стали при расчетной температуре, °С								
		До минус 40°С			ниже минус 40°С до минус 50°С			ниже минус 50°С		
		Для групп конструкций								
		2	3	4	2	3	4	2	3	4
Ст3кп (до 4)	ГОСТ 10705[1)]	+2[3)]	+2[3)]	+2[3)]	+2[3)]	+2[3)]	+2[3)]	–	–	+2[3)]
Ст3кп (4,5-10)	ГОСТ 10705[1)]	–	+2[3)]	+2[3)]	–	–	–	–	–	–
Ст3пс (до 5,5)	ГОСТ 10705[1)]	+2[3)]	+2[3)]	+2[3)]	–	+2[3)]	+2[3)]	–	–	+2[3)]
Сг3пс (6-10)	ГОСТ 10705[1)]	+6	+6	+6	–	–	+6	–	–	+6
Ст3сп (6-10)	ГОСТ 10705[1)]	–	–	–	–	+5	–	–	–	–
Ст3пс (5-15)	ГОСТ 10706[2)]	–	+4	+4	–	–	+4	–	–	–
Ст3сп (5-15)	ГОСТ 10706[2)]	–	–	–	–	+4	–	–	–	–
20[4)]	ГОСТ 8731	+	+	–	–	–	–	–	–	–
09Г2С[2)]	ГОСТ 8731	+	+	–	+	+	–	–	–	–

Обозначения, принятые в таблице М.1.2:

«+» – следует применять; «–» – не следует применять;

цифра у знака «+» по ГОСТ 14637 и ГОСТ 16523 означает категорию стали.

1) Группа В, таблица 1 ГОСТ 10705.

2) Группа В с дополнительными требованиями по ГОСТ 10706 (в заказе стали указывается класс сплошности).

3) Кроме опор ВЛ, ОРУ и КС.

4) Бесшовные горячедеформированные трубы из указанных марок стали допускается применять для группы 1 конструкций.

Примечание – Бесшовные горячедеформированные трубы из стали марки 20 по ГОСТ 8731 при расчетной температуре до минус 40°С с дополнительными требованиями по ударной вязкости, при температуре минус 20°С – не менее 30 Дж/см^2; из стали марки 09Г2С по ГОСТ 8731 при расчетной температуре ниже минус 40°С до минус 50°С с дополнительными требованиями по ударной вязкости: при температуре минус 40°С – не менее 40 Дж/см^2 при толщине стенки до 9 мм и 35 Дж/см^2 при толщине стенки 10 мм и более.

Таблица М.1.3 – Нормируемые показатели ударной вязкости проката

Расчетные температуры, °С	Группа конструкций	Нормируемые показатели ударной вязкости для проката с пределом текучести, Н/мм^2			
		Ryn < 290	290 < Ryn < 390	390 < Ryn < 490	Ryn > 490
До минус 40	1	KCA+KCV	KCV^{-20}	KCV^{-40}	KCV^{-60}
	2	То же	То же	То же	То же
	3	То же	То же	То же	То же
Ниже минус 40 до минус 50	1	$KCA+KCV^{-20}$	KCV^{-40}	KCV^{-40}	KCV^{-60}
	2	$KCA+KCV^{0}$	KCV^{-20}	То же	То же
	3	То же	То же	То же	То же
Ниже минус 50	1	$KCA+KCV^{-20}$	KCV^{-40}	KCV^{-60}	KCV^{-60}
	2	То же	То же	То же	То же
	3	То же	То же	То же	То же

Примечания

1) KCV – ударная вязкость на образцах с V-образным надрезом (тип 11 по ГОСТ 9454), индекс t (KCVt) – регламентированная температура испытания на ударный изгиб, отсутствие индекса означает температуру +20°С; KCA – ударная вязкость при температуре +20°С при испытании образцов типа 1 по ГОСТ 9454 с V-образным надрезом после деформационного старения.

2) Нормы ударной вязкости:

а) для сталей R_{yn}< 290 Н/мм^2 – KCV = KCV-20 = 34 Дж/см^2 на продольных образцах и 25 Дж/см^2 на поперечных образцах; KCA = 29 Дж/см2;

б) для сталей с 290 ≤ R_{yn} < 390 Н/мм^2 - KCV0 = KCV-20 = KCV-40 = 34 Дж/см^2 на продольных образцах и 25 Дж/см^3 на поперечных образцах;

в) для сталей с 390 < R_{yn} < 490 Н/мм^2 - KCV-40 = KCV-60 = 25 Дж/см^2;

г) для сталей с R_{yn} > 490 Н/мм^2 - KCV-60 = 25 Дж/см^2.

Таблица М.1.4 – Требования по химическому составу

Нормативные сопротивления стали R_{yn}, Н/мм^2	Содержание элементов[1)], % (не более)			Сэ, % (не более)
	C	P	S	
R_{yn} < 290	0,22	0,040	0,050[2)]	–
290 ≤ R_{yn} < 390	0,15	0,035	0,040[2)]	0,45
390 ≤ R_{yn} < 490	0,15	0,020[3)]	0,015[3)]	0,46
490 ≤ R_{yn} < 590	0,15	0,015	0,010	0,47

[1)] Предельные отклонения по химическому составу в готовом прокате по ГОСТ 27772.

[2)] В случае термической обработки, направленной на измельчение зерна, S ≤ 0,025%

[3)] S + P ≤ 0,020

Примечание – Углеродный эквивалент ($C_э$, %) определяется по формуле:

$$C_э = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Si}{24} + \frac{Cr}{5} + \frac{Ni}{40} + \frac{Cu}{13} + \frac{V+Nb}{14} + \frac{Mo}{4} + \frac{P}{2},$$

где C, Mn, Si, Cr, Ni, Cu, V, Nb, Mo, P – массовые доли элементов, %.

Таблица М.1.5 – Нормативные и расчетные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе листового, широкополосного универсального и фасонного проката

Сталь по ГОСТ 27772	Толщина[1] проката, мм	Нормативное сопротивление[2] проката, Н/мм^2		Расчетное сопротивление[3] проката, Н/мм^2	
		R_{YN}	R_{UN}	R_y	R_U
С235	От 2 до 8	235	360	230/225	350/345
С245	От 2 до 20 Св. 20 до 30	245 235	370 370	240/235 230/225	360/350 360/350
С255	От 2 до 20 Св. 20 до 40	245 235	370 370	240/235 230/225	360/350 360/350
С285	От 2 до 10 Св. 10 до 20	275 265	390 380	270/260 260/250	380/370 370/360
С345	От 2 до 20 Св. 20 до 40 Св. 40 до 80 Св. 80 до 100	325 305 285 265	470 460 450 430	315/310 300/290 280/270 260/250	460/450 450/440 440/430 420/410
С345К	От 4 до 10	345	470	335/330	460/450
С375	От 2 до 20 Св. 20 до 40	355 335	490 480	345/340 325/320	480/465 470/455
С390	От 4 до 50	390	540	380/370	525/515
С440	От 4 до 30 Св. 30 до 50	440 410	590 570	430/420 400/390	575/560 555/540
С590 С590К	От 10 до 40	590	685	575/560	670/650

[1] За толщину фасонного проката принимают толщину полки.

[2] За нормативное сопротивление приняты гарантированные значения предела текучести и временного сопротивления, приводимые в государственных стандартах или технических условиях. В тех случаях, когда эти значения приведены только в одной системе единиц (кгс/мм^2), нормативные сопротивления (Н/мм^2) вычисляют умножением соответствующих величин на 9,81 с округлением до 5 Н/мм^2. Допускается применение значений нормативных сопротивлений, отличных от приведенных в таблице М.1.5.

[3] Значения расчетных сопротивлений получены делением нормативных сопротивлений на коэффициенты надежности по материалу, определенные в соответствии с таблицей 3, и округлением до 5 Н/мм^2. В числителе представлены значения расчетных сопротивлений проката, поставляемого по ГОСТ 27772 (кроме стали С590К) или другой нормативной документации, в которой используется процедура контроля свойств проката по ГОСТ 27772 (γ_m = 1,025), в знаменателе – расчетное сопротивление остального проката при γ_m = 1,050.

Таблица М.1.5.1 – Марки стали, заменяемые сталями по ГОСТ 27772

Стали по ГОСТ 27772	Заменяемая марка стали	ГОСТ или ТУ
1	2	3
С235	Ст3кп2	ГОСТ 380-2005
	Ст3кп2-1	ТУ14-1-3023-80
С245	Ст3пс6 (листовой прокат толщиной до 20 мм, фасонный – до 30 мм)	ГОСТ 380-2005
	ВСт3пс6-1	ТУ14-1-3023-80
С255	Ст3сп5, Ст3Гпс5, Ст3пс6 (листовой прокат толщиной свыше 20 мм до 40 мм, фасонный – свыше 30 мм)	ГОСТ 380-2005
	Ст3сп5-1, Ст3Гпс3-1	ТУ14-1-3023-80
С275	Ст3пс6-2	ТУ14-1-3023-80
С285	Ст3сп5-2, Ст3Гпс5-2	ТУ 14-1-3023-80
С345, С345Т	09Г2	ГОСТ 19281-2014
	09Г2С 14Г2 (листовой, фасонный прокат толщиной до 20 мм), 15ХСНД (листовой прокат толщиной до 10 мм, фасонный – до 20 мм)	ГОСТ 19281-2014
	12Г2С гр. 1	ТУ 14-1-4323-88
	09Г2 гр. 1, 09Г2 гр. 2, 09Г2С гр. 1 14Г2 гр.1 (фасонный – до 20 мм)	ТУ 14-1-3023-80
	390	ТУ 14-15-146-85
	ВСтТпс	ГОСТ 14637-79*
С345К	10ХНДП	ГОСТ 19281-89 ТУ 14-1-1217-75
С375, С375Т	09Г2С гр. 2	ТУ14-1-3023-80
	12Г2С гр. 2	ТУ14-1-4323-88
	14Г2 гр. I (фасонный прокат толщиной свыше 20 мм); 14Г2 гр. 2 (фасонный прокат толщиной до 20 мм)	ТУ14-1-3023-80
	14Г2 (листовой и фасонный прокат толщиной свыше 20 мм), 10Г2С1 15ХСНД (листовой прокат толщиной свыше 10 мм, фасонный - свыше 20 мм), 10ХСНД (листовой прокат толщиной до 10 мм, фасонный - без ограничения толщины)	ГОСТ 19281-2014
С390, С390Т	14Г2АФ, 10Г2С1 термоупрочненная 10ХСНД (листовой прокат толщиной свыше 10 мм)	
С390К	15Г2АФДпс	
С440	16Г2АФ, 18Г2АФпс, 15Г2СФ термоупрочненная	
С590	12Г2СМФ	ТУ 14-1-1308-75
С590К	12ГН2МФАЮ	ТУ 14-1-1772-76

Окончание таблицы М.1.5.1

Примечания

1 Стали С345 и С375 категорий 1, 2, 3, 4 по ГОСТ 27772-88* заменяют стали категорий соответственно 6, 7 и 9, 12, 13 и 15 по ГОСТ 19281-89.

2 Стали С345К, С390, С390К, С440, С590, С590К по ГОСТ 27772-88* заменяют соответствующие марки стали категорий 1-15 по ГОСТ 19281-2014, указанный в настоящей таблице.

3 Замена сталей по ГОСТ 27772-88* сталями, поставляемыми по другим государственным стандартам и техническим условиям, не предусмотрена.

Таблица М.1.6 – Нормативные и расчетные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе труб

Марка стали	ГОСТ	Толщина стенки, мм	Нормативное сопротивление, Н/мм^2		Расчетное сопротивление, Н/мм^2	
			R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u
СтЗкп, СтЗпс, СЗсп	ГОСТ 10705	до 10	225	370	215	350
СтЗпс4, СтЗсп4	ГОСТ 10706	4-15	245	370	235	350
20	ГОСТ 8731	4-36	245	410	225	375

Примечание – Нормативные сопротивления для труб из стали марки 09Г2С по ГОСТ 8731 устанавливаются по соглашению сторон в соответствии с требованиями этого стандарта.

Таблица М.1.7 – Расчетные сопротивления проката смятию торцевой поверхности, местному смятию в цилиндрических шарнирах, диаметральному сжатию катков

Временное сопротивление Н/мм^2	Расчетное сопротивление, Н/мм^2		
	смятию		диаметральному сжатию катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью) R_{cd}
	торцевой поверхности (при наличии пригонки) R_p	местному в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании R_{ip}	
360	351/343	116/171	9/9
370	361/352	180/176	9/9
380	371/362	185/181	9/9
390	380/371	190/185	10/10
400	390/381	195/190	10/10
430	420/409	210/204	10/10
440	429/419	215/209	11/11
450	439/428	220/214	11/11
460	449/438	224/219	11/11
470	459/448	229/224	11/11
480	468/457	234/228	12/12
490	478/467	239/233	12/12
510	498/486	249/243	12/12
540	527/514	263/257	13/13
570	556/543	278/271	14/14
590	576/562	288/281	14/14

Окончание таблицы М.1.5.1

Примечание – В таблице указаны значения расчетных сопротивлений, вычисленные по формулам раздела 6 при γ_m = 1,025 (в числителе) и γ_m=1,050 (в знаменателе).

Таблица М.1.8 – Расчётные сопротивления отливок из углеродистой стали

Напряженное состояние	Условное обозначение	Расчетные сопротивления отливок из углеродистой стали марок, Н/мм^2			
		15Л	25Л	35Л	45Л
Растяжение, сжатие и изгиб	R_u	150	180	210	250
Сдвиг	R_s	90	110	130	150
Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки)	R_p	230	270	320	370
Смятие местное в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плоском касании	R_{lp}	110	130	160	180
Диаметральное сжатие катков при свободном касании (в конструкциях с ограниченной подвижностью)	R_{cd}	6	7	8	10

М.2 Материалы для соединений стальных конструкций

Таблица М.2.1 – Материалы для сварки, соответствующие стали

Сталь	Материалы для сварки				
	в углекислом газе (по ГОСТ 8050) или в его смеси с аргоном (по ГОСТ 10157)	под флюсом (по ГОСТ 9087)		Порошковой проволокой (по ГОСТ 26271)	Покрытыми электро-дами (по ГОСТ 9467)
	Марка				Тип электрода
	сварочной проволоки		флюса	Порошковой проволоки	
Rn<290 Н/мм^2	Св-08Г2С	Св-08А	АН-348-А АН-60[1)]	ПП-АН-3 ПП-АН-8	Э42[1)], Э42А
		Св-08ГА			Э46[1)], Э46А
290≤Ryn≤590 Н/мм^2		Св-10ГА[2)]	АН-17-М АН-43 АН-47 АН-348-А[3)]		Э50[1)], Э50А
		Св-10Г2[2)] Св-10НМА			–
Ryn≥ 590 Н/мм^2	Св-08Г2С Св-08ХГСМА	Св-10НМА	АН-17-М	ПП-АН-3	Э60
	Св-10ХГ2СМА	Св-08ХН2ГМЮ		ПП-АН-8	Э70

[1)] Флюс АН-60 и электроды типов Э42, Э46, Э50 применяют для конструкций групп 2, 3 при расчетных температурах до минус 40° С.

[2)] Не применять в сочетании с флюсом АН-43.

[3)] Для флюса АН-348-А требуется дополнительный контроль механических свойств металла шва при сварке соединений элементов всех толщин при расчетных температурах ниже минус 40°С и толщин свыше 32 мм – при расчетных температурах до минус 40° С.

Примечание – При соответствующем технико-экономическом обосновании для сварки конструкций допускается использовать сварочные материалы (проволоку, флюсы, защитные газы), не указанные в настоящей таблице. При этом механические свойства металла шва, выполняемого с их применением, должны быть не ниже свойств, обеспечиваемых применением материалов согласно настоящей таблице.

Таблица М.2.2 – Нормативные и расчетные сопротивления металла угловых швов

Сварочные материалы		R_{wun}, Н/мм^2	R_{wf}, Н/мм^3
Тип электрода (по ГОСТ 9467)	Марка проволоки		
Э42, Э42А, Э46, Э46А, Э50, Э50А	Св-08, Св-08А Св-08ГА, Св-08Г2С, Св-10ГА, ПП-АН-8, ПП-АН-3	410 450 490	180 200 215
Э60	Св-08Г2С11), Св-10НМА, Св-10Г2	590	240
Э70	Св-10ХГ2СМА, Св-08ХН2ГМЮ	685	280
Э85	–	835	340

1) Только для швов с катетом $k_f \le 8$ мм в конструкциях из стали с пределом текучести 440 Н/мм^2 и более.

Таблица М.2.3 – Требования к болтам при различных условиях их применения

Расчетная температура °С	Класс прочности болтов и требования к ним по ГОСТ Р 52627 в конструкциях			
	не рассчитываемых на усталость		рассчитываемых на усталость	
	при работе болтов на			
	растяжение или срез	срез	растяжение или срез	срез
До минус 40°	5,6 8,8 10,9 –	5,6 8,8 10,9 12,9	5,6 8,8 10,9 –	5,6 8,8 10,9 12,9
Ниже минус 40° До минус 50°	5,6 8,8 10,9 –	5,6 8,8 10,9 12,9	5,6 8,8[1)] 10,9* –	5,6 8,8 10,9 12,9
Ниже минус 50°	5,6 8,8[1)] 10,9[1)] –	5,6 8,8 10,9 12,9	– 8,8[1)] 10,9[1)] –	5,6 8,8 10,9 12,9

1) С требованием испытания на разрыв на косой шайбе по 8.6 ГОСТ Р 52627.

Примечание – Высокопрочные болты по ГОСТ Р 52643-2006 из стали марки 40Х «селект» применяются в тех же конструкциях, что и болты класса прочности 10.9

Таблица М.2.4 – Марки стали фундаментных болтов и условия их применения

Конструкции	Нормативный документ	Марка стали при расчетной температуре, t, °С		
		до минус 40°С	ниже минус 40°С до минус 50°С	ниже минус 50°С
Конструкции, кроме опор воздушных линий электропередачи, распределительных устройств и контактной сети	ГОСТ 535 ГОСТ 1050 ГОСТ 19281	Ст3пс2Ст3сп2 20 –	Ст3пс4, Ст3сп4 – 09Г2С-4[1)]	– – 09Г2С-4[1)]
Для U-образных болтов, а также фундаментных болтов опор воздушных линий электропередачи, распределительных устройств и контактной сети	ГОСТ 535 ГОСТ 19281	Ст3пс4Ст3сп4 –	– 09Г2С-4[1)]	– 09Г2С-6[2)]

[1)] Допускается применение других сталей по ГОСТ 19281 категории 4.
[2)] Допускается применение других сталей по ГОСТ 19281 категории 6.

