РОССИЙСКИЙ МОРСКОЙ РЕГИСТР СУДОХОДСТВА

Версия: 01.09.2023

ПРАВИЛА

КЛАССИФИКАЦИИ И ПОСТРОЙКИ МОРСКИХ СТАЦИОНАРНЫХ ПЛАТФОРМ

ЧАСТЬ II

КОРПУС

НД № 2-020201-027

Санкт-Петербург
2023

ПРАВИЛА КЛАССИФИКАЦИИ И ПОСТРОЙКИ МОРСКИХ СТАЦИОНАРНЫХ ПЛАТФОРМ

Правила классификации и постройки морских стационарных платформ (Правила МСП) Российского морского регистра судоходства (РС, Регистр) утверждены в соответствии с действующим положением и вступают в силу 1 сентября 2023 года.

Настоящие Правила составлены на основе последней версии Правил классификации, постройки и оборудования плавучих буровых установок и морских стационарных платформ 2022 года издания с учетом изменений и дополнений, подготовленных непосредственно к моменту издания.

Правила устанавливают требования, являющиеся специфичными для МСП, и дополняют Правила классификации и постройки морских судов и Правила по оборудованию морских судов.

Правила состоят из следующих частей:

часть I «Классификация»;
часть II «Корпус»;
часть III «Устройства, оборудование и снабжение»;
часть IV «Остойчивость»;
часть V «Деление на отсеки»;
часть VI «Противопожарная защита»;
часть VII «Механические установки и механизмы»;
часть VIII «Системы и трубопроводы»;
часть IX «Котлы, теплообменные аппараты и сосуды под давлением»;
часть X «Электрическое оборудование»;
часть XI «Холодильные установки»;
часть XII «Материалы»;
часть XIII «Сварка»;
часть XIV «Автоматизация»;
часть XV «Оценка безопасности»;
часть XVI «Сигнальные средства»;
часть XVII «Спасательные средства»;
часть XVIII «Радиооборудование»;
часть XIX «Навигационное оборудование»;
часть XX «Оборудование по предотвращению загрязнения».

© Российский морской регистр судоходства, 2023

ПЕРЕЧЕНЬ ИЗМЕНЕНИЙ
(изменения сугубо редакционного характера в Перечень не включаются)

Для данной версии нет изменений для включения в Перечень.

1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1 ОБЛАСТЬ РАСПРОСТРАНЕНИЯ

1.1.1 Требования настоящей части Правил МСП распространяются на:

.1 стальные, железобетонные и композитные МСП, в том числе ледостойкие, удерживаемые на грунте гравитационным способом, с помощью свай или комбинированным способом, типы которых определяются в 1.2 части I «Классификация» Правил МСП.

1.1.2 В настоящей части сформулированы положения, целью которых является обеспечение прочности элементов корпуса МСП. В случае, если при расчете прочности используются альтернативные подходы, они должны быть согласованы с Регистром. При этом должен быть обеспечен уровень безопасности конструкции, по крайней мере, не ниже чем предусмотрен Правилами МСП.

1.2 ОПРЕДЕЛЕНИЯ И ПОЯСНЕНИЯ

1.2.1 Определения и пояснения, относящиеся к общей терминологии Правил МСП, приведены в Общих положениях о классификационной и иной деятельности, в Правилах классификации и постройки морских судов[1] и в части I «Классификация» Правил МСП.

1.2.2 В настоящей части приняты следующие определения.

Верхнее строение — верхняя часть МСП, предназначенная для размещения оборудования и обслуживающего персонала, не участвующая в обеспечении общей прочности корпуса.

Конструктивные элементы — участки листов обшивки, настилов, составной сварной и катаный набор, элементы обшивки и настилов вместе с набором и т.п.

Корпус МСП — все конструктивные элементы МСП, предназначенные для восприятия общих и местных, постоянных и переменных нагрузок. Если корпус МСП состоит из самостоятельных (но обязательно связанных между собой) элементов, таких как: колонны (опорные колонны, стабилизирующие колонны), подводный опорный блок, понтоны, раскосы, верхний корпус (верхняя несущая конструкция), то по отношению к ним применим термин корпусная конструкция.

Райзер — система трубопроводов и оборудования для связи скважины с платформой и обеспечения подачи добываемого продукта на платформу.

---

[1] В дальнейшем — Правила РС/К.

1.3 ОБЪЕМ ТЕХНИЧЕСКОГО НАБЛЮДЕНИЯ

1.3.1 На корпус (корпусные конструкции) МСП распространяются требования Общих положений о классификационной и иной деятельности и Правил РС/К.

1.3.2 Техническому наблюдению подлежат следующие конструкции корпуса МСП (в зависимости от типа технического сооружения) в процессе их изготовления:

наружная обшивка и набор — подводного опорного блока, раскосов, верхнего корпуса, верхней несущей конструкции и т.п.;

водонепроницаемые переборки и цистерны;

палубы и платформы;

вертолетные площадки;

надстройки и рубки;

порталы опорных колонн;

комингсы, тамбуры и другие ограждения отверстий в корпусе МСП;

фундаменты под главные и вспомогательные механизмы, а также фундаменты агрегатов, подлежащих техническому наблюдению; портал буровой вышки.

1.3.3 До начала изготовления конструкций, указанных в 1.3.2 настоящей части, должна быть представлена на рассмотрение Регистру техническая документация по корпусу в объеме, предусмотренном в 4.1.3 части I «Классификация» МСП. Помимо указанного, должна быть представлена следующая техническая документация:

.1 исходные данные — исчерпывающие данные по внешним условиям (ветер, волнение, течение, лед, грунт, сейсмика, температура) для районов эксплуатации МСП, соответствующие требованиям 2.2.

Могут быть использованы данные, приведенные в приложении 1 Правил классификации и постройки плавучих буровых установок[1], в справочных данных о режимах ветра и волнения, размещенных на официальном сайте РС, или другие сведения по внешним условиям, предварительно согласованные с Регистром;

.2 характеристика режимов эксплуатации — данные о режимах эксплуатации ПБУ/МСП в объеме, оговоренном в 2.3. Могут быть рассмотрены дополнительные режимы, отвечающие специфике конкретной МСП;

.3 расчеты прочности — выполненные в объеме, необходимом и достаточном для подтверждения прочности корпуса по принятым критериям для режимов эксплуатации МСП, способных вызвать в конструкции опасное состояние. Методы расчета должны быть согласованы с Регистром;

.4 инструкция по эксплуатации МСП, содержащая:

краткое описание МСП;

перечень режимов эксплуатации;

допускаемые значения параметров, характеризующих безопасность МСП в данном режиме;

случаи загрузки МСП в каждом режиме;

руководство для экипажа по обслуживанию МСП в каждом режиме;

организационное обеспечение безопасной эксплуатации МСП;

чертежи с указанием категорий и прочности сталей, примененных в конструкциях МСП, перечень допустимых методов сварки и сварочных материалов. Если необходимо, дополнительные указания по материалам и сварке, включая возможные ограничения и условия при проведении ремонтных работ либо при переоборудовании.