Таблица М.2.5 – Нормативные сопротивления стали болтов и расчетные сопротивления одноболтовых соединений срезу и растяжению, Н/мм^2

Класс прочности болтов	R_{bun}	R_{byn}	R_{bs}	R_{bt}
5.6	500	300	210	225
8.8	800	640	320	435
10.9	1000	900	400	540
12.9	1200	1080	420	–
40Х «селект»	1100	990	405	550

Примечания

1 Значения расчетных сопротивлений, указанные в таблице, вычислены по формулам раздела 3 с округлением до 5 Н/мм^2.

2 Нормативные сопротивления стали болтов и расчетные сопротивления одноболтовых соединений срезу и растяжению для других классов прочности определяются по ГОСТ Р 52627-2006 (ИСО 898-1:1999).

Таблица М.2.6 – Нормативные сопротивления стали и расчетные сопротивления смятию элементов в болтовых соединениях, Н/мм^2

Временное сопротивление стали соединяемых элементов R_{un}	R_{bp} для болтов	
	класса точности А	классов точности В и С
360	560	475
370	580	485
380	590	500
390	610	515
430	670	565
440	685	580
450	700	595
460	720	605
470	735	620
480	750	630
490	765	645
510	795	670
540	845	710
570	890	750
590	920	775

Примечание – Значения расчетных сопротивлений, указанные в таблице, вычислены по формулам раздела 6 СП 53-102-2004 с округлением до 5 Н/мм2.

Таблица М.2.7 – Расчетные сопротивления растяжению фундаментных болтов

Номинальный диаметр болтов, мм	R_{ba}, Н/мм^2, для болтов из стали марок	
	по ГОСТ 535[1)]	по ГОСТ 19281[1)]
	Ст3пс4, Ст3пс2, Ст3сп4, Ст3сп2	09Г2С-6, 09Г2С-8
12, 16, 20	200	265
24, 30	190	245
36	190	230
42, 48, 56	180	230
64, 72, 80	180	220
90, 100	180	210
110, 125, 140	165	210

[1)] Расчетные сопротивления для болтов из других сталей вычисляются по формулам раздела 7 СП 53-102-2004.

Примечания

1 Сталь по ГОСТ 535 должна поставляться по 1-й группе.

2 В таблице указаны значения расчетных сопротивлений, вычисленные по формулам раздела 7 с округлением до 5 Н/мм^2.

Таблица М.2.8 – Нормативные и расчетные сопротивления, Н/мм^2, растяжению высокопрочных болтов из стали марки 40Х «селект»

Номинальный диаметр резьбы, мм	Rbun	Rbh
16, 20, (22), 24, (27)	1100	770
30	950	665
36	750	525
42	650	455
48	600	420

Примечание – Размеры, заключенные в скобки, применять не рекомендуется

Таблица М.2.9 – Площади сечения болтов, см^2

d, мм	16	(18)	20	(22)	24	(27)	30	36	42	48
A_b	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,72	7,06	10,17	13,85	18,09
A_{bn}	1,57	1,92	2,45	3,03	3,53	4,59	5,61	8,16	11,20	14,72

Примечания

1 Площади сечения болтов диаметром свыше 48 мм принимают по ГОСТ 24379.1

2 Размеры, заключенные в скобки, не рекомендуется применять в конструкциях, кроме опор ВЛ и ОРУ.

М.3 Физические характеристики материалов

Таблица М.3.1 – Физические характеристики материалов для стальных конструкций

Характеристики	Значение
Плотность ρ, кг/м^3:	
проката и стальных отливок	7850
отливок из чугуна	7200
Коэффициент линейного расширения α, °С$^{-1}$	$0{,}12 \cdot 10^{-4}$
Модуль упругости Е, Н/мм^2 (кгс/см^2):	
прокатной стали, стальных отливок	$2{,}06 \cdot 10^5$ ($2{,}1 \cdot 10^6$)
пучков и прядей параллельных проволок	$1{,}96 \cdot 10^5$ ($2{,}0 \cdot 10^6$)
канатов стальных:	
спиральных и закрытых	$1{,}67 \cdot 10^5$ ($1{,}7 \cdot 10^6$)
несущих:	
двойной свивки	$1{,}47 \cdot 10^5$ ($1{,}5 \cdot 10^6$)
двойной свивки с неметаллическим сердечником	$1{,}27 \cdot 10^5$ ($1{,}3 \cdot 10^6$)
Модуль сдвига прокатной стали и стальных отливок G, Н/мм^2 (кгс/см^2)	$0{,}79 \cdot 10^5$ ($0{,}81 \cdot 10^6$)
Коэффициент поперечной деформации (Пуассона) υ	0,3

Примечание – Значения модуля упругости даны для канатов, предварительно вытянутых усилием, равным не менее 60 % разрывного усилия для канатов в целом.

Таблица М.3.2 – Физические характеристики проводов и проволоки

Наименование материалов	Марка и номинальное сечение, мм^2	Модуль упругости Е, Н/мм^2 (кгс/см^2)	Коэффициент линейного расширения α, °С$^{-1}$
Алюминиевые провода по ГОСТ 839	А АНП; 16-800	0,630·105 (0,642·106)	0,23·10-4
Медные провода по ГОСТ 839	М; 4-800	1,300·105 (1,326·106)	0,17·10-4
Сталеалюминиевые провода по ГОСТ 839 при отношении площадей алюминия к стали, равном:	АС, АСК; АСКП, АСКС		
6-6,25	10 и более	0,825·105 (0,841·106)	0,192·10-4
0,65	95	1,460·105 (1,489·106)	0,139·10-4
4,29-4,39	120 и более	0,890·105 (0,907·106)	0,183·10-4
7,71-8,04	150 и более	0,770·105 (0,785·106)	0,198·10-4
1,46	185 и более	1.140·105 (1,163·106)	0,155·10-4
12,22	330	0,665·105 (0,678·106)	0,212·10-4
18,2-18,5	400 и 500	0,665·105 (0,678·106)	0,212·10-4
Биметаллическая сталемедная проволока по ГОСТ 3822 диаметром, мм:	БСМ 1		
1,6-4	2,0-12,5	1,870·105 (1,906·106)	0,127·10-4
6	28,2	1,900·105 (1,937·106)	0,124·10-4
Примечание – Значения массы проводов и проволоки принимают по ГОСТ 839 и ГОСТ 3822.			

Приложение Н
(справочное)

Рекомендации по определению дебита грунтовой воды, фильтрующейся через дно котлована в шпунтовом ограждении

Дебит Q м^3/с приближенно определяется по формуле: $Q=k\,H\cdot\sum P\,q_r$

где: k – коэффициент водопроницаемости грунта (таблица 1), м/с;

H – разность уровней воды в водоеме и котловане, м;

$\sum P$ – периметр ограждения, м;

q_r – поправочный коэффициент.

Таблица Н.1 – Коэффициент водопроницаемости грунтов

Грунт	Коэффициент водопроницаемости грунтов
Глинистые мелкие и пылеватые пески	$2\cdot10^{-5} \div 5\cdot10^{-5}$
Мелкий песок	$5\cdot10^{-5} \div 10^{-4}$
Песок средней крупности	$10^{-4} \div 10^{-3}$
Крупный гравелистый песок	$10^{-3} \div 5\cdot10^{-3}$
Гравий	$5\cdot10^{-3} \div 10^{-2}$

Примечание – Меньшие значения коэффициента соответствуют грунтам с малой пористостью.

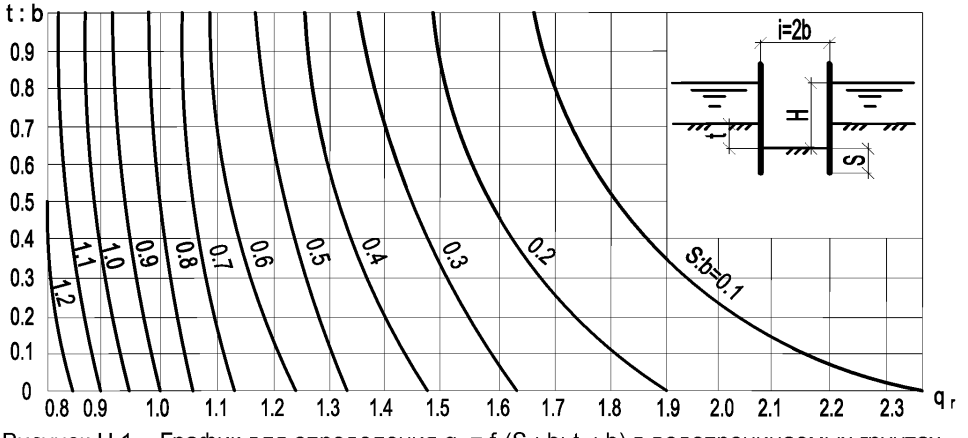


Рисунок Н.1 – График для определения $q_r = f$ (S : b; t : b) в водопроницаемых грунтах

Для случая, когда под подошвой шпунтового ограждения нет поблизости водоупорного слоя, величина q_r определяется по графику рисунка Н.1 в зависимости от отношений S : b и t : b,

где: t - глубина котлована от дна водоема;

S - заглубление шпунта ниже дна котлована;

b - половина ширины котлована (ширина котлована принимается равной большей стороне для прямоугольных котлованов и диаметру для круглых).

В случае, если поблизости от подошвы шпунта залегает слой водоупорного грунта, величина q_r определяется по графику рисунка Н.2 в зависимости от отношений $S_1 : T_1$; $S_2 : T_2$,

где: S_1 – заглубление шпунта ниже дна водоема;

S_2 – заглубление шпунта ниже дна котлована;

T_1 – расстояние от дна водоема до водоупора;

T_2 – расстояние от дна котлована до водоупора.

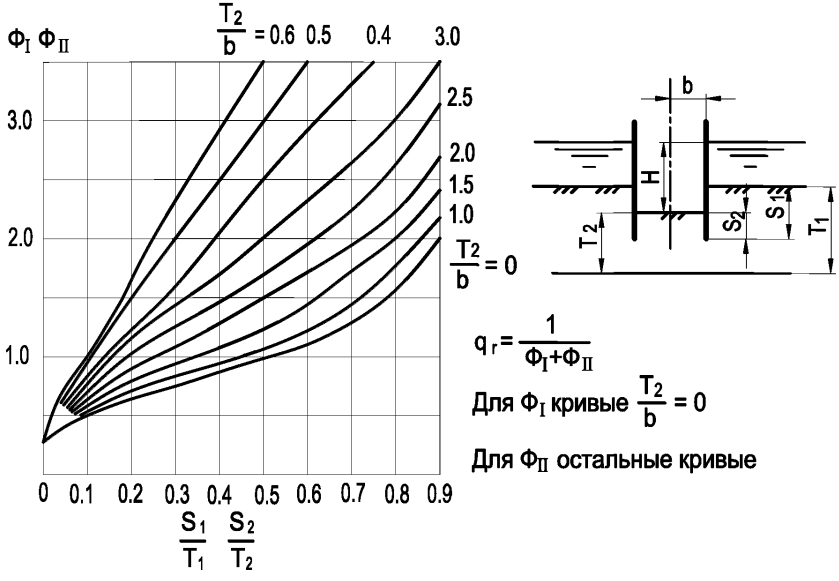


Рисунок Н.2 – График для определения $q_r = f \cdot (S_1 : T_1 ; S_2 : T_2)$ в случае близкого расположения водоупорного слоя (Φ_I определяется в функции $S_1 : T_1$; Φ_{II} – в функции $S_2 : T_2$)

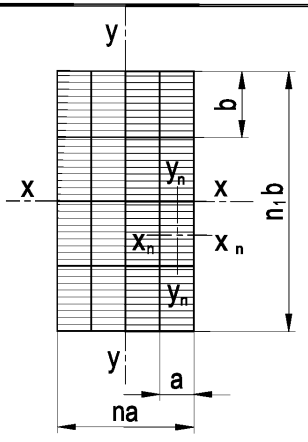
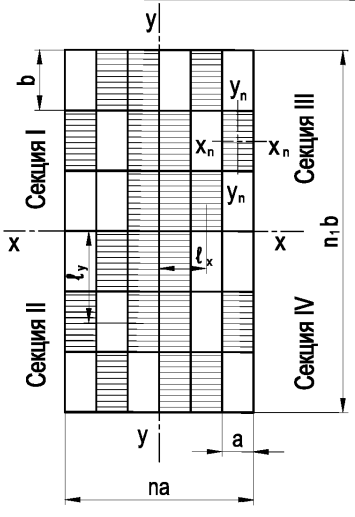
При определении мощности водоотливных средств следует учитывать дополнительный приток воды через неплотности в боковых стенках ограждения.

Величину дополнительного притока следует принимать в размере 20% от дебита, определенного по приведенной выше методике.

Приложение П
(рекомендуемое)

Моменты инерции плавучей опоры из понтонов КС

Таблица П.1 – Моменты инерции плавучей опоры из понтонов КС

Схема плашкоута опоры	Моменты инерции площади плашкоута
	1 При балластировке понтонов наливом воды насосами (балластируемые понтоны заштрихованы). Момент инерции при определении крена: $J_{yy} = \frac{n_1 b(na)^3}{12} - m i_{y_n}$ Момент инерции при определении дифферента: $J_{xx} = \frac{n a(n_1 b)^3}{12} - m i_{x_n}$
	2 При балластировке понтонов через донные отверстия (балластируемые понтоны заштрихованы). Момент инерции при определении крена: $J_{yy} = \frac{n_1 b(na)^3}{12} - m i_{y_n} - 2\sum_{1}^{0,5m} \frac{\omega \ell_x^2}{k}$ Момент инерции при определении дифферента: $J_{xx} = \frac{n a(n_1 b)^3}{12} - m i_{x_n} - 2\sum_{1}^{0,5m} \frac{\omega \ell_y^2}{k}$ где $k = 1 + \frac{10 + \lambda}{t + \lambda}$ При условии разобщения воздухопроводов, идущих к понтонам

Принятые обозначения:

a и b – размеры понтона, соответственно вдоль оси X - X и У - У;

n и n_i – число понтонов, соответственно вдоль оси X - X и У - У;

m – общее количество балластируемых понтонов в опоре;

w – площадь поверхности водного балласта в одном понтоне;

i_{x_n} и i_{y_n} — моменты инерции площади w относительно собственных осей x_n и y_n, параллельных соответствующим осям плашкоута опоры;

ℓ_x и ℓ_y – расстояние от центра тяжести площади w каждого балластируемого понтона соответственно до оси наклонения У - У и Х - Х;

k – коэффициент, учитывающий влияние разобщения балластируемых понтонов от воздухопроводной сети, при сообщении внутреннего пространства понтонов с наружным воздухом k = 1;

λ – разность уровней воды внутри понтона и снаружи для рассматриваемого положения плавучей опоры, м;

t – высота надводного борта для рассматриваемого положения плавучей опоры, м.

Примечания

1 При отстое плавучей опоры воздуховодную сеть рекомендуется держать разобщенной.

2 Значения коэффициентов k в зависимости от λ и t представлены в графике рисунка П.1.

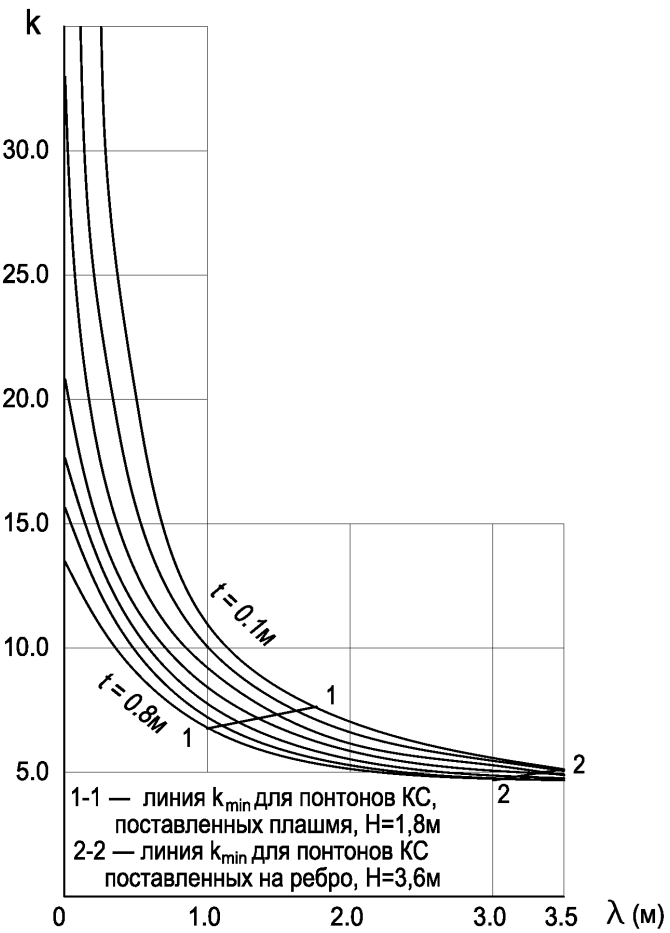


Рисунок П.1 – График коэффициента влияния разобщения воздухопровода для понтонов Н =1,8 м и Н = 3,6 м

Приложение Р
(обязательное)

Определение в плавучих опорах дополнительных изгибающих моментов и поперечных сил от волновой нагрузки

Дополнительный волновой изгибающий момент ΔМ (в тс·м) вычисляется по формуле:

$\Delta M = \pm k_0 \; k_1 \; k_2 \; k_6 \; B \; L^2 \; h$,

где k_6 – коэффициент полноты водоизмещения;

B – ширина плашкоута в уровне ватерлинии по миделю, м;

L – длина плашкоута в уровне ватерлинии, м;

h – расчетная высота волны во время перевозки пролетных строений, м.

Расчетная высота волны должна назначаться на основании данных местного пароходства, относящихся к району перемещения плавучих опор при строительстве данного моста, и приниматься не менее 0,6 м.

Коэффициент k_0 вычисляется по формуле: $k_0 = 1{,}24 - 2{,}0 \frac{B}{L}$

Коэффициент k_1 в зависимости от длины судна L, принимается равным:

при длине судна 20 м – 0,0123;

при длине судна 40 м – 0,0101;

при длине судна 60 м – 0,0085;

при длине судна 100 м – 0,0061.

При промежуточных значениях L коэффициент k_1 определяется по интерполяции.

Коэффициент k_2 вычисляется по формуле:

$$k_2 = 2 - \frac{T_н}{0{,}05 \; L}$$

где: $T_н$ - осадка судна носом, м.

Эпюра дополнительного волнового изгибающего момента ΔМ принимается по рисунку Р.1.

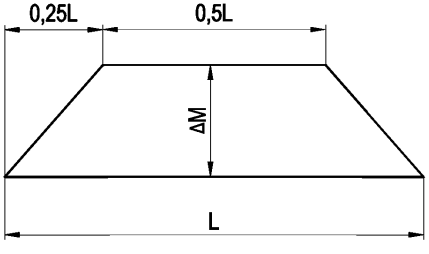


Рисунок Р.1 – Эпюра момента ΔМ от волновой нагрузки

Дополнительная волновая перерезывающая сила ΔQ (в тс) определяется по формуле:

$$\Delta Q = \frac{4 \Delta M}{L}$$

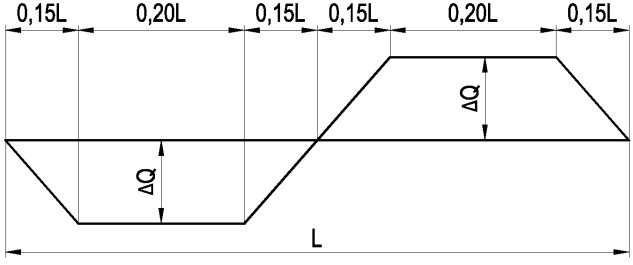


Рисунок Р.2 – Эпюра поперечной силы ΔQ от волновой нагрузки

Эпюра дополнительной волновой перерезывающей силы ΔQ принимается по рисунку Р.2.

Приложение С
(Справочное)

Значения плотностей различных материалов

Таблица С.1 – Значения плотностей различных материалов

Наименование материалов	Плотность, т/м^3
1	2
Сталь	7,85
Чугун	7,20
Свинец	11,40
Алюминий и его сплавы	2,70
Бетон вибрированный на гравии или щебне из природного камня	2,35
Железобетон (в зависимости от величины коэффициента армирования μ в процентах)	$2{,}35\frac{1+3{,}35\mu}{1+\mu}$
Кладка из тесаных или грубо околотых камней гранита то же песчаника то же известняка	2,7 2,4 2,0
Кладка бутовая и бутобетонная на известковом камне, на песчаниках и кварцитах, на граните и базальте	2,0 2,2 2,4
Кладка кирпичная	1,8
Мастика асфальтовая	1,6
Асфальтобетон: песчаный среднезернистый	2,0 2,3
Балласт щебеночный	1,7
Сосна, ель, кедр: пропитанные непропитанные	0,7 0,6
Дуб и лиственница: пропитанные непропитанные	0,9 0,8
Шлакобетон	1,8
Керамзитобетон	1,6
Шлак	0,6÷0,8

Окончание таблицы С.1

1	2
Вата минеральная	0,1÷0,15
Плиты минераловатные	0,1÷0,2
Фанера клееная	0,6
Плиты древесноволокнистые и древесностружечные	1,0
Опилки	0,25
Пенопласт	0,08÷0,15
Рубероид, пергамин, толь	0,6
Снег	0,1÷0,3
Лёд	0,9

П р и м е ч а н и е – Масса металла и сварных швов принимается:
0,5% – от массы основного металла для болтосварных;
1,0% – для сварных конструкций.
Масса головок болтов, гаек, выступающих концов болтов принимается равной 4% от массы основного металла.

Библиография

[1] ВСН 136-78 «Инструкция по проектированию вспомогательных сооружений и устройств для строительства мостов». Минтрансстрой СССР 1978 год;

[2] Изменения и дополнения № 1 к инструкции по проектированию вспомогательных сооружений и устройств для строительства мостов (ВСН 136-78). Минтрансстрой 1984 год;

[3] О техническом регулировании. Федеральный закон от 27.12.2002 N 184-ФЗ;

[4] Градостроительный Кодекс Российской Федерации. Федеральный закон от 29 декабря 2004 года № 190-ФЗ;

[5] Технический регламент о безопасности зданий и сооружений. Федеральный закон от 30 декабря 2009 года № 384-ФЗ;

[6] Технический регламент «О безопасности объектов внутреннего водного транспорта», утверждённый Постановлением Правительства Российской Федерации от 12.08.2010 N 623

[7] ОДН 218.010-98 Инструкция по проектированию, строительству и эксплуатации ледовых переправ. Федеральная дорожная служба России, 1998 год;

[8] «Исследования коэффициентов трения при надвижке пролетных строений мостов по карточкам скольжения при разных условиях их работы» фирма «ИМИДИС»,2002 год;

[9] СТО-ГК "Трансстрой"-012-2007 Стальные конструкции мостов. Заводское изготовление;

[10] Временные технические указания по переукладке термоупрочненных рельсов типа Р65 и Р75, № ЦПТ-79/1. Утверждены Департаментом пути и сооружений МПС России 17.03.1993 год;

[11] Технические указания по устройству мостового полотна на железнодорожных мостах. ОАО «РЖД» – Распоряжение от 12.10.2011 № 2195р;

[12] ФНП – Федеральные нормы и правила в области промышленной безопасности «Правила безопасности опасных производственных объектов, на которых используются подъемные сооружения». Утверждены приказом N 533 Федеральной службы по экологическому, технологическому и атомному надзору от 12 ноября 2013 года;

[13] РД-10-138-97 Комплексное обследование крановых путей грузоподъемных машин. Часть 1. Общие положения. Методические указания;

[14] РД 10-138-97 Комплексное обследование крановых путей грузоподъемных машин. Часть 1. Общие положения. Методические указания;

[15] РДИ 10-349(138)-00 Изменение N 1 к Методическим указаниям "Комплексное

обследование крановых путей грузоподъемных машин" (РД 10-138-97);

[16] РД 22-28-35-99 Конструкция, устройство и безопасная эксплуатация рельсовых путей башенных кранов;

[17] СТО НОСТРОЙ 2.2.77-2012 Крановые пути. Требования к устройству, строительству и безопасной эксплуатации наземных крановых путей. Общие технические требования;

[18] СТО-ГК "Трансстрой"-004-2007 Стандарт организации. Металлические пролетные строения. Навесной и полунавесной монтаж;

[19] ВСН 490-87 Проектирование и устройство свайных фундаментов и шпунтовых ограждений в условиях реконструкции промышленных предприятий и городской застройки (Минмонтажспецстрой СССР);

[20] ВСН 506-88 Проектирование и устройство грунтовых анкеров. Минмонтажспецстрой СССР, 1989 год;

[21] СТО-ГК «Трансстрой» -023-2007 «Применение грунтовых анкеров и свай с тягой из трубчатых винтовых штанг «Титан»»;

[22] ОСТ 36-128-85 «Устройства и приспособления монтажные. Методы расчета и проектирования». Минмонтажспецстрой СССР, 1985 год;

[23] Пособие к СНиП 2.05.03-84 «Мосты и трубы» по изысканиям и проектированию железнодорожных и автодорожных мостовых переходов через водотоки (ПМП-91, Корпорация Трансстрой 01.01.1992);

[24] «Конструкции мостовые инвентарные пакетные МИК-П». ТУ 35-1206-78. СКБ ГЛАВМОСТОСТРОЙ М. 1978год;

[25] «Мостовые инвентарные конструкции стоечные МИК-С2» выпуск 2002 г. ОАО «Институт Гипростроймост»;

[26] 16891-В1 «Инвентарные подмости ручной сборки (ИПРС)» выпуск 2005 г. ОАО «Институт Гипростроймост»;

[27] Речной понтон марки КС-63 (заказ 17152/1) ОАО «Институт Гипростроймост», согласован МФ РРР № МФ-22-2333 от 11.12.2014 года;

[28] ПВКМ-79 Инструкция по проектированию железобетонных и краткосрочных мостов и труб. Министерство путей сообщения СССР 01.05.1979г.;

[29] Справочное пособие к СТО 01386088-136-2016 «Специальные вспомогательные сооружения и устройства для строительства мостов. Нормы проектирования» выпуск 2016 г. ОАО «Институт Гипростроймост»;

[30] Правила безопасного ведения работ в зеленом хозяйстве. Утверждены решением №5 Президиума Росжилкоммунсоюза 15 ноября 1990 года.

УДК: 624.2105 ОКС: 93.040

Ключевые слова: стандарт организации, специальные, вспомогательные, сооружения, устройства, строительство, мосты, нормы, проектирование

ИНСТИТУТ
ГИПРОСТРОЙМОСТ
основан в 1945

СПРАВОЧНОЕ ПОСОБИЕ

к СТО 01386088-136-2016
«Специальные вспомогательные сооружения
и устройства для строительства мостов.
Нормы проектирования»

Москва
2016

ОАО«Институт Гипростроймост»
129278, г. Москва, ул. Павла Корчагина, д. 2
gost.e-ecolog.ru

Предисловие

1 РАЗРАБОТАН Техническим отделом открытого акционерного общества по проектированию строительства мостов «Институт Гипростроймост».

2 Замечания и пожелания по тексту настоящего пособия направлять в Технический отдел ОАО «Институт Гипростроймост», **email:** gost.e-ecolog.ru

© ОАО «Институт Гипростроймост», 2016

Содержание

1 Область применения ... 1
2 Нормативные ссылки ... 2
3 Обозначения и сокращения ... 3
4 Инвентарные конструкции для производства работ по строительству мостов ... 4
4.2 Мостовые инвентарные конструкции стоечные (МИК-С2) ... 5
4.3 Мостовые инвентарные конструкции пакетные (МИК-П) ... 11
5 Шпунтовые сваи и панели ... 23
6 Технологические площадки ... 30
7 Рельсовые пути и кран К-651 ... 32
8 Средства подмащивания* ... 35
9 Площадки и лестницы для строительно-монтажных работ ... 38
10 Схема якорного закрепления плашкоута. Якоря ... 40
12 Характеристика самоподъемной плавучей платформы ПМК-67 ... 44
13 Технологические укрытия) ... 45
Библиография ... 47

Введение

Справочное пособие (Пособие) к стандарту организации ОАО «Институт Гипростроймост» СТО 01386088-136-2016 «Специальные вспомогательные сооружения и устройства для строительства мостов. Нормы проектирования» представляет собой информацию, составленную из справочных приложений, которые при переработки СТО-136-2009 не были включены в СТО 01386088-136-2016 [1]. Пособие составлено с учётом изменения нормативных документов в области строительства, действующих на территории Российской Федерации.

1 Область применения

1.1 Настоящее Справочное пособие к СТО 01386088-136-2016 «Специальные вспомогательные сооружения и устройства для строительства мостов. Нормы проектирования» (Пособие) дополняет СТО 01386088-136-2016 справочной информацией о специальных вспомогательных сооружениях и устройствах (СВСиУ), применяемых для капитального строительства, а также реконструкции, капитального ремонта, разборки и технического перевооружения мостов, путепроводов, виадуков, эстакад, пешеходных мостов и других искусственных сооружений (далее мостовых сооружений, мостов).

1.2 Настоящее Справочное пособие подлежат применению специалистами ОАО «Институт Гипростроймост», выполняющими разработку специальных вспомогательных сооружений и устройств.

2 Нормативные ссылки

В настоящем Пособии использованы следующие ссылки на стандарты и другие нормативные документы, действующие на территории Российской Федерации:

ГОСТ 9.402-2004	Единая система защиты от коррозии и старения (ЕСЗКС). Покрытия лакокрасочные. Подготовка металлических поверхностей к окрашиванию;
ГОСТ Р 12.4.026-2001	ССБТ. Цвета сигнальные, знаки безопасности и разметка сигнальная. Назначение и правила применения. Общие технические требования и характеристики. Методы испытаний;
ГОСТ Р 15.201-2000	Система разработки и постановки продукции на производство (СРПП). Продукция производственно-технического назначения. Порядок разработки и постановки продукции на производство;
ГОСТ 380-2005	Сталь углеродистая обыкновенного качества. Марки;
ГОСТ 1451-77	Краны грузоподъёмные. Нагрузка ветровая. Нормы и метод определения;
ГОСТ 4781-85*	Профили стальные горячекатаные для шпунтовых свай. Технические условия;
ГОСТ 4784-97*	Алюминий и сплавы алюминиевые деформируемые. Марки;
ГОСТ 5521-93	Прокат стальной для судостроения. Технические условия;
ГОСТ 8731-74*	Трубы стальные бесшовные горячедеформированные. Технические условия;
ГОСТ 11533-75	Автоматическая и полуавтоматическая дуговая сварка под флюсом. Соединения сварные под острыми и тупыми углами. Основные типы, конструктивные элементы и размеры;
ГОСТ 14098-2014	Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Типы, конструкции и размеры;
ГОСТ 15150-69*	Машины, приборы и другие технические изделия;
	Исполнения для различных климатических районов; Категории, условия эксплуатации, хранения и транспортирования в части воздействия климатических факторов внешней среды;
ГОСТ 19281-2014	Прокат повышенной прочности. Общие технические условия;
ГОСТ 24258-88*	Средства подмащивания. Общие технические условия;

ГОСТ 26887-86	Площадки и лестницы для строительно-монтажных работ. Общие технические условия;
ГОСТ 27321-87	Леса стоечные приставные для строительно-монтажных работ. Технические условия;
ГОСТ 27751-2014	Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения;
ГОСТ Р 51685-2013	Рельсы железнодорожные. Общие технические условия;
ГОСТ Р 56354-2015 (ЕН 10249-1:1995)	Сваи шпунтовые холоднокатаные из нелегированной стали. Технические условия
СП 12-103-2002	Пути наземные рельсовые крановые. Проектирование, устройство и эксплуатация;
СП 16.13330.2011	Стальные конструкции (СНиП II-23-81*);
СП 20.13330.2011	Нагрузки и воздействия (СНиП 2.01.07-85*);
СП 28.13330.2012	Защита строительных конструкций от коррозии (СНиП 2.03.11-85);
СП 50.13330.2012	Тепловая защита зданий. (СНиП 23-02-2003);
СП 60.13330.2012	Отопление, вентиляция и кондиционирование воздуха (СНиП 41-01-2003);
СП 64.13330.2011	Деревянные конструкции (СНиП II-25-80);
СП 128.13330.2012	Алюминиевые конструкции (СНиП 2.03.06-85)

3 Обозначения и сокращения

В настоящем Справочном пособии применены буквенные обозначения величин, единиц и понятий, принятые для них в соответствующих главах сводов правил (СП), других нормативных документов в области строительства, действующих на территории Российской Федерации, и в СТО 01386088-136-2016 «Специальные вспомогательные сооружения и устройства для строительства мостов. Нормы проектирования».

4 Инвентарные конструкции для производства работ по строительству мостов

4.1 Инвентарные конструкции для производства работ по строительству мостов представлены в таблице 4.1.

Таблица 4.1 - Инвентарные конструкции

Наименование инвентарных конструкций	Наименование разработчика проекта и год разработки	Условия применения при температуре ниже минус 40°С	Примечание
Мостовые инвентарные конструкции стоечные МИК-С2	ОАО «Институт Гипростроймост», 2002 г.	Без ограничений	
Мостовые инвентарные конструкции пакетные МИК-П	СКБ Главмостостроя, 1975 г.		
Понтоны типа КС и КС-У	ЦПКБ Главмостостроя, 1951 г.		Понтоны типов КС-У, КС-3, КС-63 и КС-63М взаимо-заменяемы
Понтоны типа КС-3	ЦПКБ Главмостостроя, 1953 г.		
Понтоны типа КС-63	ОАО «Институт Гипростроймост» 2014г.		
Понтоны типа КС-63М	ОАО «Институт Гипростроймост» 2016г.		
Понтоны типа УП-78	СКБ Главмостостроя, 1978г.		

4.2 Мостовые инвентарные конструкции стоечные (МИК-С2)

Мостовые инвентарные конструкции стоечные МИК-С2 [2] предназначаются для вспомогательных опор, монтажных подмостей, опор для надвижки пролетных строений, подкрановых эстакад, рабочих мостиков и других конструкций. МИК-С2 можно эксплуатировать в климатическом районе при расчетной температуре минус 60°С.

Основной комплект МИК-С2 состоит из 17 марок: 4 марки стоек (Л1, Л2. ЛУ1, ЛУ2) длиной 4 и 2 м, 5 марок раскосов и распорок (Л5, Л6, ЛУ7, ЛУ8, ЛУ9), одна соединительная планка (Л10), один цельносварной ростверк (Л11) и один тип болта (Л12) диаметром 24 мм (таблица 4.2).

Стойки запроектированы из труб по ГОСТ 8731-74*. На концах стойки снабжены фланцами для примыкания друг к другу и к ростверкам и фасонками для присоединения раскосов, расположенными в вертикальных плоскостях, проходящих через ось трубы под углом 90° друг к другу. С одной стороны стоек фланцы развиты для присоединения распорок.

На концах распорки и раскосы имеют проушины с отверстием для одного болта диаметром 24 мм и вспомогательным отверстием для наводки на монтаже.

Соединения элементов осуществляются на высокопрочных болтах диаметром 24 мм, закручиваемых обычным ключом с моментом порядка 20-30 кгсм без специальной обработки контактных поверхностей и без контроля величины натяжения.

Марка ростверка Л11 состоит из сварных двутавров и швеллерных связей, объединенных на сварке.