---

[1] В дальнейшем — Правила ПБУ.

1.4 КОНСТРУКТИВНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

1.4.1 Конструктивные элементы МСП следует классифицировать, в зависимости от уровня напряжений, влияния возможного их повреждения на прочность и надежность технического сооружения, как специальные, основные и второстепенные.

1.4.1.1 Специальные конструктивные элементы — основные конструктивные элементы, через которые передается критическая нагрузка, имеющие концентраторы напряжений и т.п.

1.4.1.2 Основные конструктивные элементы — элементы, обеспечивающие общую прочность конструкции и непроницаемость (если это требуется по условиям эксплуатации), а также те элементы, важность которых обусловлена обеспечением безопасности обслуживающего персонала.

1.4.1.3 Второстепенные конструктивные элементы — элементы, повреждение которых не оказывает существенного влияния на безопасность технического сооружения.

1.4.2 Конструктивные элементы МСП.

1.4.2.1 Специальные:

конструктивные элементы «юбки» и районов сопряжения «юбки» с днищем МСП;

конструктивные элементы ледового пояса в случае, если платформа является нефтехранилищем;

конструктивные элементы в районах соединения корпусных конструкций, участвующих в обеспечении общей прочности, а также в местах с резким изменением поперечного сечения;

участки конструкций, подверженные значительным сосредоточенным нагрузкам.

1.4.2.2 Основные:

наружная обшивка корпусных конструкций; обшивка водонепроницаемых переборок, настилы водонепроницаемых платформ, участвующих в обеспечении общей прочности;

рамные балки корпусных конструкций;

основной набор наружной обшивки, обшивки переборок, настилов палуб, участвующих в обеспечении общей прочности корпуса.

1.4.2.3 Второстепенные:

внутренние конструкции, не участвующие в обеспечении общей прочности корпуса;

вспомогательный набор обшивки и настилов.

1.4.3 Окончательная классификация конструктивных элементов МСП осуществляется проектантом и подлежит согласованию с Регистром.

1.5 МАТЕРИАЛЫ

1.5.1 Стальные конструкции.

Требования к материалам стальных конструкций содержатся в 1.5 части XII «Материалы» Правил МСП.

1.5.2 Железобетонные конструкции.

Требования к материалам железобетонных конструкций содержатся в 3.2.

1.6 ИЗНОС КОНСТРУКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

1.6.1 Размеры конструктивных элементов МСП следует назначать с учетом надбавки на коррозионный износ, а обшивки ледового пояса ледостойкой установки — с учетом запасов на истирание поверхности льдом.

1.6.2 К толщине конструктивных элементов, обоснованной расчетами прочности, требуется надбавка на износ Δs, мм, определяемая по формуле

$$\Delta s = kuT^*, \qquad (1.6.2)$$

где u – расчетная скорость износа, мм/год;
T^* – $T/2$ — для конструктивных элементов МСП, ремонтопригодных в процессе эксплуатации;
T^* – T для конструктивных элементов МСП, неремонтопригодных в течение всего срока службы платформы;
T – расчетный срок эксплуатации МСП, лет;
k – коэффициент, учитывающий положительное влияние защитных мероприятий по уменьшению износа ($k \leq 1$).

1.6.3 Расчетная скорость износа u принимается по данным об износе выбранных сталей в условиях, соответствующих условиям эксплуатации МСП, без учета положительного влияния защитных мероприятий по уменьшению износа. За неимением таких данных расчетная скорость износа может быть назначена с учетом соответствующих требований Правил РС/К. При этом следует обращать внимание на соответствие условий работы конструктивных элементов МСП и элементов, для которых приводятся данные в Правилах РС/К.

1.6.4 Коэффициент k, учитывающий положительное влияние защитных мероприятий по уменьшению износа, может приниматься меньше единицы в том случае, если используется эффективная защита конструктивных элементов от коррозии или применяются специализированные покрытия и материалы против истирания поверхности льдом. Коэффициент вводится только для тех элементов, на которые распространяются защитные мероприятия.

1.6.4.1 Для конструкций МСП, оборудованных эффективной системой коррозионной защиты, величина коэффициента $k = 0{,}5$, если защищены обе поверхности конструктивного элемента и $k = 0{,}75$, если защищена одна поверхность конструктивного элемента.

1.6.4.2 Для наружных конструкций ледового пояса МСП при использовании защитных мероприятий по уменьшению износа величина коэффициента $k < 1$ должна быть обоснована и согласована с Регистром.

1.6.5 Минимальная надбавка на коррозию $\Delta s = 1{,}0$ мм.

1.7 СВАРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ И СОЕДИНЕНИЯ

1.7.1 Требования к сварным конструкциям и соединениям содержатся в 1.7 части II «Корпус» Правил ПБУ.

2 ОБЩИЕ ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ

2.1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

2.1.1 Конструкция МСП должна быть такой, чтобы ее прочность (применительно к внешним условиям районов эксплуатации) в течение всего срока службы удовлетворяла принятым критериям в следующих расчетных режимах:

транспортировки;

установки на точку;

рабочем;

выживания или экстремального нагружения;

снятия с точки.

Кроме того, если это необходимо по условиям строительства конструкции, должна быть проверена прочность конструкции или отдельных ее элементов в процессе изготовления.

Конкретизация расчетных режимов применительно к МСП производится в разд. 3.

2.1.2 Проектирование МСП должно осуществляться с учетом требований безопасной эксплуатации, включая требования к экологической безопасности, в течение всего срока службы сооружения, а также обеспечения удобства ведения работ по освидетельствованию/осмотру и текущему ремонту конструкций.

2.1.3 МСП рекомендуется оборудовать контрольно-измерительной аппаратурой для наблюдения за состоянием корпусных конструкций сооружения с целью оценки их надежности, своевременного выявления дефектов и повышения уровня безопасности.

2.1.4 Расчеты прочности должны выполняться применительно ко всем конструктивным элементам МСП: специальным, основным и второстепенным.

Размеры конструктивных элементов, подвергающихся воздействию только местных нагрузок и не участвующих в обеспечении общей прочности установки (платформы), могут определяться в соответствии с применимыми требованиями части II «Корпус» Правил РС/К.

2.1.5 Конструктивная схема и общее расположение верхнего строения должны учитывать требования безопасности, снижающие риск от возможных внешних воздействий. В частности, жилой блок следует располагать со стороны господствующих ветров, а вышку и факел — с противоположной стороны и т.п.

2.2 ВНЕШНИЕ УСЛОВИЯ

2.2.1 Общие требования.

Общие требования к описанию внешних условий района эксплуатации (моря или морей, района или части района моря) содержатся в 2.2.1 части II «Корпус» Правил ПБУ.