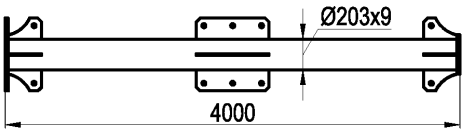
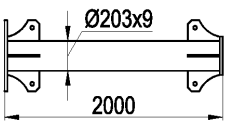
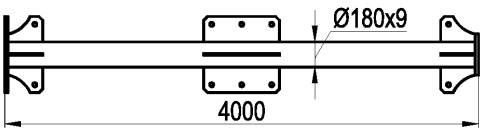
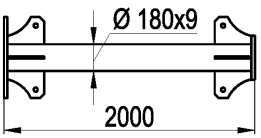
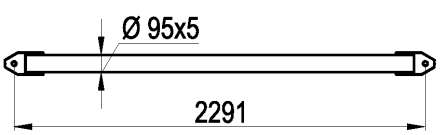
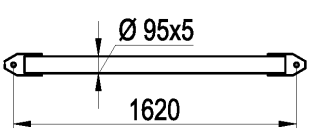
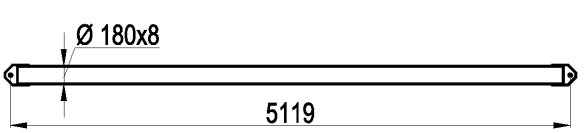
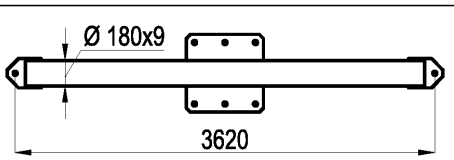
Из элементов стоек, распорок, раскосов и ростверков собирается основной элемент МИК-С2 – башня из 4(8) стоек размером в плане 2·2 м и высотой кратной 2 м (рисунок 4.1).

В состав МИК-С2 включен сборный ростверк широкополочного проката с соединением на болтах (марки Л26, Л27, Л28, Л5). Схема сборки ростверка из этих марок приведена на рисунке 4.2. Как правило, ростверк применяют без разборки.

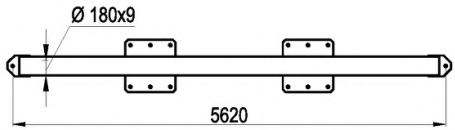
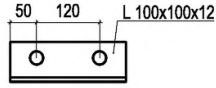
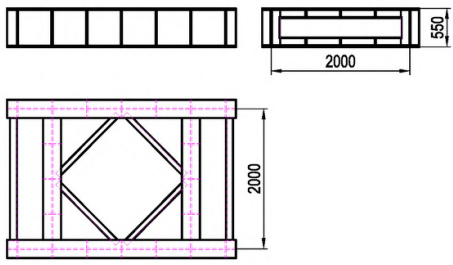
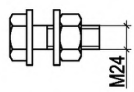
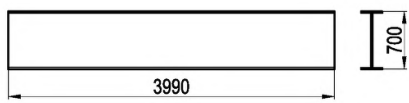
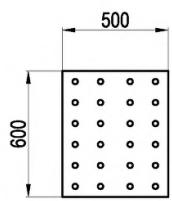
Отдельные башни можно объединить между собой в продольном и поперечном направлениях с помощью раскосов и распорок и в пространственные конструкции опор неограниченного размера. При этом расстояние между башнями может быть 2, 4 и 6 м.

Сборку башен следует производить плоскостными и пространственными секциями, а также из отдельных линейных элементов.

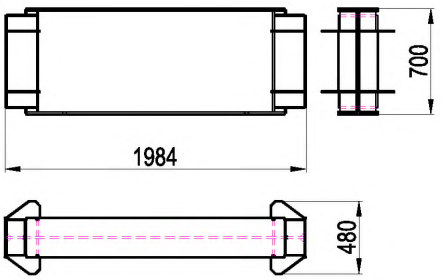
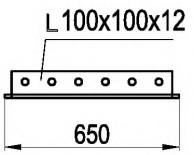
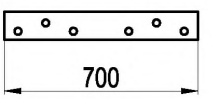
Таблица 4.2 – Ведомость марок МИК-С2

Марка	Эскиз марки	Расчетная нагрузка, тс	Масса кг
1	2	3	4
Л1		+30; -100 +30; -92	251
Л2		+30; -100	140
ЛУ1		+30; -100 +30; -92	236
ЛУ2		+30; -100	132
Л5		±12	30
Л6		±12	22
ЛУ7		+12	200
ЛУ8		+12	273

Продолжение таблицы 4.2

1	2	3	4
ЛУ9		+12	273
Л10			3,8
Л11			1975
Л12			0,76
Л26			593
Л24			28

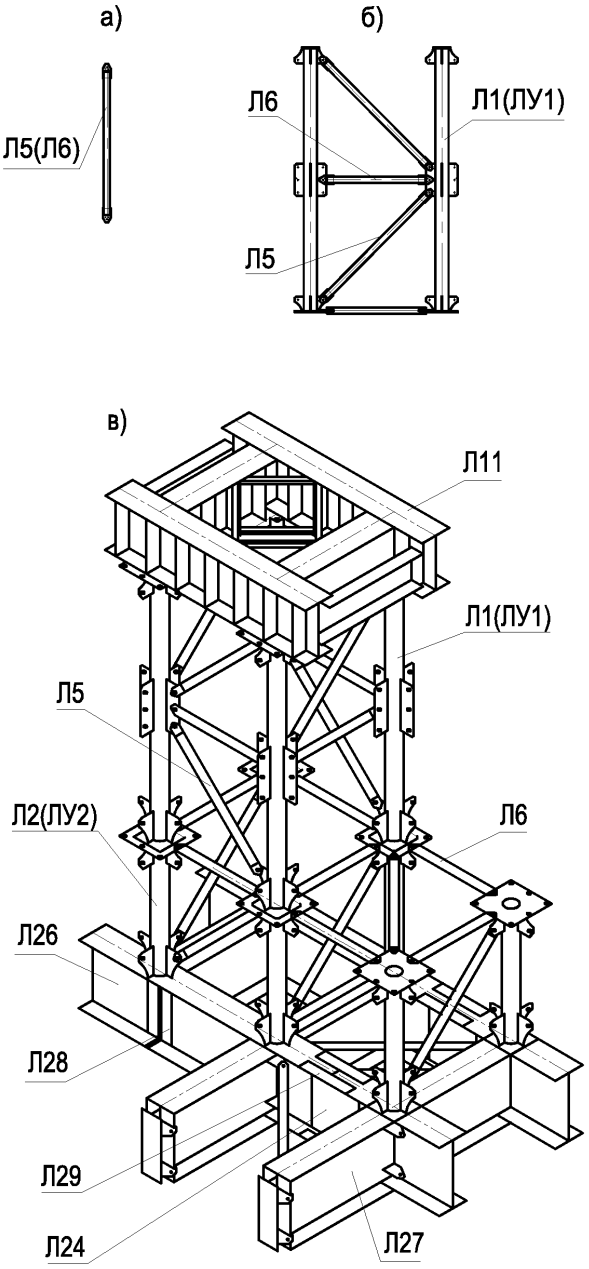
Окончание таблицы 4.2

1	2	3	4
Л27			365
Л28			11
Л29			6,3

Примечания

1 Расчетные нагрузки для Л1 и ЛУ1 указаны в числителе для свободной длины ℓ=200 см, в знаменателе для ℓ =400 см.

2 Нагрузки для раскосов указаны по прикреплению.



а) линейный элемент;
б) плоскостная секция;
в) башенная опора

Рисунок 4.1 – Схема сборки опоры из элементов МИК-С2

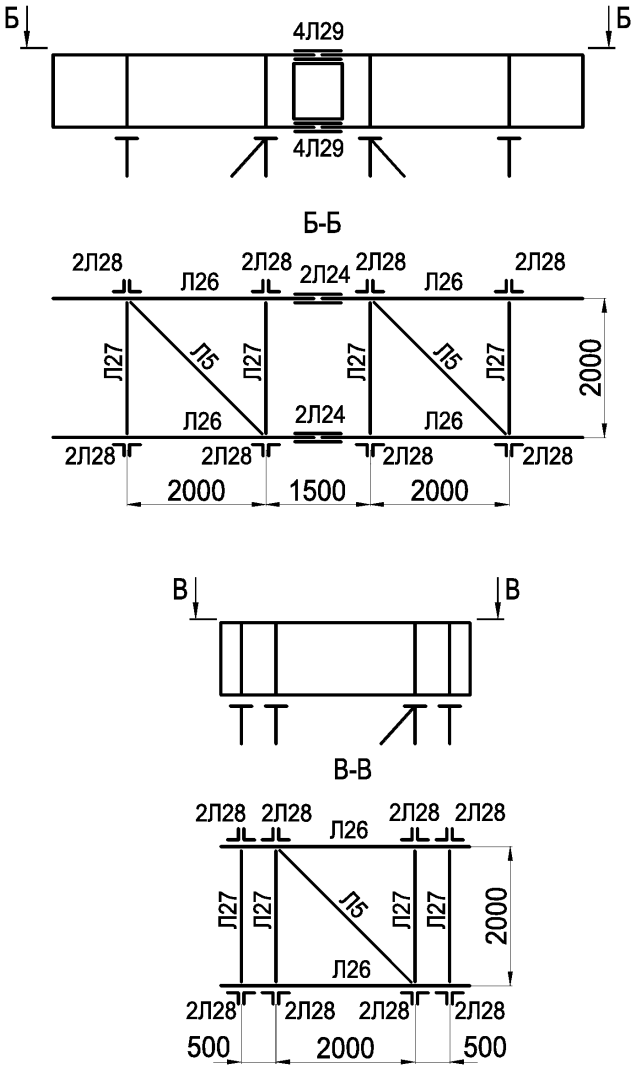


Рисунок 4.2 – Схемы компоновки сборных ростверков МИК-С2

4.3 Мостовые инвентарные конструкции пакетные (МИК-П)

Мостовые инвентарные конструкции пакетные МИК-П [3] предназначаются для применения в различных вспомогательных сооружениях в комплекте со стоечными конструкциями МИК-С2, а также без них. Конструкции МИК-П могут быть применены в рабочих мостиках, подмостях, пирсах, подкрановых эстакадах, причалах, распределительных конструкциях на плавучих опорах и опорах для надвижки пролетных строений, а также для перекрытия прогалов в насыпи над водопропускными трубами до их постройки и засыпки; для перекрытия пролетов временных железнодорожных мостов при строительстве на обходах; при восстановлении и в разгрузочных конструкциях. Примеры монтажных схем пакетных пролетных строений приведены на рисунке 4.3.

Проверка несущей способности пролетных строений в составе конкретного сооружения является обязательной.

Конструкции МИК-П можно эксплуатировать при расчетной температуре минус 60ºС.

Комплект конструкций МИК-П состоит из 19 марок: 4 марки несущих балок (П3; П3а; П4 и П4а); 4 марки распорок (П11; П12; П14; П34; П35); одна марка ребра жесткости (П32) и один тип болта (П31) диаметром 24 мм (таблица 4.3).

МИК-П могут опираться как на конструкции башен из МИК-С2, так и на опоры любой другой конструкции.

Пакетные конструкции изготовляют из сварных двутавров высотой 1040 мм, длиной 8000 и 11920 мм. Из отдельных балок могут быть собраны пакеты длиной 8,0; 11,92; 16,0; 19,92 м (в отдельных случаях 23,84 м).

Несущие балки имеют следующие характеристики:

- момент инерции J=404433 см^4;
- момент сопротивления W=7778 см^3.

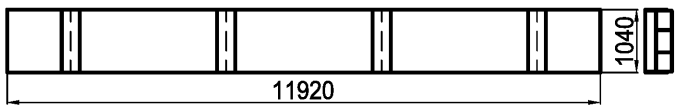
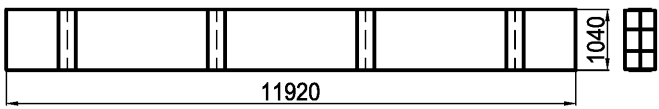
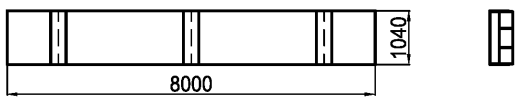
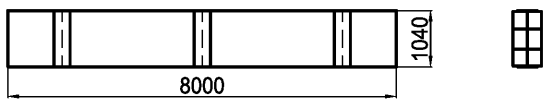
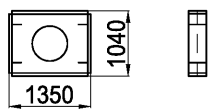
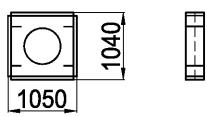
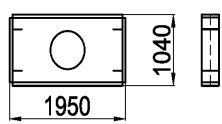
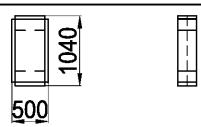
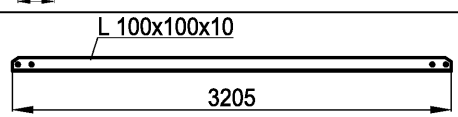
Соединения элементов осуществляется на высокопрочных болтах диаметром 24 мм, закручиваемых обычным ключом с моментом порядка 20÷30 кгс·м без специальной обработки контактных поверхностей и без контроля натяжения.

К стенкам балок приварены через определенные расстояния полудиафрагмы, состоящие из вертикальных и горизонтальных ребер, к которым приварен фланцевый лист.

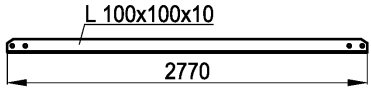
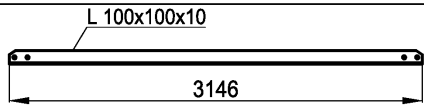
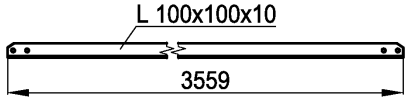
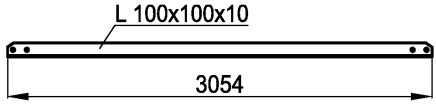
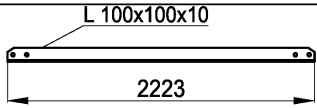
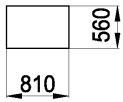
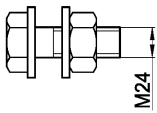
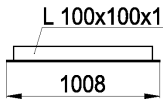
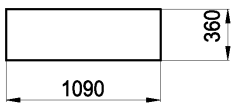
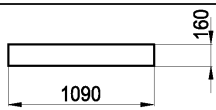
Полудиафрагмы приварены в марках П3а и П4а с двух сторон, в марках П3 и П4 с одной. С помощью полудиафрагм отдельные балки объединяются в пространственную конструкцию из любого числа балок, устанавливаемых с шагом 550 мм в поперечном направлении. Объединение диафрагм осуществляется также высокопрочными болтами диаметром 24мм.

При необходимости установки балок с бóльшим шагом в поперечном направлении между фланцевыми листами полудиафрагм устанавливают набор вставок требуемой ширины (марки П11; П12; П14; П16). Балки объединяются также уголковыми продольными связями, прикрепляемыми к горизонтальным фасонкам полудиафрагм. В фасонках устроены дугообразные прорези с краями, очерченными по дугам окружностей, центры которых совмещены с центром узла (точкой пересечения оси балок с осью полу диафрагм). Такое решение узла позволяет обеспечить центрировку диагональных связей при любом расстоянии между балками.

Таблица 4.3 – Ведомость марок МИК-П

Марка	Эскиз марки	Масса кг
1	2	3
ППЗ		2950
ППЗа		3270
ПП4		1970
ПП4а		2210
ПП11		267
ПП12		216
П14		372
П16		148
ППl8		47

Окончание таблицы 4.3

1	2	3
ф П19		41
П20		46
П21		53
П22		45
П23		33
П30		40
П31		0,86
П32		15
П34		48
П35		21

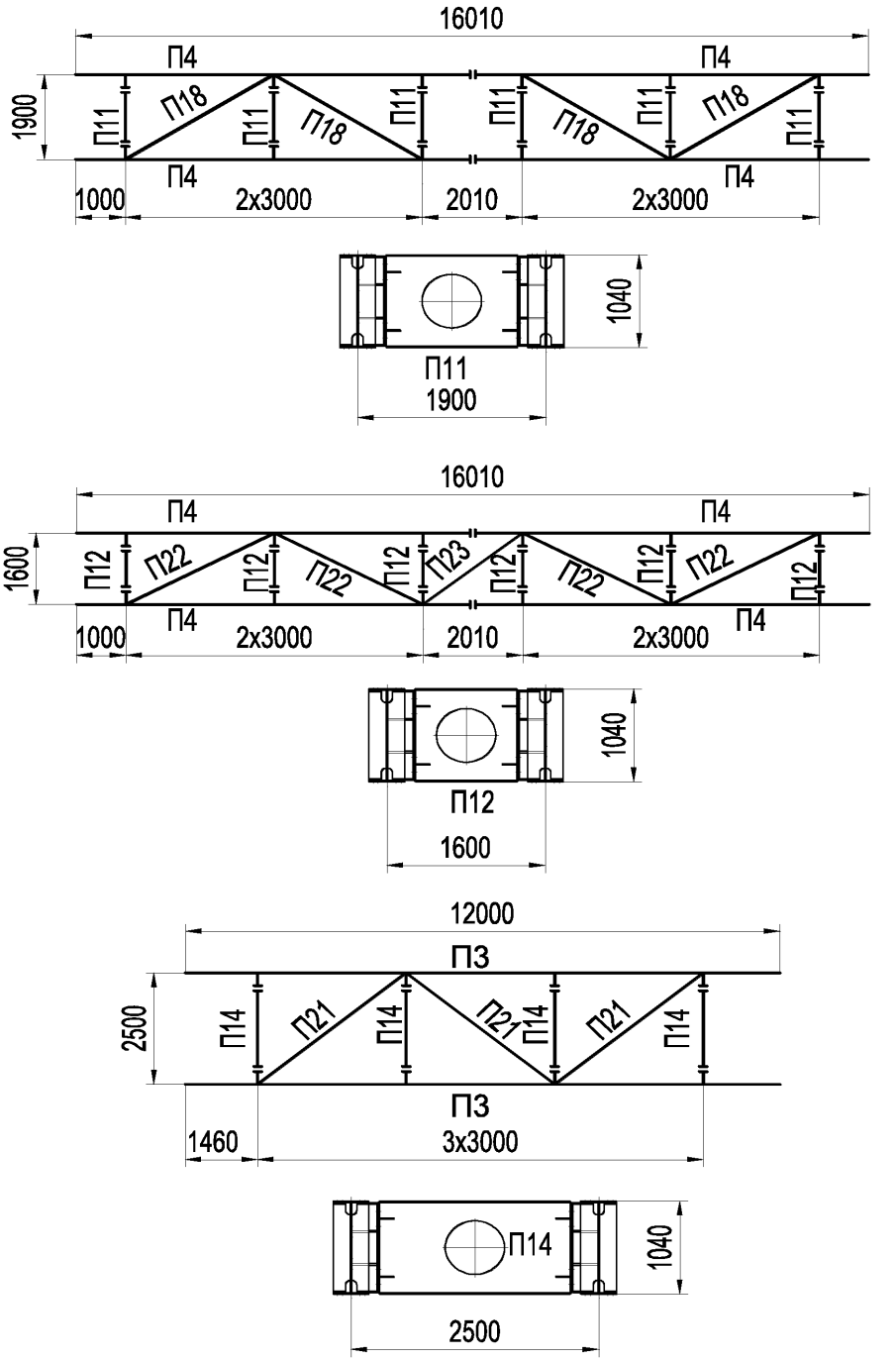


Рисунок 4.3 – Примеры монтажных схем
пакетных пролетных строений МИК-П

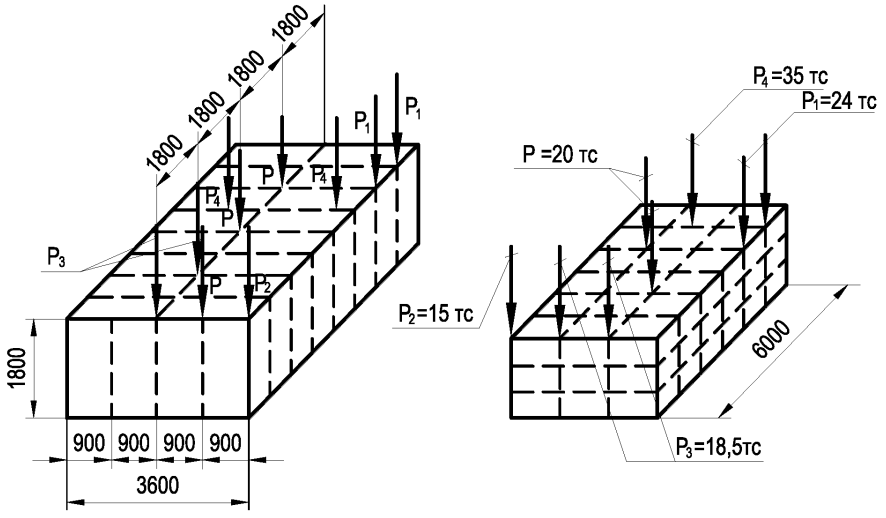
1.4 Универсальные металлические понтоны

ОАО «Институт Гипростроймост» постоянно усовершенствует документацию на понтоны серии КС-63. В 2004 году разработана документация на понтон КС-63М [4] для морских акваторий, в 2014 году – на понтон КС-63 [5] для рек и пресных водоёмов.

Таблица 4.4 – Основные характеристики универсальных металлических понтонов

Показатель	КС-3	КС-63	КС-63М[1]	УП-78
Габаритные размеры: Длина, м	7,2	7,2	7,2	6,0
Ширина, м	3,6	3,6	3,6	3,0
Высота, м	1,8	1,8	1,8	1,4
Масса, т	5,9	5,9	7,9	4,57
Полное водоизмещение, $м^3$	45	45	45	24,5
Осадка от собственной массы, м	0,25	0,25	0,30	0,26
Грузоподъемность нормативная при надводном борте 0.5 м кН(тс): («плашмя») («на ребро»)	 263(26,3) 331(33,1)	 263(26,3) 331(33,1)	 261(26,1) 311(31,1)	 1160(16) 210(21)
Предельные нагрузки (рисунок 7.1): в узлах усиленных шпангоутных рам Р, кН (тс)	460(46)	470(47)	443(44,3)	200(20)
По всем бортовым узлам шпангоута P_1, кН(тс)	310(31)	320(32)	416(41,6)	240(24)
В узлах понтона P_2, кН(тс)	260(26)	240(24)	478(47,8)	150(15)
В узлах торцевой стенки P_3 кН(тс)	260(26)	280(28)	336(33,6)	185(18,5)
В любой точке пролета шпангоута Р4, кН(тс)	25(2,5)	25(2,5)	61(6,1)	35 (3,5)
Материал понтона	Вст3пс5, ГОСТ 380-2005	Вст3пс5, ГОСТ 380-2005	РСД32, ГОСТ 5521-93; 09Г2С-СВ-10, ГОСТ 19281-2014	Вст3пс5, ГОСТ 380-2005
Толщина обшивки, мм: бортов и торцов палубы и днища	 4 3	 4 3	 6 6	 4 4

[1] В 2016 году документация, переработанная с учётом требований технического регламента о безопасности объектов морского транспорта и нормативных документов, одобрена РМРС.



а) понтон КС; б) понтон УП-78

Рисунок 4.4 – Схема нагрузок на узлы понтонов

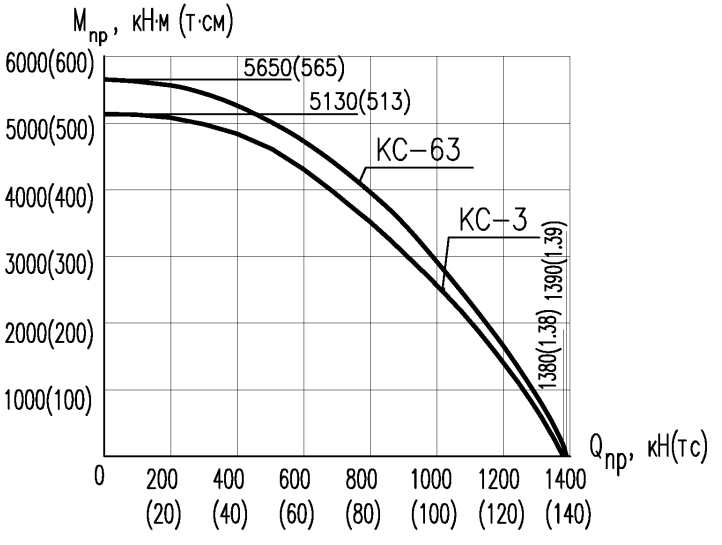


Рисунок 4.5 – График предельных усилий на понтон при изгибе в плоскости бортов и при наличии местной нагрузки (гидростатического давления) W=18 кПа (1,8 тс/м^2)

Таблица 4.5 – Усилия на понтоны и стык понтонов

Вид дефор-мации	Элемент	КС-3		КС-63		УП-78	
		$M_{пр}$, кНм (тсм)	$Q_{пр}$, кН (тс)	$M_{пр}$, кНм (тсм)	$Q_{пр}$, кН (тс)	$M_{доп.}$, кНм (тсм)	$Q_{доп}$, кН (тс)
		1				2	
Изгиб понтона в плос-кости бортов h=1,8 м	Понтон	см. график рисунок 4.5				рисунок 4.7	
	Стык	5460 (546)	1380 (138)	5750 (575)	1380 (138)	3150 (315)	600 (60)
Изгиб понтона в плос-кости палубы h=3,6 м	Понтон	см. график рисунок 4.6				рисунок 4.8	
	Стык	6080 (608)	2070 (207)	6080 (608)	2760 (260)	4050 (405)	1340 (134)
Изгиб понтона в плос-кости торцов h=1,8 м	Понтон и стык а) при наличии местной нагрузки W=18 кПа (1,8 тс/м^2)	2290* (229*)	1190* (229*)	3480* (229*)	1240* (229*)	1280 (128)	5700 (570)
	б) при отсутствии местной нагрузки	3800* (380*)	1190* (119*)	4860* (486*)	1240* (124*)	1280 (128*)	5700 (570)
	Понтон и стык а) при наличии местной нагрузки W=36 кПа (3,6 тс/м^2)	1480* (148*)	2380* (238*)	4300* (430)	2480* (248*)	2830 (283)	1700 (170)
	б) при отсутствии местной нагрузки	7920* (792*)	2380* (238*)	9930* (993*)	2480* (248*)	2830 (283)	1700 (170)

П р и м е ч а н и я

1 Расчет понтона произведен на случай работы понтона, как части плашкоута с осадкой 1,8 м и 3,6 м.

2 Указаны значения $M_{пр}$ при Q=0 и $Q_{пр}$ при M=0.

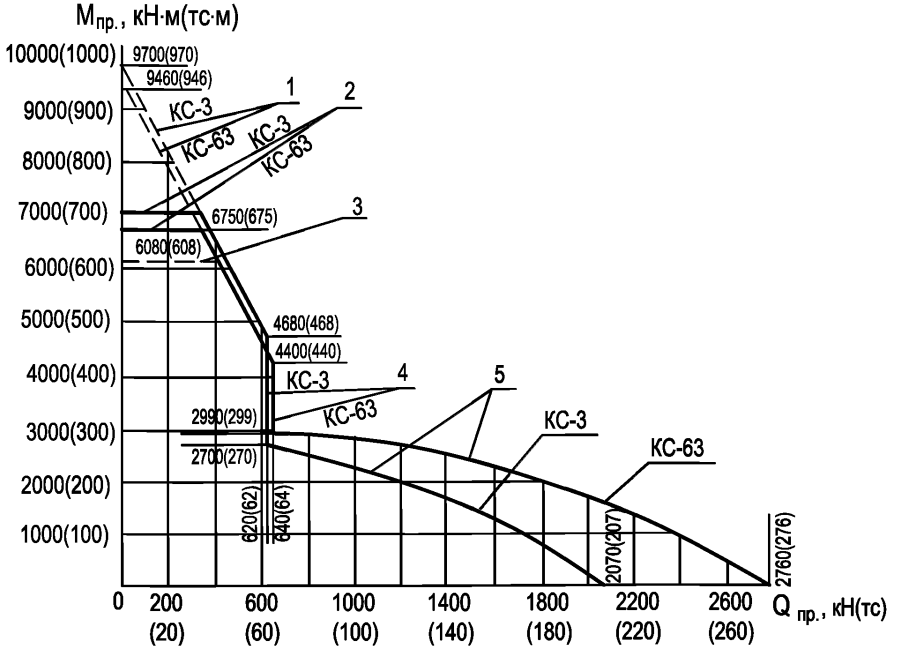
3 При одновременном действии M и Q прочность понтона должна быть проверена расчетом в каждом конкретном случае.

При допущении замены понтонов КС-63 на КС-3 в расчете учитываются меньшие из двух значений грузоподъемности.

П р и м е ч а н и я

1 Значения $M_{допуск.}$ даны при Q=0. Значения $Q_{доп}$ даны при M=0.

2 При одно-временном действии M и Q прочность понтона проверяют расчетом.



1 – при отсутствии местной нагрузки;

2 – по изгибу кильсона при наличии местной нагрузки (гидростатического давления) W= 36 кПа (3,6 тс/м^2);

3 – по прочности стыка;

4 – по прочности шпангоута;

5 – по местной устойчивости обшивки палубы и днища при наличии гидростатического давления W = 36 кПа (3,6 тс/м^2)

Рисунок 4.6 — График предельных усилий на понтоны КС-3 и КС-63 при изгибе в плоскости палубы

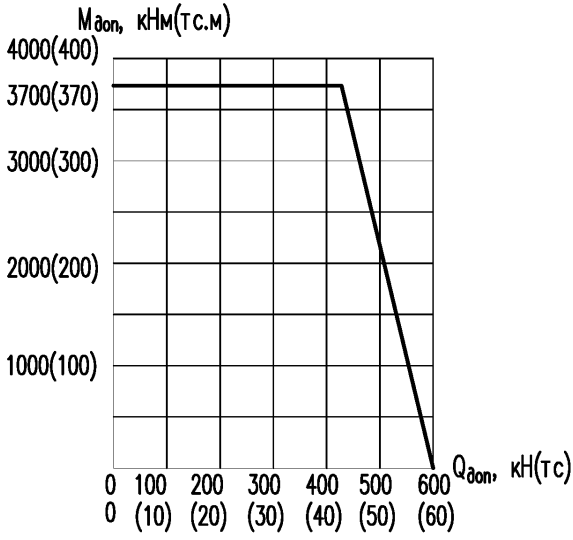


Рисунок 4.7 – График допустимых усилий на понтон УП-78 при изгибе в плоскости бортов

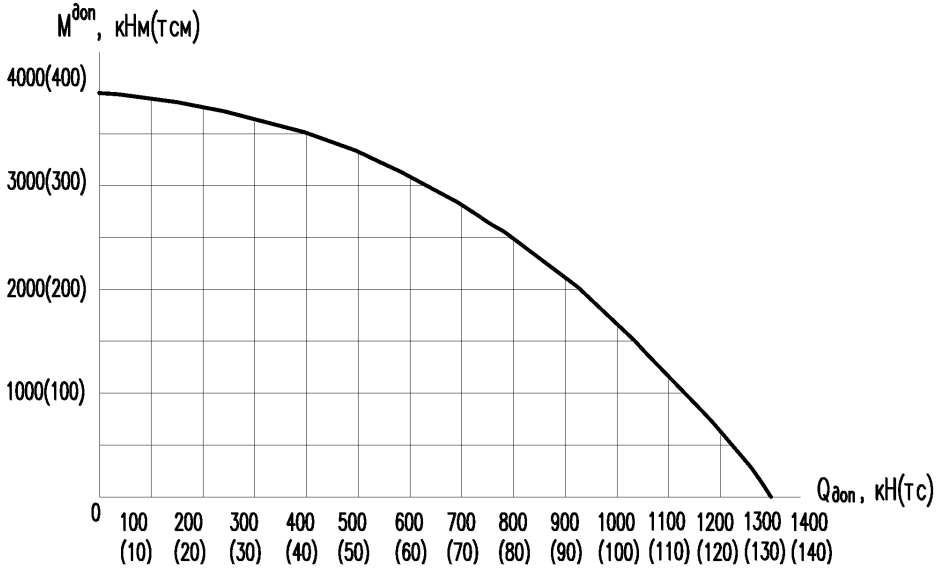
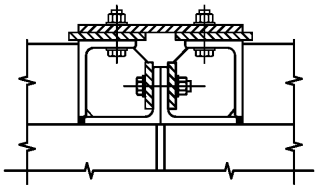
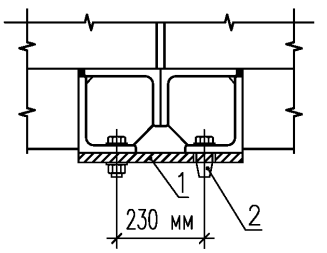


Рисунок 4.8 – График допустимых усилий на понтон УП-78 при изгибе в плоскости палубы

а)



б)



а) болтовой стык;

б) вариант нижнего стыка с самозахватным сцепом для сборки понтонов на плаву;

1 – стыковая планка;

2 – конический самозахватный штырь

Рисунок 4.9 – Стык понтонов

Таблица 4.6 – Допустимые усилия на понтоны КС-63М и стык понтонов

Вид деформации	Фактор, определяющий допустимое усилие	$M_{доп.}$ кНм (тсм)	$Q_{доп.}$ кН (тс)
Изгиб понтона в плоскости бортов h=1,8 м	Прочность понтона	График рис. Ж.7	График рис. Ж.7
	Прочность стыка	5900 (590)	3528 (3528)
Изгиб понтона в плоскости торцов h=1,8 м	Прочность понтона: – при наличии местной нагрузки q=1,8 т/м^2	10370* (1037)	1295* (129,5)
	– при отсутствии местной нагрузки	12740* (1274)	1295* (129,5)
	Прочность стыка	6290 (629)	4536 (453,6)
* указаны значения M при Q=0, Q при M=0			

При одновременном действии M и Q расчетные данные должны быть сопоставлены с графиком и табличными данными.