2.2.2 Ветер.

Требования к описанию ветровых нагрузок содержатся в 2.2.2 части II «Корпус» Правил ПБУ.

2.2.3 Волнение.

Требования к описанию волновых нагрузок содержатся в 2.2.3 части II «Корпус» Правил ПБУ.

2.2.4 Течение.

Требования к описанию нагрузок от течения содержатся в 2.2.4 части II «Корпус» Правил ПБУ.

2.2.5 Лед.

Требования к описанию ледовых нагрузок содержатся в 2.2.5 части II «Корпус» Правил ПБУ.

2.2.6 Грунт.

Требования к описанию характеристик грунтовых условий на месте эксплуатации содержатся в 2.2.6 части II «Корпус» Правил ПБУ.

2.2.7 Сейсмическая обстановка.

Требования к описанию сейсмических воздействий содержатся в 2.2.7 части II «Корпус» Правил ПБУ.

2.2.8 Температура окружающей среды.

Требования к информации о температуре окружающей среды содержатся в 2.2.8 части II «Корпус» Правил ПБУ.

2.3 РАСЧЕТНЫЕ РЕЖИМЫ И НАГРУЗКИ

2.3.1 Классификация нагрузок.

Классификация нагрузок приведена в 2.3.1 части II «Корпус» Правил ПБУ.

2.3.2 Режим выживания или экстремального нагружения.

2.3.2.1 Нагрузки, которые должны рассматриваться в расчетах прочности конструкций МСП при экстремальном нагружении, включают:

глобальные и локальные постоянные и переменные экстремальные нагрузки от воздействия окружающей среды;

глобальные и локальные функциональные нагрузки, соответствующие экстремальному состоянию МСП по условиям безопасности.

2.3.2.2 Для МСП экстремальными ветровыми, волновыми, ледовыми и нагрузками от течения и температуры считаются вероятные из максимальных внешних нагрузок, могущих воздействовать на платформу за 100-летний период. Повторяемость сейсмических нагрузок определяется в зависимости от принятого критерия (см. 3.1.6 части II «Корпус» Правил ПБУ и 3.1.2.4).

2.3.2.3 Должны быть рассмотрены возможные на практике наихудшие сочетания внешних нагрузок, при которых возможно возникновение наибольших напряжений в конструкциях.

2.3.3 Рабочий режим.

2.3.3.1 Нагрузки, которые должны рассматриваться в расчетах прочности конструкций МСП в рабочем режиме, включают:

глобальные и локальные постоянные и переменные нагрузки, вызываемые воздействием окружающей среды, соответствующие такой интенсивности, при которой возможно выполнение платформой основных функций;

глобальные и локальные функциональные нагрузки, соответствующие рабочему режиму.

2.3.3.2 Должны быть рассмотрены возможные на практике наихудшие сочетания функциональных нагрузок, при которых возможны наибольшие напряжения в конструкции.

В качестве расчетных значений переменных нагрузок от воздействия окружающей среды принимаются нагрузки повторяемостью один раз в год.

2.3.4 Режим транспортировки.

2.3.4.1 Для режима транспортировки определяются допускаемые условия перехода и отмечаются в Классификационном свидетельстве и Инструкции по эксплуатации; для каждого перегона разрабатывается проект перегона, предлагающий мероприятия по обеспечению выполнимости ограничений по внешним условиям и безопасности МСП в транспортном состоянии. Проект перегона подлежит согласованию с Регистром.

2.3.4.2 Нагрузки, которые должны рассматриваться в расчетах прочности МСП в режиме транспортировки, включают общие и местные постоянные и переменные нагрузки от воздействия окружающей среды и такие функциональные нагрузки, при которых возникают наибольшие напряжения в конструкции в рассматриваемом режиме.

2.3.4.3 В качестве расчетных значений переменных нагрузок принимаются нагрузки с обеспеченностью $5 \cdot 10^{-4}$ в краткосрочном распределении при допустимых параметрах внешних условий, но не более $h_{3\%} = 7{,}0$ м.

2.3.5 Режимы установки па точку и снятия с точки.

Допускаемые внешние условия устанавливаются проектантом и подлежат согласованию с Регистром. Выполняется расчет прочности конструкции на соответствующие данному режиму нагрузки.

2.3.6 Нагрузка на палубы.

Требования к определению нагрузки на палубы содержатся в 2.3.6 части II «Корпус» Правил ПБУ.

2.3.7 Нагрузка на водонепроницаемые переборки.

Требования к определению нагрузки на водонепроницаемые переборки содержатся в 2.3.7 части II «Корпус» Правил ПБУ.

2.3.8 Ветровые нагрузки.

Требования к определению ветровых нагрузок содержатся в 2.3.8 части II «Корпус» Правил ПБУ.

2.3.9 Гидродинамические нагрузки.

Требования к определению гидродинамической нагрузки содержатся в 2.3.9 части II «Корпус» Правил ПБУ.

2.3.10 Нагрузки от течения.

Возможность совместного воздействия волнения и течения следует учитывать в соответствии с указаниями 3.1.5.2 части II «Корпус» Правил ПБУ.

Нагрузки от воздействия течения на МСП определяются в соответствии с указаниями 3.1.2.2 настоящей части.

2.3.11 Комбинация внешних нагрузок.

2.3.11.1 При расчете прочности конструкции МСП в рассматриваемых расчетных режимах и оценке устойчивости МСП на грунте следует учитывать наиболее опасные сочетания нагрузок согласно 2.3.1 — 2.3.5.

2.3.11.2 При рассмотрении нагрузок окружающей среды следует учитывать тот факт, что возможно одновременное действие нескольких нагрузок среды.

Вопрос сочетания нагрузок должен решаться в связи с особенностями их статистической природы.

При экстремальном нагружении конструкции в отсутствие вероятностного анализа допускается использовать сочетания глобальных нагрузок согласно табл. 2.3.11.2.

Таблица 2.3.11.2

Вариант сочетания	Глобальные нагрузки окружающей среды					
	основная	сопутствующие				
		ледовая	волновая	ветровая	от течения	сейсмическая
1	экстремальная ледовая	–	–	экстремальная ветровая	экстремальная от течения	–
2	экстремальная волновая	–	–	экстремальная ветровая	экстремальная от течения	–
3	экстремальная сейсмическая	среднестатистическая ледовая	–	–	–	–
4	экстремальная сейсмическая	–	среднестатистическая волновая	–	–	–

2.3.12 Нагрузки от навалов при швартовке.

Требования к нагрузкам от навалов при швартовке приведены в 2.3.12 части II «Корпус» Правил ПБУ.

2.3.13 Нагрузки при буксировочных операциях.

Требования к нагрузкам при буксировочных операциях приведены в 2.3.13 части II «Корпус» Правил ПБУ.

2.4 КРИТЕРИИ ПРОЧНОСТИ

2.4.1 Требования к критериям прочности содержатся в 2.4 части II «Корпус» Правил ПБУ. Усталостную долговечность МСП при волновых, сейсмических и переменных ледовых нагрузках, рекомендуется определять как для ПБУ на натяжных связях (ПБУНС) по формуле (2.4.4.7-3) части II «Корпус» Правил ПБУ.

2.5 ПОЛОЖЕНИЯ ПО РАСЧЕТАМ ПРОЧНОСТИ

2.5.1 Общие требования.

Общие требования к расчетам прочности содержатся в 2.5.1 части II «Корпус» Правил ПБУ.

2.5.2 Определение общих напряжений.

Требования к определению общих напряжений содержатся в 2.5.2 части II «Корпус» Правил ПБУ.

2.5.3 Расчет балочных систем.

Требования к расчету балочных систем содержатся в 2.5.3 части II «Корпус» Правил ПБУ.

2.5.4 Расчет пластин.

Требования к расчету пластин содержатся в 2.5.4 части II «Корпус» Правил ПБУ.

2.5.5 Устойчивость конструктивных элементов.

Требования к расчету устойчивости конструктивных элементов содержатся в 2.5.5 части II «Корпус» Правил ПБУ.

2.5.6 Расчет прочности вертолетной площадки.

Требования к расчету прочности вертолетной площадки содержатся в 2.5.6 части II «Корпус» Правил ПБУ.

3 СПЕЦИАЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ ПРОЧНОСТИ ПЛАТФОРМ

3.1 МОРСКИЕ СТАЦИОНАРНЫЕ ПЛАТФОРМЫ

3.1.1 Общие требования.

3.1.1.1 Прочность конструкции МСП должна проверяться в соответствии с критериями прочности, указанными в 2.4 для расчетных режимов, указанных в 2.1.1.

Дополнительно для конструкций ледового пояса в режиме экстремального нагружения должны быть удовлетворены критерии 3.1.3. В этом случае критерий 2.4.2.3.2 для пластин наружной обшивки ледового пояса должен быть удовлетворен только для местных гидростатических и волновых нагрузок (а также им сопутствующих) и может быть определяющим лишь в случае, если локальные ледовые давления сопоставимы по величине с другими местными нагрузками.

Коэффициенты безопасности и критерии прочности для режимов установки на точку и снятия с точки должны приниматься, как для режима транспортировки. Исходя из этих требований, должны быть уточнены допускаемые внешние условия для режимов установки на точку и снятия с точки.

Режим снятия с точки с позиций обеспечения прочности следует обязательно рассматривать для МСП, которые в течение срока службы могут неоднократно изменять район дислокации. К режиму снятия с точки для МСП, эксплуатация которых предполагается только на одной точке в течение всего срока службы, применяется требование 2.3.5.

3.1.1.2 Клиренс верхнего строения платформы h_w, м, должен быть не менее большей из величин, определяемых из экстремальных воздействий волнения и льда:

из условий волнения —

$$h_w = \Delta_{100} + 1{,}2(D/\lambda_{100})^{1/4} h_{100} + 1{,}5, \qquad (3.1.1.2\text{-}1)$$

где Δ_{100} – максимальная амплитуда изменения уровня моря, возможная 1 раз в 100 лет, м;
h_{100} – высота волны 0,1 %-ной обеспеченности, возможная 1 раз в 100 лет, м;
λ_{100} – ассоциированная средняя длина волны, соответствующая высоте волны 0,1 %-ной обеспеченности, возможная 1 раз в 100 лет, м;
D – диаметр цилиндрической опоры или поперечный размер конусной опоры на уровне ватерлинии, м;

из условий льда (для наслоенного или ровного льда, что применимо/больше) —

$$h_w = 4h_{raf100} + \Delta_{100} + 0{,}5, \qquad (3.1.1.2\text{-}2)$$

где h_{raf100} – толщина, наслоенного льда, возможная 1 раз в 100 лет, м.

или

$$h_w = 8h_{levi100} + \Delta_{100} + 0{,}5, \qquad (3.1.1.2\text{-}3)$$

где $h_{levi100}$ – толщина, ровного льда, возможная 1 раз в 100 лет, м.

При наличии конструктивных особенностей в виде наделок, вставок и т.п. величина клиренса из условий льда определяется экспериментально.

3.1.1.3 В условиях мелководья может наблюдаться явление захлестывания (заплеска). Его интенсивность в настоящее время надежно определяется только экспериментальным путем, и его определение необходимо при оценке величины клиренса.

3.1.1.4 При расчете прочности корпуса МСП следует руководствоваться положениями 2.5, а также положениями 3.1.4.

3.1.2 Нагрузки.

3.1.2.1 Волновые нагрузки.

3.1.2.1.1 Волновые нагрузки на платформу и ее элементы определяются на основании уравнения Морисона (см. 2.3.9.1 и 2.3.9.2).

3.1.2.1.2 Для МСП при $D > h_{100}/\pi$ следует рассматривать только одну составляющую — инерционную. Тогда для определения скоростей и ускорений частиц воды допустимо использовать линейную теорию волн малой амплитуды.

МСП могут представлять собой сочетание различных архитектурных форм. В качестве базовых элементов чаще всего служат цилиндрические и конические конструкции. Применительно к этим элементам в 3.1.2.1.3 — 3.1.2.1.7 приводятся параметры волновых нагрузок.

3.1.2.1.3 Для конструкций, имеющих чисто цилиндрическую конфигурацию, стандартное отклонение горизонтальной составляющей волновой нагрузки, МН, допустимо определять по формуле

$$\sigma_Q^{hor} = 3 \cdot 10^{-3} \gamma (h_3)_{max} D^2 K_v th\bar{K}H, \qquad (3.1.2.1.3\text{-}1)$$

а стандартное отклонение горизонтальной составляющей волновой нагрузки на коническую опору по формуле

$$\sigma_Q^{hor} = 3 \cdot 10^{-3} \gamma (h_3)_{max} D^2 K_v th\bar{K}H \times \left\{1 - \frac{4}{\bar{K}Dtg\propto}\left(\bar{K}H - \frac{1}{\bar{K}H} + \frac{1}{sh\bar{K}H}\right) + \frac{4}{(\bar{K}D)^2(tg\propto)^2} \times [2 + (\bar{K}H)^2 - 2\bar{K}H/th\bar{K}H]\right\}, \qquad (3.1.2.1.3\text{-}2)$$

где γ – дельный вес воды, т/м³;
$(h_3)_{max}$ – высота волны 3%-ной обеспеченности, м (см. 2.2.2.5);
D – диаметр цилиндрической опоры или поперечный размер конусной опоры на уровне дна, м;
$\bar{K} = 2\pi/\bar{\lambda}$ – волновое число;
$\bar{\lambda}$ – средняя длина волны, м;
K_v – дифракционная поправка (см. 2.3.9.2; диаметр d в данном случае относится к диаметру на уровне ватерлинии);
$\propto$ – угол наклона конуса к горизонту (при $\propto = 90°$ опора становится вертикальной);
H – глубина акватории, м.