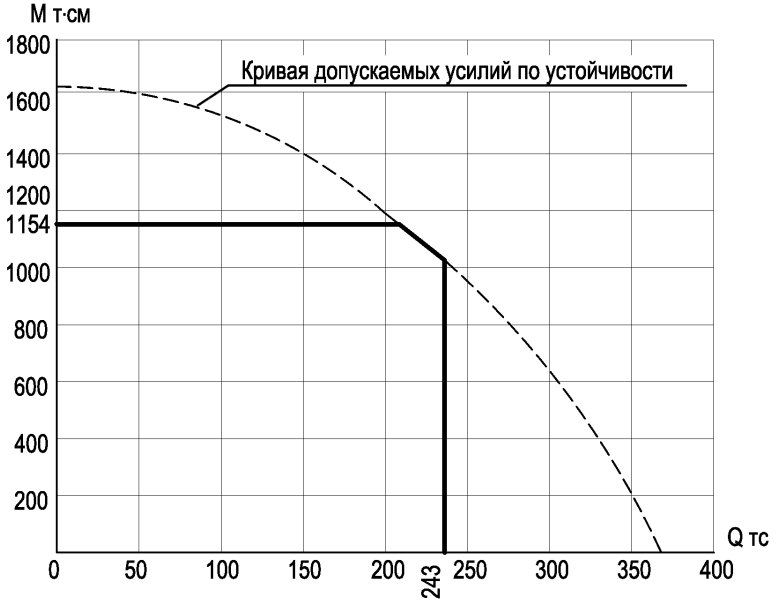
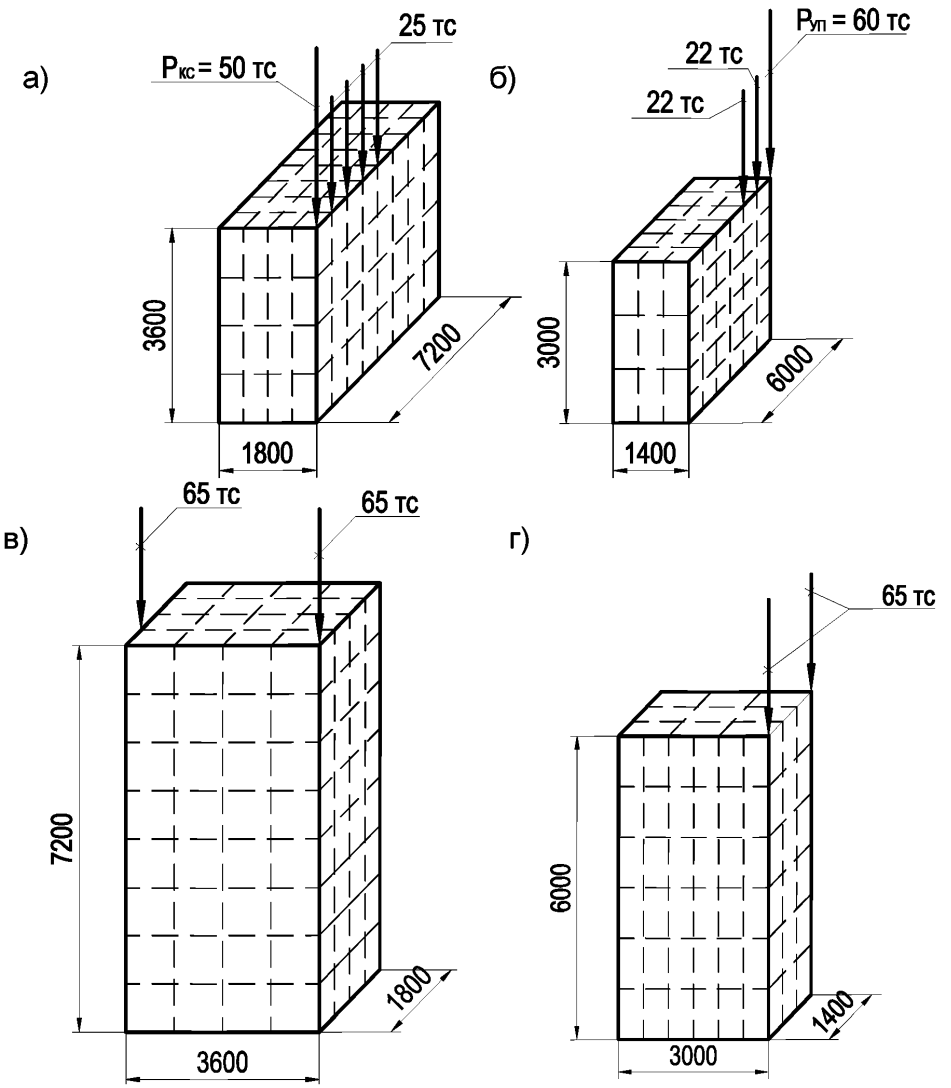


Рисунок 4.10 — График допускаемых усилий на понтон КС-63М при изгибе в плоскости бортов



а) на узлы борта понтона КС;
б) на узлы борта понтона УП-78;
в) на узлы торца понтона КС;
г) на узлы торца понтона УП-78

$Р_{КС}$=50,0 тс и $Р_{УП}$=60,0 тс при условии постановки металлических вкладышей в горизонтальные коробки в месте опирания

Рисунок 4.11 – Схема предельных нагрузок на понтон при использовании его в конструкциях подмостей

5 Шпунтовые сваи и панели

5.1 Шпунтовые сваи

Таблица 5.1 – Типы шпунтовых свай

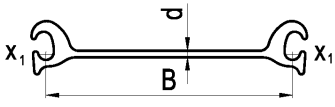
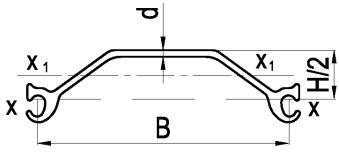
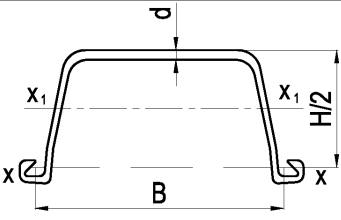
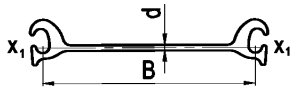
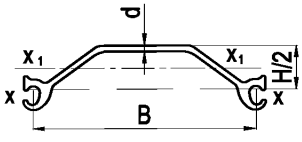
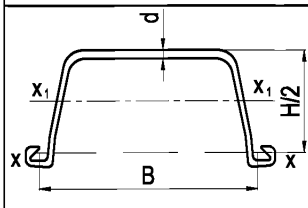
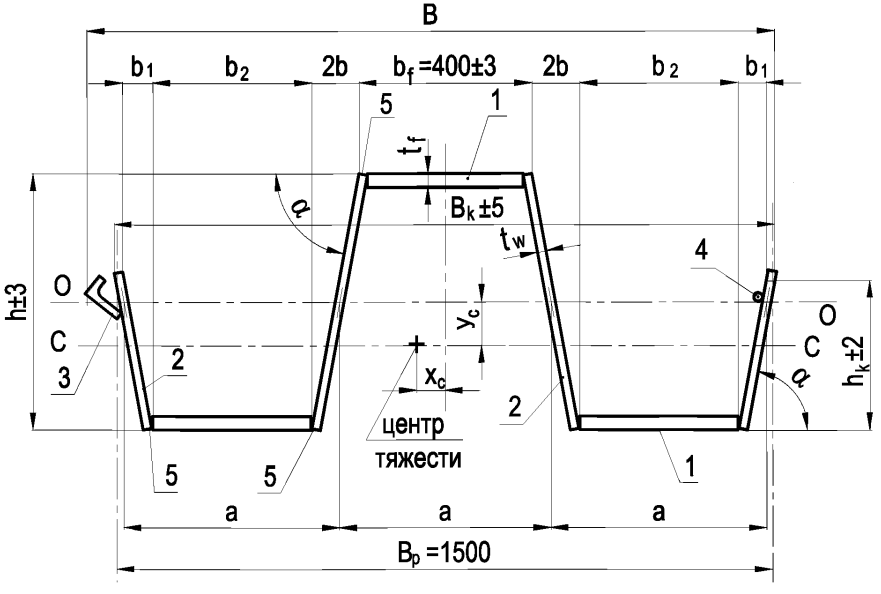
Профиль	ГОСТ	Наименование и тип	Ширина, мм	Толщина, мм	Длина, м	
					от	до
	4781-85*	Сталь прокатная для шпунтовых свай Шпунтовая свая ШП-1	400	10	8	22
	4781-85*	Сталь прокатная для шпунтовых свай Шпунтовая свая ШК-1	400	10	8	22
	ГОСТ Р 56354-2015 (ЕН10249-1:1995) ТУ 14-2-879-89, ТУ 14-102-8-2010[6]	Сталь прокатная для шпунтовых свай Шпунтовая корытная свая Ларсен: Л4; Л5; Л5-УМ	400 420 500	14,8 20,5 23,0	5 - 5	22 - 24

Таблица 5.2 – Характеристики шпунтовых свай

Поперечное сечение шпунтовых свай	Тип шпунтовых свай	Вес пог.м шпунтовой сваи, кг	Площадь сечения шпунтовой сваи, $см^2$	Момент инерции		Момент сопротивления		Расчетная ширина шпунтовой сваи B, мм	Толщина шпунтовой стенки H, мм	Толщина стенки сваи d, мм
				отдельной шпунтовой сваи J_{x1}, $см^2$	пог.м шпунтовой стенки J_x, $см^2$	отдельной шпунтовой сваи W_{x1}, $см^2$	пог.м шпунтовой стенки W_x, $см^2$			
	ШП-1	64	82	332	961	73	188,5	400	–	10
	ШК-1	50	64	730	3000	114	400	400	2x75	10
	Л4 Л5 Л5-УМ	74 100 114	94,3 127,6 145,1	4660 6243	39600 50943 76437	405 461 -	2200 2962 3555	400 420 500	2x180 2x172 2x215	14,8 20,5 23,0

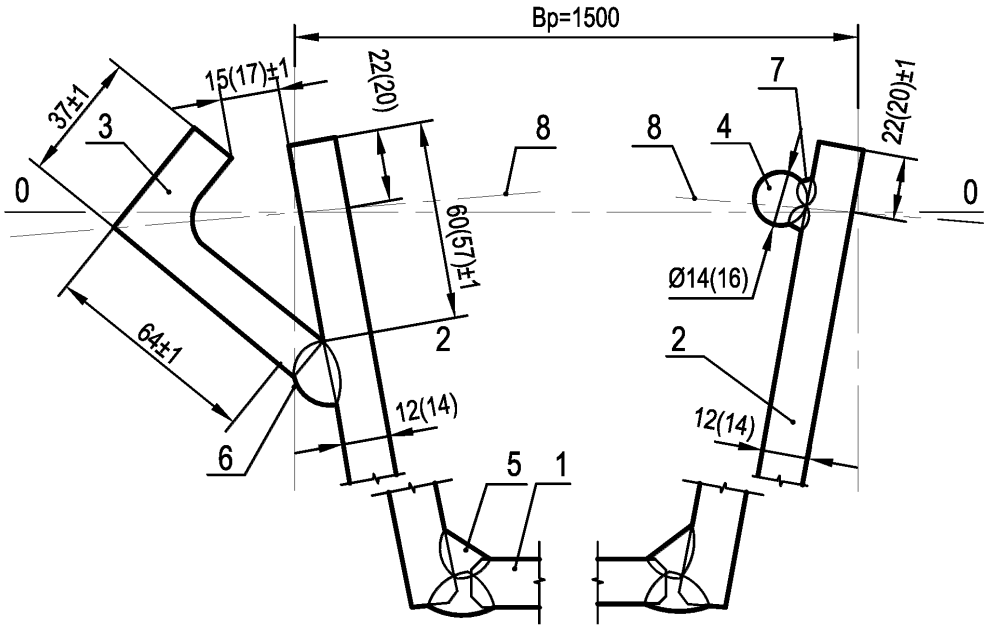
5.2 Панели шпунтовые сварные

Производство и приёмка работ по строительству шпунтовых стен для морских и речных портовых и берегозащитных, мостовых и других транспортных сооружений, а также временных шпунтовых ограждений с применением панельного сварного шпунта описана в СТО-ГК "Трансстрой"-011-2007 [7]. Размеры панелей шпунтовых сварных по ТУ 5264-006-01393674-01 [8].



1 – полка;
2 – стенка;
3 – замковый элемент - стенка обоймы;
4 – замковый элемент – кулачок;
5 – сварное соединение У2 или У5 по ГОСТ 11533-75 (рисунок 8.2);
"С - С" – центральная ось инерции панели шпунтовой стены;
"О - О" – ось шпунтовой стены

Рисунок 5.1 – Панель рядовая ПШС B_p =1500 мм



1 – полка;
2 – стенка;
3 – замковый элемент - стенка обоймы;
4 – замковый элемент - кулачок;
5 – сварное соединение У2 или У5 по ГОСТ 11533-75 (рисунок 8.2);
6 – сварное соединение Т1-А по ГОСТ 11533-75;
7 – сварное соединение Н1-$Р_ш$ по ГОСТ 14098-2014;
8 – ось замкового соединения;
"0 - 0" – ось шпунтовой стены;
B_p = 1500 мм со стенками толщиной t_w =12(14) мм;
В скобках указаны размеры замка для панелей со стенками толщиной t_w =14 мм.

Рисунок 5.2 – Замковые элементы для панелей шириной

5.3 Характеристики панелей ПШС $B_р$ = 1500 мм

Таблица 5.3 – Характеристики панелей ПШС $B_р$ = 1500 мм

Панель		Размеры поперечного сечения									
№ в таблице	Обозначение	высота		ширина панели		толщина полки t_f	толщина стенки t_w	Размеры для построения сечения			
		h	h_k	B	B_k			a	b	b_1	b_2
10 11	ПШС 40/150-3135 ПШС 40/150-3385	400	224	1554	1510	18 20	12	495,3	53,5	59,6	376,8
14 15	ПШС 40/150-3220 ПШС 40/150-3465		223	1555		18 20	14	494,6	54,1	59,8	373,0
20 21	ПШС 45/150-3535 ПШС 45/150-3825	450	251	1553	1510	18 20	10	496,1	52,9	58,7	380,5
29 30	ПШС 45/150-3750 ПШС 45/150-4035		248	1554		18 20	14	494,7	54,1	59,3	372,8
36 37	ПШС 50/150-4360 ПШС 50/150-4685	500	276	1552	1508	20 22	10	496,1	52,9	58,1	380,4
46 48	ПШС 50/150-4305 ПШС 50/150-4940		273			18 22	14	494,7	54,2	58,8	372,6
51 52	ПШС 60/150-4880 ПШС 60/150-5285	600	324	1553	1506	16 18	12	495,4	53,6	57,7	376,4
56 58	ПШС 60/150-5090 ПШС 60/150-5880		322	1554		16 20	14	494,7	54,3	58,1	372,4
62 65	ПШС70/150-6000 ПШС 70/150-7420	700	374	1552	1505	16 20	12	495,4	53,6	57,1	376,3
69 72	ПШС 70/150-6760 ПШС 70/150-8370		372	1554		18 25	14	494,8	54,3	57,6	372,3
75 78	ПШС 80/150-7200 ПШС 80/150-8840	800	423	1552	1504	16 22	12	495,5	53,7	56,7	376,2
81 85	ПШС 80/150-7580 ПШС 80/150-9995		422	1553		16 25	14	494,8	54,3	57,2	372,3

Таблица типа панелей показана выборочно и с сокращением. Подробнее см. ТУ 5264-006-01393674-01.

Продолжение таблицы 5.3

Панель		Угол наклона стенки	Координаты центра тяжести		Площадь сечения	Масса*	Справочные значения момента инерции для осей "С-С" "О-О"	
№ в таблице	Обозначение	α, град.	x_c, мм	y_c, мм	A, $см^2$	1 м, кг	J_c, $см^4$	J_0, $см^4$
10 11	ПШС 40/150-3135 ПШС 40/150-3385	74,92	21 20	49	373,4 396,5	296,0 314,4	85400 92020	94240 101670
14 15	ПШС 40/150-3220 ПШС 40/150-3465	74,74	20 19	48	396,5 419,4	314,4 332,6	87780 94340	96740 104100
20 21	ПШС 45/150-3535 ПШС 45/150-3825	76,70	22 21	56	364,3 387,6	288,9 307,4	108240 116920	119490 129230
29 30	ПШС 45/150-3750 ПШС 45/150-4035	76,37	19 18	53 54	416,6 439,5	330,3 348,5	115190 123700	126820 136360
36 37	ПШС 50/150-4360 ПШС 50/150-4685	78,00	20 19	62 63	402,0 425,3	318,8 337,2	148290 159020	163750 175790
46 48	ПШС 50/150-4305 ПШС 50/150-4940	77,7	17 16	59 60	459,7 482,5	364,5 382,6	157770 169290	173760 185540
51 52	ПШС 60/150-4880 ПШС 60/150-5285	79,83	19 18	68 70	420,0 442,9	333,0 351,2	200360 216610	220060 238200
56 58	ПШС 60/150-5090 ПШС 60/150-5880	79,71	18 16	67 69	455,2 500,5	360,9 396,9	209100 241060	229430 265100
62 65	ПШС70/150-6000 ПШС 70/150-7420	81,26	18 15	78 83	455,5 524,2	361,1 415,6	287690 354420	315660 390140
69 72	ПШС 70/150-6760 ПШС 70/150-8370	81,15	15 13 82	78 82	519,00 598,4	411,5 474,5	324070 399960	355610 440330
75 78	ПШС 80/150-7200 ПШС 80/150-8840	82,34	16 14	88 93	491,00 559,6	389,3 443,7	394840 483320	432860 531480
81 85	ПШС 80/150-7580 ПШС 80/150-9995	82,25	15 13	86 92	537,7 639,5	426,3 507,1	416070 546460	455700 600970

* с учетом металла усиления сварных швов в размере 1% от номинального значения показателя

Окончание таблицы 5.3

Панель		Характеристики шпунтовой стены 1м			
№ в таб-лице	Обозначение	Площадь поперечного сечения*, $см^2$	Удельный расход стали*, $кг/см^2$	Справочные значения величин для оси "О-О"	
				J_0, $см^4$	W_0, $см^3$
10	ПШС 40/150-3135	248,9	197,4	62700	3135
11	ПШС 40/150-3385	264,3	209,6	67700	3385
14	ПШС 40/150-3220	264,4	209,6	64400	3220
15	ПШС 40/150-3465	279,6	221,7	69300	3465
20	ПШС 45/150-3535	242,9	192,6	79600	3535
21	ПШС 45/150-3825	258,4	204,9	86100	3825
29	ПШС 45/150-3750	277,7	220,2	84400	3750
30	ПШС 45/150-4035	293,0	232,3	90700	4035
36	ПШС 50/150-4360	268,0	212,5	109000	4360
37	ПШС 50/150-4685	283,6	224,8	117100	4685
46	ПШС 50/150-4305	291,3	230,9	107700	4305
48	ПШС 50/150-4940	321,7	255,1	123500	4940
51	ПШС 60/150-4880	280,0	222,0	146400	4880
52	ПШС 60/150-5285	295,3	234,1	158500	5285
56	ПШС 60/150-5090	303,4	240,6	152500	5090
58	ПШС 60/150-5880	333,7	264,6	176400	5880
62	ПШС70/150-6000	303,6	240,8	210100	6000
65	ПШС 70/150-7420	349,4	277,1	259700	7420
69	ПШС 70/150-6760	346,0	274,3	236600	6760
72	ПШС 70/150-8370	399,0	316,3	293000	8370
75	ПШС 80/150-7200	327,4	259,6	288000	7200
78	ПШС 80/150-8840	373,1	295,8	353700	8840
81	ПШС 80/150-7580	358,4	284,2	303100	7580
85	ПШС 80/150-9995	426,4	338,0	399800	9995

*с учетом металла усиления сварных швов в размере 1% от номинального значения показателя

6 Технологические площадки

6.1 Общие положения

6.1.1 Указания настоящего раздела распространяются на проектирование технологических площадок, располагаемых в непосредственной близости от возводимых конструкций искусственного сооружения и предназначенных для установки и работы специальной строительной техники и оборудования в процессе осуществления следующих строительно-монтажных работ:

- сооружение свайного основания опор и подпорных стен;
- сооружение фундаментов и надземных конструкций опор и подпорных стен;
- сооружение пролетных строений мостов, путепроводов и эстакад;
- сооружение стен и перекрытий путепроводов тоннельного типа и тоннелей мелкого заложения.

6.1.2 Размеры технологических площадок и их расположение должны быть оптимизированы в соответствии с назначенной технологией строительства ИССО и обеспечивать безопасное ведение строительно-монтажных работ.

6.1.3 Проектирование технологических площадок включает в себя разработку комплекса мероприятий, обеспечивающих безопасное производство работ с использованием специальной строительной техники о оборудования в том числе:

- назначение требуемых параметров в плане и профиле;
- назначение типа покрытия;
- мероприятия по отводу поверхностных вод;
- мероприятия по креплению земляных откосов технологических площадок в зонах действия высоких нагрузок от строительной техники (после проведения соответствующих расчетов на устойчивость грунтового основания).

6.1.4 Рабочие проезды для перемещения строительной техники внутри строительной зоны, а также выезда на капитальные дороги не относятся к технологическим площадкам, и учитываются главе 8 сводного сметного расчета «Временные здания и сооружения». Разработка чертежей на их устройство производится по отдельному договору с Заказчиком.

6.2 Основные конструктивные решения

6.2.1 В общем случае размеры технологических площадок должны обеспечивать безопасное перемещение специальной строительной техники в процессе выполнения с ее использованием соответствующих строительно-монтажных работ. При этом зона безопасности должна составлять не менее 2 м от ее крайних занимаемых положений.

6.2.2 Продольный и поперечный уклон не должен превышать допустимый для данного вида техники, принимаемый в соответствие с ее паспортными характеристиками. Результирующий уклон технологической площадки принять не более 0,05 (3 процента).

6.2.3 Проектирование грунтового основания под технологические площадки осуществляется в рамках общей концепции подготовительных работ, включая проектные решения по обеспечению удаления поверхностных вод в период строительства, а затраты на данные работы учитываются в главе 1 сводного сметного расчета «Подготовка территории строительства».

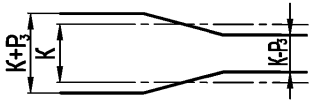
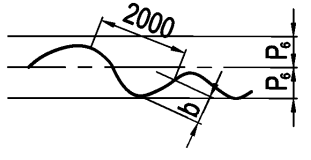
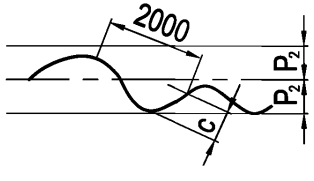
При размещении технологических площадок на вновь отсыпаемых капитальных подходах к мостовому сооружению отсыпка грунта должна производиться заблаговременно с уплотнением в соответствии с требованиями проекта. При этом в случае отсутствия на данный момент времени постоянного укрепления откосов, необходимо предусмотреть временную их защиту от размыва тела насыпи поверхностными водами.

6.2.4 Покрытие технологических площадок, как правило, принимается из сборных железобетонных плит, укладываемых на дренирующий подстилающий слой, выполняемый из песка толщиной 15 см или щебня толщиной 10 см (в зависимости от максимальных вертикальных нагрузок передаваемых плитами на подстилающий слой). При использовании типовых дорожных плит их объединение между собой, как правило, не производится с целью возможности их повторного использования при оперативном изменении конфигурации площадки (например, при сооружении свайного основания). Незначительные участки нестандартных размеров между плитами заполняются щебнем, более крупные - монолитным железобетоном с соответствующим нагрузке армированием.

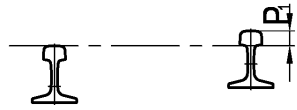
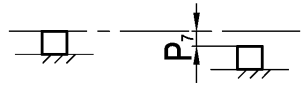
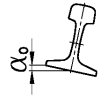
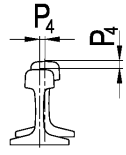
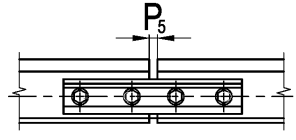
6.2.5 При размещении технологических площадок на проезжей части автодорог, на территории промышленных предприятий или в условиях городской застройки в качестве покрытия допускается использование существующей бетонной или асфальтобетонной дорожной одежды. При этом проектное решение о применении железобетонных плит или отказе от них принимается на основании технико-экономического сравнения, учитывающего последующие затраты на восстановление существующего покрытия.

7 Рельсовые пути и кран К-651

Таблица 7.1 – Предельно допустимые величины отклонений рельсовых путей от проектного положения в плане и профиле при устройстве и эксплуатации (СП 12-103-2002)

№№ п/п	Отклонения	Обозначение и размерность	Эскиз	Величина допустимого отклонения	
				при устройстве пути	при эксплуатации
1	2	3	4	5	6
1	Сужение и уширение колеи рельсового пути (К – проектная величина колеи рельсового пути)	$Р_З$, мм		6	12
2	Наибольшее отклонение рельса от прямой линии в горизонтальной плоскости от оси рельсовой нити. Отклонение от прямой линии на базе 2000 мм в горизонтальной плоскости в любой точке	$Р_6$, мм b, мм		5 2	7 3
3	Наибольшее отклонение рельса от центра рельсовой нити в вертикальной плоскости в любой точке. Отклонение от прямой линии на базе 2000 мм в вертикальной плоскости в любой точке	$Р_2$, мм c, мм		5 2	15 3

Окончание таблицы 7.1

1	2	3	4	5	6
4	Разность отметок головок рельсов в дном поперечном сечении	P_1, мм		15	20
5	Непараллельность установки тупиковых упоров в плоскости, перпендикулярной оси рельсового пути	P_7, мм		10	20
6	Угол наклона рельса в любой точке рельсового пути относительно поперечного сечения рельсовой нити, градусы	$\alpha°$		5	6
7	Взаимное смещение торцов стыкуемых рельсов в плане и по высоте	P_4, мм		1	1
8	Наибольший зазор в стыке рельсов	P_5, мм		2	9

Обследование крановых путей выполняется в соответствие с методическими указаниями [11].

Таблица 7.2 – Характеристики кранов К-651

Обозначение		К-651	К-651 с электро-талью	К-651Б	К-651Б с электроталью
Грузоподъем-ность крюка, кН (т)	главного	650 (65)			
	вспомога-тельного	–	50(5)	–	50(5)
Режим работы крана		4к-6к	4к-6к	4к-6к	4к-6к
Пролет крана		30	30	30	30
Высота подъема крюка, м	главного	24,52	23,50	12,15	11,13
	вспомога-тельного	–	23,54	–	11,17
База крана, м		12,100	12,100	7,368	7,368
Скорость передвижения, м/мин	грузовой тележки	29,6	29,6	29,6	29.6
	крана (рабочая)	22,2	22,2	22,2	22.2
Рабочая зона крана, м	главного	26	26	26	26
	вспомога-тельного	–	31,5	–	31.5
Тип подкранового рельса по ГОСТ Р 51685-2013		Р50	Р50	Р50	Р50
Нагрузка на колесо при работе кН (тс) не более		305(30,5)	310(31,0)	270(27,0)	275(27,5)
Установленная мощность, квт		140	152	110	122
Общая масса, т		136,2	141,3	107,3	113,4

П р и м е ч а н и е – Нагрузки на колесо указаны с учетом воздействия на кран ветровой нагрузки согласно ГОСТ 1451.

8 Средства подмащивания*

8.1 Типы и основные параметры средств подмащивания

Типы и основные параметры средств подмащивания должны соответствовать приведенным в таблице 8.1.

Таблица 8.1 – Типы и основные параметры средств подмащивания

Наименование средств подмащивания	Значение нормативной поверхностной нагрузки, Па (кгс/м^2)	Высота рабочей площадки средств подмащивания, м, не более
Леса стоечные и приставные	1000(100) 2000(200) 2500(250) 3000(300) 5000(500)	100,0
Леса свободностоящие	1000(100) 2000(200)	20,0
Леса передвижные	1000(100) 2000(200)	20,0
Леса навесные	1000(100) 2000(200)	20,0
Подмости сборно-разборные	2000(200)	16,0
Подмости передвижные с перемещаемым рабочим местом	2000(200) 3000(300) 5000(500)	120,0
Подмости навесные	2000(200)	10,0
Вышки передвижные	1000(100) 2000(200)	20,0
Люльки электрические подвесные	1000(100) 2000(200)	150,0
Площадки, навешиваемые на лестницы	2000(200)	2,0
Площадки, навешиваемые на строительные конструкции	2000(200)	8,0
Лестницы свободностоящие	2000(200)	20,0
Лестницы навесные	2000(200)	10,0
Лестницы приставные наклонные	2000(200)	22,0
Лестницы приставные вертикальные	2000(200)	22,0
Лестницы маршевые	1000(100) 2000(200)	30,0

* – ГОСТ 24258-88 (извлечение)

8.2 Технические требования к средствам подмащивания

8.2.1 Средства подмащивания должны быть разработаны и изготовлены в соответствии с требованиями настоящего стандарта, стандартов на средства подмащивания конкретного типа, ГОСТ Р 15.201-2000; по конструкторской документации, утвержденной в установленном порядке. Средства подмащивания с машинным приводом для перемещения рабочих мест по высоте должны также удовлетворять требованиям Правил безопасности опасных производственных объектов, на которых используются подъемные сооружения [9] и Правил устройства электроустановок [10].

8.2.2 Средства подмащивания должны быть разработаны и изготовлены в климатическом исполнении У или ХЛ по ГОСТ 15150.

8.2.3 При разработке конструкции средства подмащивания следует руководствоваться следующими нормативными документами: СП 20.13330.2011, СП 16.13330.2011, СП 128.13330.2012, СП 64.13330.2011.

8.2.4 Средства подмащивания должны выдерживать нагрузку от собственной массы и временные нагрузки от людей, материалов и ветра.

8.2.5 При разработке конструкторской документации следует принимать:

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке:

1,2 – о людей и материалов,

1,1 – от собственной массы,

1,3 – от ветра;

γ_n – коэффициент надежности по назначению:

7 – при расчете подвесок из стального каната,

9 – при расчете канатов лебедок, предназначенных для подъема людей,

4 – при расчете стержневых подвесок,

1,5 – при расчете креплений средств подмащивания к строительным конструкциям,

3,0 – при расчете удельного давления опор на грунт,

1,0 – при расчете прочих элементов;

m – коэффициент условий работы элементов конструкции:

0,9 – при расчете стоек на устойчивость,

1,5 – при расчете перил ограждения;

1,4– коэффициент запаса на опрокидывание при расчете устойчивости свободностоящих и передвижных средств подмащивания.

8.2.6 Марки материалов несущих элементов средств подмащивания должны быть указаны в стандартах или технических условиях на средства подмащивания конкретного типа.

8.2.7 Предельные отклонения размеров деталей средств подмащивания должны быть приведены в конструкторской документации.

8.2.8 Масса сборочных элементов, приходящаяся на одного рабочего при ручной сборке средств подмащивания на строительном объекте, должна быть, кг, не более:

25 – при монтаже средств подмащивания на высоте;

50 – при монтаже средств подмащивания на земле или перекрытии (с последующей установкой их в рабочее положение монтажными кранами, лебедками и т.п.).

Превышение массы средств подмащивания от проектной должно быть не более 3%.

8.2.9 Значение и направление нормативной нагрузки на перильное ограждение должны быть указаны в стандартах или технических условиях на средства подмащивания конкретных типов.

8.2.10 Усилие на рукоятках при вращении ручных приводов средств подмащивания должно быть не более 160 Н (16 кгс).

8.2.11 Для подъема кранами средства подмащивания должны иметь строповочные устройства.

8.2.12 В коробчатых и трубчатых конструкциях должны быть предусмотрены меры против скопления в них влаги.

8.2.13 Стальные конструкции средств подмащивания должны быть огрунтованы и окрашены на предприятии-изготовителе лакокрасочными материалами, соответствующими слабоагрессивной среде по СП 28.13330.2012.

8.2.14 Поверхность стальных элементов средств подмащивания должна быть перед окраской очищена до 4-ой степени по ГОСТ 9.402-2004.

8.2.15 Стальные детали, имеющие контакт с элементами конструкций из алюминиевых сплавов, должны иметь покрытие, исключающее возможность образования электропары между ними.

8.2.16 Средства подмащивания, рабочий настил которых расположен на высоте 1.3 м и более от поверхности земли или перекрытия, должны иметь перильное и бортовое ограждение.

8.2.17 Высоту ограждения указывают в стандартах на средства подмащивания конкретного типа. Расстояние между горизонтальными элементами ограждения должно быть не более 0,45 м или ограждение должно иметь сетчатое, решетчатое и т.п. заполнение.

8.2.18 Средства подмащивания с машинным приводом для перемещения рабочего места по высоте должны иметь: аппарат управления перемещением, расположенный непосредственно на рабочем месте; ограничители высоты подъема; предохранительные устройства (ловители), препятствующие самопроизвольному опусканию (падению) рабочего места.

8.2.19 Конструкции разъемных соединений должны иметь фиксирующие устройства, предохраняющие их от самопроизвольного разъединения.

8.2.20 На металлических деталях и элементах не допускается наличие острых кромок, заусенцев, трещин, раковин, расслоений.

8.2.21 Сигнальная окраска средств подмащивания должна соответствовать ГОСТ Р 12.4.026-2001.

9 Площадки и лестницы для строительно-монтажных работ

9.1 Типы площадок и лестниц

Типы площадок и лестниц должны соответствовать указанным в таблице 9.1.

Таблица 9.1 – Типы площадок и лестниц

Обозначение типа	Наименование типа	Основной материал конструкции
ПЛС	Площадки, навешиваемые на лестницы	Сталь
ПЛА		Алюминиевый сплав
ПКС	Площадки, навешиваемые на строительные конструкции	Сталь
ПКА		Алюминиевый сплав
ЛПНС	Лестницы приставные наклонные	Сталь
ЛПНА		Алюминиевый сплав
ЛПВС	Лестницы приставные вертикальные	Сталь
ЛПВА		Алюминиевый сплав
ЛНС	Лестницы навесные	Сталь
ЛНА		Алюминиевый сплав
ЛСС	Лестницы свободностоящие	Сталь
ЛСА		Алюминиевый сплав

9.2 Технические требования

9.2.1 Площадки и лестницы должны изготавливаться в соответствии с требованиями ГОСТ 26887-86, ГОСТ 27321-87 и по рабочим чертежам, утвержденным в установленном порядке.

9.2.2 Площадки и лестницы должны изготавливаться в климатических исполнениях У и ХЛ по ГОСТ 15150-69.

9.2.3 Несущие элементы перильного ограждения площадок и лестниц должны выдерживать нагрузку 400 Н (40 кгс), приложенную к ограждающему поручню в направлении, перпендикулярном его оси, поочередно в горизонтальной и вертикальной плоскостях. Максимальная величина прогиба поручня при этом не должна превышать 0.05 м.

Кроме того, поручень перильного ограждения должен выдержать сосредоточенную нагрузку 700 Н (70 кгс) по пункту 14.21 настоящего СТО.

9.2.4 Элементы площадок и лестниц должны изготавливаться из материалов, указанных в таблице 9.2.

Таблица 9.2 – Материалы для изготовления элементов конструкции

Элементы конструкций	Материалы для изготовления элементов конструкций в соответствии с климатическим исполнением по ГОСТ 15150-69			
	У		ХЛ	
	сталь марок	алюминиевые сплавы марок	сталь марок	алюминиевые сплавы марок
Несущие элементы	Ст3пс6 и Ст3сп5 по ГОСТ 380-2005 и ТУ 14-1-3023-80	Амг6 и 1915 по ГОСТ 4784-97*	09Г2С12 и 15ХСНД12 по ГОСТ 19281-2014	Амг6 и 1915 по ГОСТ 4784-97*
Элементы ограждения	Ст3кп2 по ГОСТ 380-2005	Амг6 и 1915 по ГОСТ 4784-97*	Ст3пс6 и Ст3сп5 по ГОСТ 380-2005	Амг6 и 1915 по ГОСТ 4784-97*

Примечание – По согласованию с разработчиком технической документации допускается применение других марок сталей и алюминиевых сплавов, механические свойства которых должны быть не ниже указанных в таблице 9.2.

9.2.5 Опорные концы приставных вертикальных и наклонных лестниц должны иметь при установке на асфальтовые, бетонные и другие твердые поверхности башмаки из нескользящего материала (резины и т.п.).

9.2.6 Окраска ограждений площадок и лестниц – по ГОСТ 12.4.026-2001.

9.2.7 Расстояние между тетивами лестниц должно быть от 0,45 до 0,80 м.

9.2.8 Расстояние между ступенями лестниц должно быть от 0,30 до 0,34 м, а расстояние от первой ступени до уровня установки (пола, перекрытия и т.п.) – не более 0,40 м.

9.2.9 Приставные и свободностоящие лестницы высотой более 5 м, устанавливаемые под углом более 75° к горизонту, должны иметь, начиная с высоты 2 м от ее нижнего конца, дуговое ограждение или должны быть оборудованы канатом с ловителем для закрепления карабина предохрани-тельного пояса, а устанавливаемые под углом от 70° до 75° к горизонту –перильное ограждение с обеих сторон с высотой по вертикали от 0,9 м до 1,4 м, начиная с высоты 5 м.