3.1.2.1.4 Координата приложения горизонтальной составляющей волновой нагрузки на цилиндрическую опору, отсчитываемая от уровня грунта, определяется по формуле

$$Z_0/H = \frac{1}{\bar{K}H} \cdot (1 - ch\bar{K}H + \bar{K}H \cdot sh\bar{K}H)/sh\bar{K}H. \qquad (3.1.2.1.4)$$

3.1.2.1.5 Вертикальная сила от воздействия волн зависит от проницаемости основания, связанной с видом грунта. При отсутствии проницаемости вертикальную силу можно не учитывать. В случае каменной или крупногалечниковой постели вертикальную силу следует учитывать, в том числе при определении дополнительного опрокидывающего момента (см. 3.1.2.1.7).

3.1.2.1.6 Расчетное значение горизонтальной составляющей волновой нагрузки на платформу на наиболее тяжелом режиме допустимо определять с помощью зависимости

$$Q = \sigma_Q \sqrt{2lnpN}, \qquad (3.1.2.1.6)$$

где σ_Q – стандартное отклонение, определяемое согласно 3.1.2.1.3;
p – повторяемость экстремального режима, определяемая по статистическим данным для заданного района эксплуатации, характеризуемого величиной $(h_3)_{max}$, (см. 2.2.3.5);
N – объем выборки, отвечающий всему сроку эксплуатации (с учетом ледового периода).

3.1.2.1.7 Расчетное значение общего опрокидывающего момента от воздействия волн на вертикальную цилиндрическую платформу, стоящую на проницаемом дне, следует определять по формуле

$$M_{cap} = \sqrt{(QZ_Q)^2 + M_V^2}, \qquad (3.1.2.1.7\text{-}1)$$

где Q – см. 3.1.2.1.6;
Z_Q – координата приложения нагрузки на цилиндрическую опору, м;
M_V – дополнительный опрокидывающий момент от вертикальных волновых давлений, определяется как:

$$M_V = \sigma_{M_V} \sqrt{2ln(pN)}; \qquad (3.1.2.1.7\text{-}2)$$

σ_{M_V} – стандартное отклонение дополнительного опрокидывающего момента, определяется как

$$\sigma_{M_V} = \frac{\gamma h_3 D^3}{ch(2\pi H/\bar{\lambda})} \psi_V; \qquad (3.1.2.1.7\text{-}3)$$

ψ_V – коэффициент дополнительного опрокидывающего момента от воздействия волн на дно преграды с учетом проницаемости основания, определяемый по рис. 3.1.2.1.7.

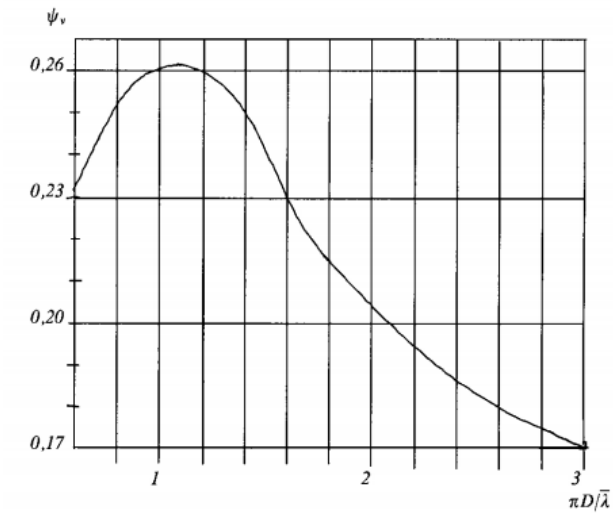

Рис. 3.1.2.1.7
Значение параметра ψ_V дополнительного опрокидывающего момента

3.1.2.1.8 Расчетная волновая нагрузка на многоопорную конструкцию определяется как сумма волновых нагрузок на опоры и нагрузки на подводный понтон:

.1 волновая нагрузка на опоры определяется по формуле

$$Q = n\sigma_Q\gamma_n\sqrt{2ln(pN)}, \qquad (3.1.2.1.8.1)$$

где n – число опор;

σ_Q – стандартное отклонение, определяемое согласно 3.1.2.1.3;

γ_n – коэффициент влияния расстояния L между n опорами на волновую нагрузку и соответствует курсовому углу φ_d, определяемому как $\varphi_d = \frac{\pi}{n}(2; -1), i = 1, 2, \dots n$,

$\gamma_n = \frac{1}{\sqrt{2}}\sqrt{1 + \cos(\overline{\omega}^2 L_n/g)}$;

$L_n = \begin{cases} L_4 = \sqrt{2}L \\ L_4 = \frac{\sqrt{3}}{3}L; \end{cases}$

p – повторяемость экстремального режима;

N – объем выборки, $N = 10^8$;

$$\varphi_d = \frac{\pi}{n}(2i - 1), i = 1, 2, \dots n;$$

.2 нагрузка на подводный понтон определяется по формуле

$$Q = (\gamma\pi h/2)D^2(shKd/chKH)\beta, \qquad (3.1.2.1.8.2)$$

где γ – удельный вес воды, т/м³;

h – расчетная высота волны (1%-ной обеспеченности), м;

D – приведенный диаметр понтона, м;

$D = \sqrt{4S/\pi}$,

где S – площадь понтона в плане, м²;

d – высота понтона, м;

H – глубина акватории, м;

λ – принятая в расчет длина волны (1 %-ной обеспеченности), м;

β – коэффициент, зависящий от отношения $\pi D/\bar{\lambda}$ (см. рис. 3.1.2.1.8.2).

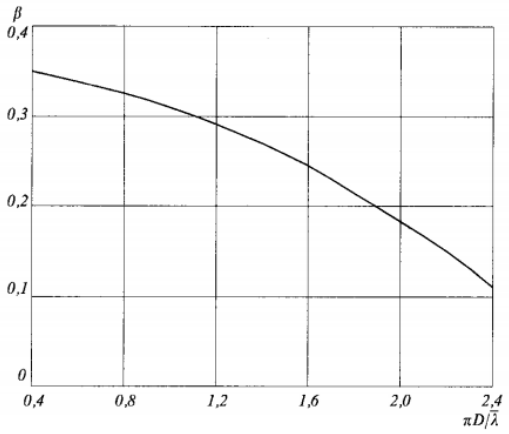

Рис. 3.1.2.1.8.2
Зависимость коэффициента β от $\pi D/\bar{\lambda}$

3.1.2.1.9 При отличии архитектурного облика МСП от рассмотренных форм необходимо использовать адекватные расчетные методы; в случае необходимости следует использовать экспериментальные методы исследования.