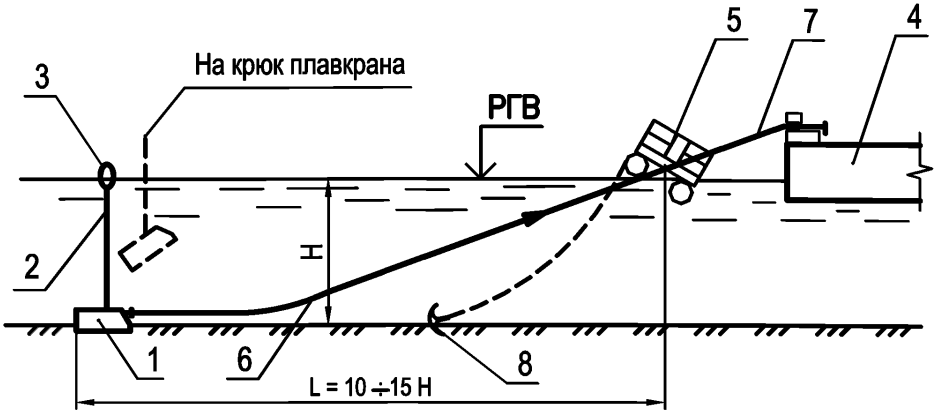
9.2.10 Навесные лестницы длиной более 5 м вертикальные и устанавливаемые с углом наклона к горизонту более 75° должны иметь дуговое ограждение или канаты с ловителями для закрепления карабина предохранительного пояса.

9.2.11 Дуги ограждения должны быть расположены на расстоянии не более 0,80 м друг от друга и соединены не менее чем тремя продольными полосами. Расстояние от лестницы до дуги должно быть не менее 0,70 и не более 0,80 м при ширине ограждения от 0,70 до 0,80 м.

9.2.12 Высота перильного ограждения площадок должна быть не менее 1,0 м, бортового ограждения – не менее 0,1 м.

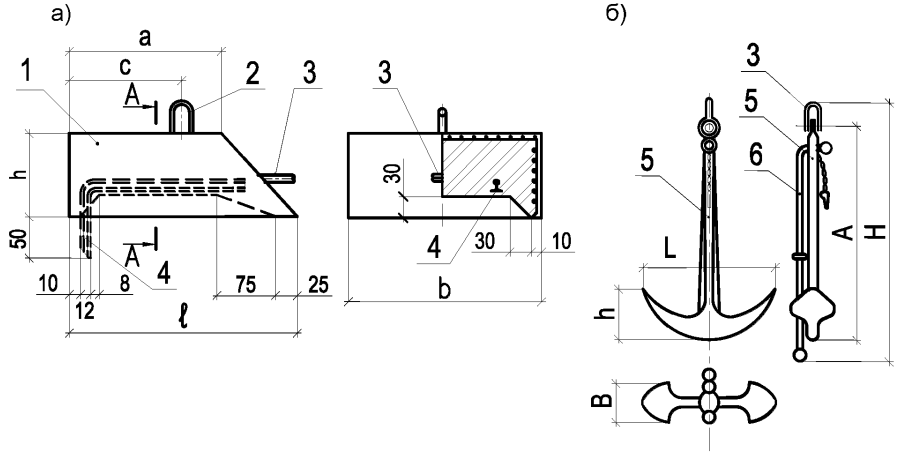
10 Схема якорного закрепления плашкоута. Якоря

10.1 Схемы якорного закрепления плашкоута и виды якорей показаны на рисунке 10.1 и рисунке 10.2.



1 – железобетонный якорь-присос; 2 – строповочный канат;
3 – бакен; 4 – плашкоут; 5 – плавучий рым; 6 – якорный канат;
7 – папильонажный канат; 8 – весовой якорь

Рисунок 10.1 – Закрепление плашкоута



а) – железобетонный якорь-присос; б) – адмиралтейский;
1 – тело якоря; 2 – подъемная скоба; 3 – рым;
4 – шпора; 5 – веретено с лапами; 6 – шток

Рисунок 10.2 – Якоря

10.2 Характеристики якорей приведены в таблице 10.1 и таблице 10.2.

Таблица 10.1 – Железобетонные якоря-присосы

Масса, т	Размеры, см				
	a	b	c	h	ℓ
5	120	160	100	90	240
10	180	240	117	100	280
15	220	270	138	110	330

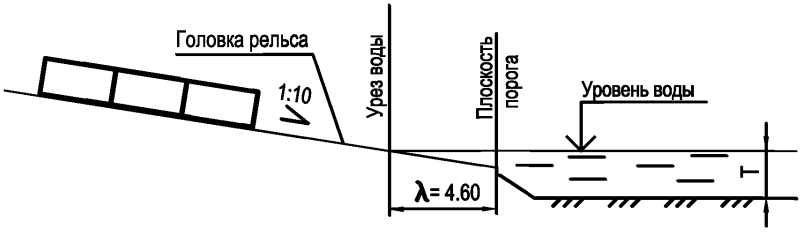
Таблица 10.2 – Размеры и масса адмиралтейских якорей

Масса, кг	Размеры, см				
	A	B	L	H	h
500	208	133,5	39	252,8	50
600	221	144	41,5	266	53,5
700	233	150	44	267,8	56
800	243,5	157	46	281,7	58,7
1000	262	168,5	49,5	314,5	63,3
1250	282,5	181	53,5	338,8	68
1500	300	195,5	56,5	353,5	72,5
2000	330	214	62,5	386	79,7
3000	378	241,5	71,5	436,9	91,2

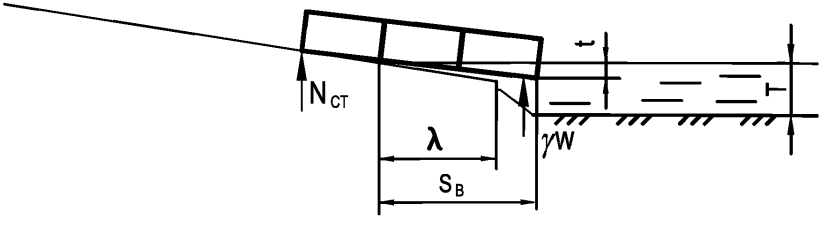
11 Схемы спуска плашкоутов на воду

11.1 Схема спуска плашкоута Н=1,8 м показана на рисунке 11.1.

а) Начало движения плашкоута.



б) Всплытие плашкоута S = SB.
Давление заднего конца плашкоута на стапель NCT достигает максимального значения.



в) Задний конец плашкоута проходит над порогом.
Плашкоут отделился от спускового устройства и свободно плавает.

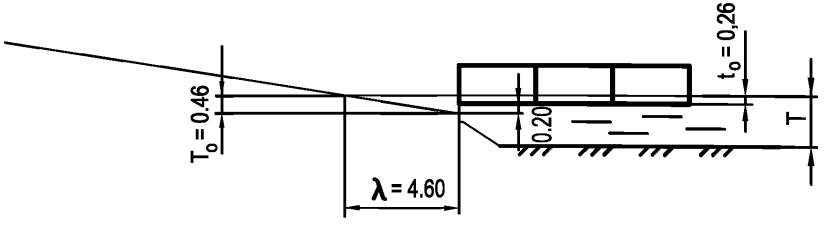
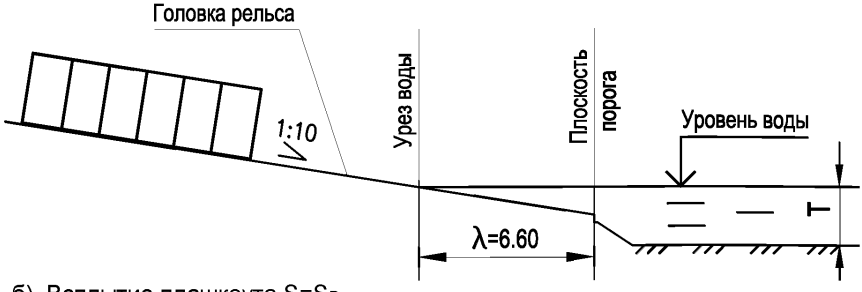


Рисунок 11.1 - Схема спуска плашкоута Н=1,8 м

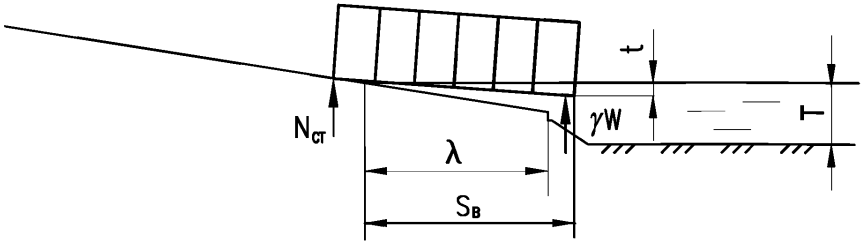
11.2 Схема спуска плашкоута Н=3,6 м

а) Начало движения плашкоута.



б) Всплытие плашкоута $S=S_в$.

Давление заднего конца плашкоута на стапель $N_{ст}$ достигает максимального значения.



в) Задний конец плашкоута проходит над порогом.

Плашкоут отделился от спускового устройства и свободно плавает.

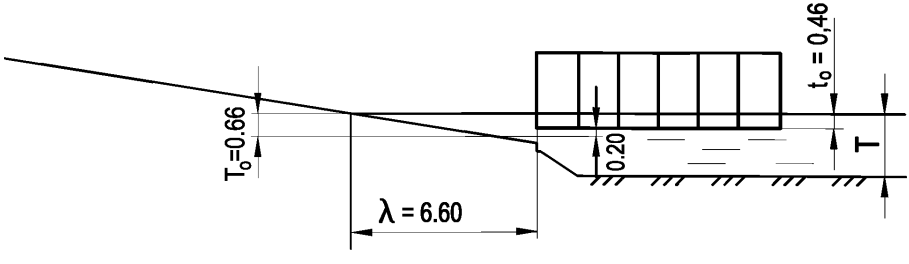


Рисунок 11.2 - Схема спуска плашкоута Н=3,6 м

11.3 Обозначения к схемам спуска плашкоута:

λ – длина подводной части спусковых дорожек, м;

T_0 – глубина воды на пороге при расчетном горизонте воды в период спуска плашкоута, м;

T_0 – осадка свободно плавающего плашкоута, м;

T – глубина воды в реке в месте спуска плашкоута на воду, T= t +0,20 м;

t – осадка переднего конца плашкоута в момент всплытия (при $S=S_0$);

S – путь, пройденный передним концом плашкоута от момента, когда передний конец плашкоута пересекает плоскость уреза воды, до момента всплытия;

$\gamma \cdot W$ – сила плавучести (гидростатическая сила, действующая на подводную часть плашкоута), т.

Технические требования:

1) Спусковые дорожки должны быть параллельны.

Рельсы спусковых дорожек не должны иметь неровностей, мешающих движению.

2) Рельсы спускового устройства и скользуны перед спуском покрываются смазкой.

3) Сдвиг с места производится при помощи реечных домкратов.

12 Характеристика самоподъемной плавучей платформы ПМК-67

12.1 Минимальный комплект СПП включает следующие модифицированные элементы «причала морского колонного»:

понтон прямоугольный с размерами 42х13,1х2,7 м с восемью шахтами в корпусе для установки в них опорных колонн;

опорные колонны d=1,42 м в комплекте в зависимости от глубины акватории;

четыре подъемника с электрическим приводом, служащие для подъема понтона на колоннах над уровнем плавания.

12.2 Корпус понтона системой продольных и поперечных переборок разбит на 11 водонепроницаемых отсеков. Во все отсеки через водонепроницаемые двери или люки обеспечен доступ.

Система набора палубы поперечная, бортов и днища – продольная.

По длине понтон разбит на 28 шпаций.

Размер шпации – 1,5 м.

Обшивка днища и бортов толщиной – 6 мм.

Обшивка палубы, транца и подзора – 8 мм.

Водоизмещение понтона в порожнем состоянии – 215 т.

Водоизмещение по-походному – до 650 т.

Площадь ватерлинии – 550 $м^2$.

12.3 Допустимые эксплуатационные нагрузки на понтон:

равномерно распределенная нагрузка по всей палубе – 20 кПа (2т/$м^2$);

гусеничная – 1350 кН (135 тс);

колесная (давление на ось) – 400 кН (40тс);

от выносных опор кранов при передаче давления через штатные распределительные балки длиной 1 м – 500 кН (50тс); длиной 3 м – 800 кН (80тс);

удельное давление от штампа колеса – 500 кПа (50 кг/$см^2$);

разрывное усилие на палубный рым – 300 кН (30 тс);

допускаемая швартовая нагрузка на кнехт – 500 кН (50тс).

Непотопляемость понтона при нагрузке по походному обеспечивается при затоплении двух любых отсеков.

12.4 Комплект колонн может состоять из секций следующих размеров: секции нормальной колонны – 24 ÷ 30 м,

секции усиленной колонны – 27 ÷ 30 м,

надставка – 6 м.

Колонна представляет собой трубу наружным диаметром 1,42 м и толщиной стенки 14 мм.

Снаружи колонна имеет две стальные литые рейки сечением 100х350 мм, в которых с шагом 500 мм выполнены прямоугольные "окна" размером 260х270 мм.

Внутри колонна имеет продольный набор из 8 стрингеров полособульбового профиля № 16а.

В качестве поперечного набора с шагом 3 м приварены кольцевые диафрагмы.

Внутри колонны имеется трап.

Надставка по своей конструкции аналогична колонне.

На концах надставки приварены фланцы.

Верхний фланец колонн и надставок имеет 16 отверстий d=45 мм для крепления наголовника вибропогружателя ВУ 1.6

Общая длина колонн от дна (с учетом размыва) до днища понтона не должна превышать 20 м.

12.5 Шахта-узел сопряжения колонн с понтоном оснащена обустройствами для закрепления штатных электромеханических подъемников. Допускаемая нагрузка на обустройства – 2500 кН (250 тс).

12.6 Подъемка понтона на колоннах осуществляется с помощью четырех электромеханических домкратов с системой питания и управления.

13 Технологические укрытия[1)]

13.1 Общие требования

13.1.1 Указания настоящего раздела распространяются на проектирование технологических укрытий каркасно-тентового типа, предназначенных для обеспечения защиты от внешних атмосферных факторов:

- бетонируемых конструкций опор и пролетных строений;
- стальных и сталежелезобетонных пролетных строений при проведении пескоструйных и сварочных работ;
- работ по устройству гидроизоляции проезжей части;
- работ по окраске конструкций мостовых сооружений;
- других работ, технология производства которых обосновывает применение технологических укрытий.

13.1.2 Конструкция технологического укрытия должна обеспечивать его:

- прочность, жесткость, неизменяемость форм и положения относительно защищаемой конструкции;
- технологичность сборки, разборки и перестановки при поэтапном перемещении от «захватки» - к «захватке»;

[1)] Технологические укрытия в общем случае не относятся к СВСиУ. Разработка чертежей технологического укрытия производится по отдельному договору с Подрядчиком или Заказчиком.

- возможность подачи в укрываемую зону необходимых материалов, конструкций и оборудования, а также доступа рабочего персонала;
- заданный температурно-влажностный режим, указанный в специальных регламентах на соответствующие виды работ.

13.1.2.1 Как правило, технологические укрытия выполняются в виде сборно-разборных каркасов, обтянутых тентовыми пологами.

13.1.2.2 Силовые каркасы технологических укрытий могут выполняться из стальных или полимерных профилей. В определенных случаях допускается использование в качестве каркаса элементов решетки вспомогательных обустройств (например, сплошных стоечных подмостей из элементов МИК-С, ИПРС и т.д.). При этом в расчете данных вспомогательных обустройств необходимо учитывать соответствующие дополнительные внешние воздействия.

13.1.2.3 В качестве тентового материала, как правило, применяются брезенты различных типов, армированные полиэтиленовые пленки, нетканые синтетические материалы, специальные тентовые ПВХ-ткани, а также их комбинации.

13.1.2.4 Для обеспечения защиты нижней части сооружаемых пролетных строений из монолитного железобетона (в т.ч. монолитной железобетонной плиты проезжей части сталежелезобетонных пролетных строений) от воздействия низких температур окружающего воздуха допускается использование свободно свисающих пологов без каркасов.

13.2 Расчет технологических укрытий

При проектировании технологических укрытий должны быть произведены следующие расчеты:

- расчет прочности и устойчивости положения (в т.ч. расчет прикрепления к основанию) отдельных элементов в процессе монтажа-демонтажа, а также всей собранной конструкции в процессе эксплуатации от воздействия собственного веса, снеговой нагрузки, ветровой нагрузки;
- расчет теплопотерь через ограждающие конструкции – производится в соответствии с требованиями СП 60.13330 и СП 50.13330.2012 по расчёту [12] с дальнейшим определением типа и режима работы теплогенераторов для обеспечения регламентируемых условий рабочих процессов.

Библиография

[1] СТО 136-2016 ОАО «Институт Гипростроймост» «Специальные вспомогательные сооружения и устройства для строительства мостов»;

[2] «Мостовые инвентарные конструкции стоечные МИК-С2» выпуск 2002 г. ОАО «Институт Гипростроймост»;

[3] «Конструкции мостовые инвентарные пакетные МИК-П». ТУ 35-1206-78. СКБ ГЛАВМОСТОСТРОЙ М. 1978год;

[4] Морской понтон марки КС-63М ОАО «Институт Гипростроймост», одобрен Балтийской инспекцией РМРС № 120-007-15-4/3728 от 30.06.2004 года;

[5] Речной понтон марки КС-63 ОАО «Институт Гипростроймост», согласован Московским филиалом РРР № МФ-22-2333 от 11.12.2014 года;

[6] ТУ 14-2-879-89 Прокат стальной горячекатаный шпунтовых свай типа Ларсен. Технические условия.

ТУ 14-102-8-2010 Прокат для шпунтовых свай корытного типа. Нижнетагильский металлургический комбинат (НТКМ)

[7] СТО-ГК "Трансстрой"-011-2007 Панели шпунтовые сварные. Правила производства работ. М.: ООО Группа компаний "Трансстрой", 2007 год

[8] ТУ 5264-006-01393674-2001 Панели шпунтовые сварные. Технические условия

[9] Правила безопасности опасных производственных объектов, на которых используются подъемные сооружения. Утверждены приказом Ростехнадзора России от 12.11.2013 № 533

[10] Правила устройства электроустановок. Издание 7 (ПУЭ), утверждены Приказом Минэнерго России от 08.07.2002 № 204

[11] РД-10-138-97 Комплексное обследование крановых путей грузоподъемных машин. Часть 1. Общие положения. Методические указания

[12] Руководство по теплотехническому расчету и проектированию ограждающих конструкций зданий. НИИ строительной физики (НИИСФ) Госстроя СССР. - М.: Стройиздат, 1985 год.

gost.e-ecolog.ru