3.1.2.1.10 Максимальное значение локального волнового давления, действующего на перекрытие в целом и отдельные его элементы в открытой акватории для района переменных ватерлиний (по 8 м вверх и вниз от конструктивной ватерлинии), следует принимать в соответствии с табл. 3.1.2.1.10; для конструкций, расположенных выше района переменных ватерлиний и ниже высоты клиренса из условий волнения, расчетное давление составляет 0,05 МПа, а для вышерасположенных конструкций продолжающих наружный борт — не менее 0,02 МПа.

Таблица 3.1.2.1.10

Положение поверхности	Давление, МПа	
	При эксплуатации МСП	Транспортировка МСП в целом или отдельных блоков[1]
Вертикальная	0,15	0,10
Отклонение от вертикали более 30°	0,10	0,05
[1] Данные приведены без учета слеминга, при учете слеминга они должны быть увеличены.		

3.1.2.2 Ветровые нагрузки и нагрузки от течения.

3.1.2.2.1 Ветровые нагрузки определяются по формулам (2.3.8-1) — (2.3.8-3).

3.1.2.2.2 Нагрузки от течения формируются с учетом суммирования скоростей течения v_c, м/с, и орбитальных скоростей частиц воды в волне v, м/с.

Волновые давления на цилиндрический элемент в этом случае определяются как

$$q = (\rho C_{sr} d/2)(v + v_c)|v + v_c|. \qquad (3.1.2.2.2\text{-}1)$$

Составляющая нагрузки чисто от течения на цилиндрическую опору определяется по формуле

$$Q = (\rho C_{sr} d/2) v_c^2 H_0, \qquad (3.1.2.2.2\text{-}2)$$

где ρ – массовая плотность воды, т/м³;
C_{sr} – коэффициент скоростного сопротивления преграды;
d – диаметр преграды, м;
H_0 – глубина акватории, м.

3.1.2.2.3 При оценках волновых нагрузок с помощью спектральных преобразований следует учитывать трансформацию спектра с учетом течения (см. 2.2.4.2). В качестве основы для расчета сил скоростной природы на цилиндрическую опору рекомендуется использовать выражение

$$Q = (\rho C_{sr} d/2)\left\{v_c^2 H_0 + \sqrt{8/\pi}\left(1 + v_c^2/\sigma_{v_0}^2\right)\left(\frac{g v_0 \sigma_{v_0}}{\bar{\omega}^2 + \omega^2}\right)\right\}, \qquad (3.1.2.2.3)$$

где g – ускорение свободного падения, м/с²;
v_0 – а амплитуда орбитальной скорости частиц воды поверхностной волны, м/с;
σ_{v_0} – стандартное отклонение орбитальной скорости частиц воды поверхностной волны, $\sigma_{v_0} = 0{,}19 h_3 \bar{\omega}$;
$\bar{\omega}$ – средняя частота волнения, с$^{-1}$;
h_3 – высота волны 3%-ной обеспеченности, м;
ω – частота волнения, с$^{-1}$.

3.1.2.3 Ледовые нагрузки.

3.1.2.3.1 Ледовые нагрузки делятся на глобальные и локальные. Глобальные нагрузки делятся на горизонтальные и вертикальные. Глобальные нагрузки могут состоять из постоянной и переменной частей. Эти нагрузки могут рассматриваться как статические и динамические.

3.1.2.3.2 Глобальные нагрузки определяются от воздействия ровного льда, наслоенного льда и торосов. Они используются для оценки общей прочности сооружения, его устойчивости и возможности усталостного разрушения. Локальные нагрузки используются при расчетах прочности и усталости материала сооружений.

3.1.2.3.3 Взаимодействие ровного или наслоенного льда с одноопорной платформой с вертикальными бортами должно рассматриваться с учетом различных возможных сценариев этого взаимодействия. При внедрении сооружения в лед на расстояние, при котором достигается максимально возможная площадь контакта, реализуется режим прорезания. При недостаточной для достижения режима прорезания кинетической энергии льдины реализуется режим ее остановки. После остановки льдины может возникать режим торошения, при котором остановившаяся льдина будет собирать нагрузку по большой площади контакта и передавать ее на сооружение.

3.1.2.3.4 При взаимодействии одноопорной платформы с вертикальными бортами с движущимся полем выполняется сравнение глобальных нагрузок, соответствующих режиму прорезания согласно формуле (3.1.2.3.4-1), режиму остановки согласно формуле (3.1.2.3.4-2) и режиму торошения согласно формуле (3.1.2.3.4-3):

$$F_{x1} = mK_L K_V \sigma_c D^{0,85} h^{0,9}; \qquad (3.1.2.3.4\text{-}1)$$

$$F_{x2} = 1{,}33h(\rho_i D)^{1/3}(\sigma_c D_1 V)^{2/3}; \qquad (3.1.2.3.4\text{-}2)$$

$$F_{x3} = 2h^{1,25} D_1^{0,5}, \text{ МН, при } 100 \text{ м} < D_1 \leq 1500 \text{ м}; \qquad (3.1.2.3.4\text{-}3)$$

$$F_{x3} = 77{,}5, \text{ МН, при } D_1 > 1500 \text{ м},$$

где m – коэффициент формы опоры в плане в направлении движения льда (для сооружений кругового поперечного сечения и многоугольного поперечного сечения m = 0,9 для сооружений прямоугольного поперечного сечения m = 1);

σ_c – одноосная прочность льда на сжатие, МПа;

ρ_i – плотность льда, кт/м³;

K_L – коэффициент; который рассчитывается по формуле (3.1.2.3.4-4) и учитывает влияние на нагрузку соотношения между площадью поля A_i (эквивалентный диаметр поля $D_1 = 2\sqrt{A_i/\pi}$) и диаметром сооружения D;

K_V – коэффициент; который определяется по формуле (3.1.2.3.4-5) и учитывает скорость движения льда V и толщину льда h;

$$K_L = \begin{cases} 1, \text{ если } D_1/D \geq 10; \\ 1 - 0{,}0667(10 - D_1/D), \text{ если } 10 > D_1/D > 3; \\ 0{,}6, \text{если } D_1/D \leq 3; \end{cases} \qquad (3.1.2.3.4\text{-}4)$$

$$K_V = (1{,}6 - 20V/h), \text{если } V/h < 3 \times 10^{-2}$$
$$K_V = 1, \text{если } V/h \geq 3 \times 10^{-2}. \qquad (3.1.2.3.4\text{-}5)$$

Если значение нагрузки, определяемое по формуле (3.1.2.3.4-1), меньше значения, определяемого по формуле (3.1.2.3.4-2), то реализуется режим прорезания, а глобальная нагрузка, определяемая по формуле (3.1.2.3.4-1), принимается в качестве

нормативной. Формулы, соответствующие режиму прорезания, используются также при большой сплоченности C_p (часть акватории, покрытая льдом) льдов $C_p > 0{,}7$, когда нагрузка, соответствующая режиму торошения согласно формуле (3.1.2.3.4-3), превышает нагрузку, соответствующую режиму прорезания согласно формуле (3.1.2.3.4-1) со скоростью дрейфа льдов $V = 0{,}01$ м/с.

Режим остановки льдины реализуется, если значение нагрузки, определяемое по формуле (3.1.2.3.4-2), меньше, значения, определяемого по формуле (3.1.2.3.4-1), и при этом выполняется одно из трех условий: площадь льдин мала ($D_1 \leq 100$ м); сплоченность льдов мала ($C_p \leq 0{,}7$); значение нагрузки от торошения, определяемое по формуле (3.1.2.3.4-3), меньше значения нагрузки от остановки, определяемого по формуле (3.1.2.3.4-2). При реализации режима остановки глобальная нагрузка, рассчитанная по формуле (3.1.2.3.4-2), принимается в качестве нормативной.

Режим торошения реализуется, если значение нагрузки, определяемое по формуле (3.1.2.3.4-2) меньше значения, определяемого по формуле (3.1.2.3.4-1), и при большой сплоченности льдов ($C_p > 0{,}7$) и большой площади льдин $D_1 > 100$ м) нагрузка, соответствующая режиму торошения согласно формуле (3.1.2.3.4-3), меньше нагрузки, соответствующей режиму прорезания согласно формуле (3.1.2.3.4-1) при $V = 0{,}01$ м/с, но больше нагрузки, соответствующей режиму остановки согласно формуле (3.1.2.3.4-2). При возникновении режима торошения глобальная нагрузка, определяемая по формуле (3.1.2.3.4-3), принимается в качестве нормативной.

3.1.2.3.5 Для вмерзших в лед сооружений при мало изменяющимся в течение суток уровне воды расчет глобальных нагрузок выполняется по формуле (3.1.2.3.4-1) при $V = 0{,}01$ м/с. Если сооружение вмерзло в лед на срок более трех суток при температуре окружающей среды ниже – 5 °С, то глобальная нагрузка определяется по формуле

$$F_{1f} = 1{,}6 m K_L \sigma_c D^{0{,}85} h^{0{,}9}. \qquad (3.1.2.3.5)$$

3.1.2.3.6 За точку приложения равнодействующей ледового давления принимают точку, находящуюся на расстоянии $0{,}3h$ ниже расчетного уровня воды.

3.1.2.3.7 Глобальная нагрузка от воздействия тороса на одноопорную платформу с вертикальными бортами определяется суммированием нагрузок от его консолидированного слоя F_c и киля F_k.

3.1.2.3.8 Глобальная нагрузка от консолидированного слоя тороса на одноопорную платформу с вертикальными бортами определяется по формулам (3.1.2.3.4-1) — (3.1.2.3.4-3) при подстановке в них вместо h толщины консолидированного слоя h_c, а вместо σ_c — прочности консолидированной части тороса σ_{cr}.

3.1.2.3.9 Глобальная горизонтальная нагрузка от киля тороса на одноопорную платформу с вертикальными бортами определяется по формулам:

$$F_{k1} = \mu(h_k - h_c) D \left[\frac{(h_k - h_c)\mu\gamma_e}{2} + 2C_k\right]\left(1 + \frac{(h_k - h_c)}{6D}\right); \qquad (3.1.2.3.9\text{-}1)$$

$$F_{k2} = \gamma_e tg\varphi_k (h_k - h_c)[\mathrm{D}W_k + (h_k - h_c)W_k] + \mathrm{C}_k W_k D + 2\mathrm{C}_k W_k (h_k - h_c); \qquad (3.1.2.3.9\text{-}2)$$

$$F_k = F_{k1}, \text{ если } F_{k2} > 2F_{k1}; \qquad (3.1.2.3.9\text{-}3)$$

$$F_k = 2\frac{F_{k1}F_{k2}}{2F_{k1} + F_{k2}}, \text{ если } F_{k1} > 2F_{k2}, \qquad (3.1.2.3.9\text{-}4)$$

где $\mu = tg(45° + \varphi_k/2)$;
$\gamma_e = g(1 - p_k)(\rho_{wat} - \rho_i)$;

h_k – осадка киля тороса;
C_k – сцепление материала киля тороса, МПа;
φ_k – угол внутреннего трения киля тороса;
p_k – коэффициент пористости (пустотелости) киля тороса;
ρ_{wat} – плотность морской воды, кт/м ³;
W_k – ширина киля тороса перпендикулярно его фронту, м.

3.1.2.3.10 За точку приложения равнодействующей горизонтальной глобальной нагрузки от консолидированного слоя тороса принимается точка, находящаяся на глубине $0{,}3h_c$ от поверхности воды. Положение равнодействующей горизонтальной составляющей нагрузки от киля принимается равным $1/3(h_k - h_c)$ ниже границы консолидированного слоя.

Максимальная высота нагромождения ледяных обломков перед одноопорной платформой с вертикальными бортами принимается равной 8 толщинам окружающего ровного льда.

3.1.2.3.11 Глобальная нагрузка при взаимодействии ровного или наслоенного безграничного льда с многоопорной платформой, содержащей в районе действия льда однорядную систему из вертикальных цилиндрических колонн количеством и, определяется по формулам:

$$F_n = 0{,}85F_1K_1K_2[1 + (n-1)(\cos\alpha_i + 0{,}3\sin\alpha_i)]; \quad (3.1.2.3.11\text{-}1)$$

$$k_1 = 0{,}83 + 0{,}17n^{-1/2}; \quad (3.1.2.3.11\text{-}2)$$

$$K_2 = \begin{cases} 0{,}7 + 0{,}06(L/D - 1), \text{если } L/D < 6; \\ 1, \text{ если } L/D > 6, \end{cases} \quad (3.1.2.3.11\text{-}3)$$

где n – количество опор;
F_n – суммарная нагрузка на всю платформу;
F_1 – нагрузка на одиночную колонну в тех же ледовых условиях, определяемая по формулам (3.1.2.3.4-1) — (3.1.2.3.4-5);
α_i – угол между направлением движения льда и нормалью к фронту сооружения;
K_1 – коэффициент; учитывающий неоднородность свойств льда;
K_2 – коэффициент; учитывающий взаимное влияние фронтальных колонн;
L – расстояние между центрами соседних колонн вдоль фронта, м, (см. рис. 3.1.2.3.11);
D – диаметр колонн, м.

Формулы (3.1.2.3.11-1) — (3.1.2.3.11-3) справедливы при $L/D > 2$. В противном случае, нагрузку на все сооружение следует определять, как нагрузку на протяженное сооружение длиной $L(n-1)$.

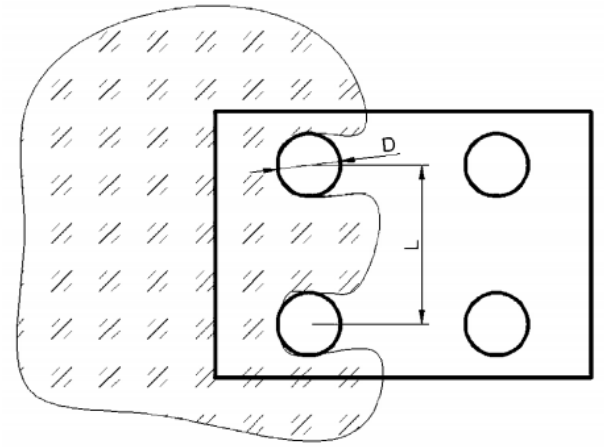

Рис. 3.1.2.3.11
Многоопорная платформа

3.1.2.3.12 Глобальная горизонтальная нагрузка при воздействии ограниченного ледового поля на однорядную систему колонн выбирается, как минимальное значение из значений, определенных по формулам (3.1.2.3.11-1) и (3.1.2.3.4-2). При этом в формуле (3.1.2.3.4-2) D следует заменить на nD.

3.1.2.3.13 Глобальная горизонтальная нагрузка при взаимодействии ровного или наслоенного безграничного льда с многоопорной платформой, содержащей в районе действия льда многорядную систему из вертикальных цилиндрических колонн количеством n, определяется по формулам:

$$F_n = 0{,}85nF_1K_1K_3; \qquad (3.1.2.3.13\text{-}1)$$

$$K_3 = \begin{cases} 0{,}7, \text{если } L/D > 5 \\ 0{,}45 + 0{,}05L/D, \text{ если } 5 \le L/D < 3, \end{cases} \qquad (3.1.2.3.13\text{-}2)$$

где K_3 – коэффициент; учитывающий взаимное влияние колонн;
F_1, K_1 – см. 3.1.2.3.11.

При $L/D < 3$ глобальная нагрузка определяется как нагрузка на многоопорную платформу при забивании льда между опорами (см. 3.1.2.3.16).

3.1.2.3.14 Глобальная горизонтальная нагрузка при воздействии ограниченного ледяного поля на многорядную систему колонн определяется следующим образом. При движении льда в направлении нормали к линии, соединяющей фронтальные опоры, производится сравнение нагрузок по формуле (3.1.2.3.11-1) для фронтальных опор и по формуле (3.1.2.3.4-2) путем замены в ней D на n_1D, где n_1 — число фронтальных колонн. Минимальная из этих нагрузок принимается в качестве нормативной.

3.1.2.3.15 При вмерзании многорядной системы колонн в лед глобальная горизонтальная нагрузка определяется по формулам:

$$F_{nf} = F_1K_{3f}, \qquad (3.1.2.3.15\text{-}1)$$

$$K_{3f} = n, \text{ если } L/D > 4; \qquad (3.1.2.3.15\text{-}2)$$

$K_{3f} = n(0{,}5 + L/8D)$, если $2 < L/D > 4$, (3.1.2.3.15-3)

где F_{1f} – нагрузка на одну опору, вмерзшую в лед, определяемая по формуле (3.1.2.3.5).

3.1.2.3.16 Глобальная нагрузка на многоопорную платформу при забивании льда между опорами определяется по формуле

$$F_{nz} = 0{,}8F_{nf}. \quad (3.1.2.3.16)$$

3.1.2.3.17 Глобальная нагрузка на многоопорное сооружение от торосов определяется путем суммирования нагрузки от консолидированного слоя и киля тороса. Глобальная нагрузка от консолидированного слоя тороса определяется по формуле (3.1.2.3.13-1). При этом F_1 вычисляется согласно 3.1.2.3.4 путем подстановки свойств консолидированного слоя тороса. Глобальная нагрузка от киля тороса определяется как сумма нагрузок на отдельные опоры с учетом локальных характеристик тороса на контакте с каждой из опор в момент времени, соответствующий максимальной глобальной нагрузке. Для этого рассматриваются несколько положений тороса относительно опор, и выбирается положение, соответствующее максимальной нагрузке. Нагрузка от киля тороса на каждую из опор определяется по формуле (3.1.2.3.9-1) путем замены $(h_k - h_c)$ на $(h_{ki}(t) - h_c)$, где $h_{ki}(t)$ — осадка киля у *i* -ой опоры в момент времени t.

3.1.2.3.18 Горизонтальная F_{xc} вертикальная F_{zc} составляющие глобальной нагрузки от ровного или наслоенного льда на платформы с расширяющимися вниз коническими бортами (колоннами) или на вертикальные платформы с расширяющимися вниз коническими вставками, или на многоугольные сооружения с аналогичными наклонными бортами в квазистатическом приближении определяются по формулам:

$$F_{xc} = K_V\left[A_1\sigma_f h^2 + A_2\rho_{wat}ghD^2 + A_3\rho_{wat}gp_1h_r\left(D^2 - D_b^2\right)\right]A_4; \quad (3.1.2.3.18\text{-}1)$$

$$F_{zc} = B_1F_{xc} + K_VB_2\rho_{wat}gp_1h_r\left(D^2 - D_b^2\right)], \quad (3.1.2.3.18\text{-}2)$$

где σ_f – прочность льда на изгиб;
D – диаметр конуса на уровне ватерлинии;
D_b – диаметр конуса на высоте $h_3 = \min(h_m, h_b)$;
h_b – верхняя отметка конической части платформы (колонны) (см. рис. 3.1.2.3.18-1);
$h_r \cong 2h$;
p_1 – пористость ледяных обломков на поверхности сооружения (при отсутствии данных может приниматься $p_1 = 0{,}6$);
K_V – коэффициент; зависящий от скорости дрейфа льдов, который определяется по формуле (3.1.2.3.18-3);
$A_1, A_2, A_3, A_4, B_1, B_2$ – коэффициенты, значения которых приведены на рис. 3.1.2.3.18-2 — 3.1.2.3.18-6;
h_m – максимально возможная высота наползания льда на платформу, приближенно определяемая по формуле (3.1.2.3.18-4);

$$K_V = \begin{cases} 1, \text{ если } V < 0{,}5 \text{ м/с} \\ 1 + 0{,}7(V - 0{,}5), \text{если } V \geq 0{,}5 \text{ м/с} \end{cases}; \quad (3.1.2.3.18\text{-}3)$$

$$h_m = \begin{cases} 3 + 4h \text{ при t } D/l_c \geq 2{,}0 \\ 5h \sin\alpha \text{ при } D/l_c \leq 0{,}5 \\ 5h \sin\alpha + \frac{3+h(4-5\sin\alpha)}{1{,}5}(D/l_c - 0{,}5) \\ \text{при } 0{,}5 < D/l_c < 2{,}0, \end{cases}; \qquad (3.1.2.3.18\text{-}4)$$

где α – угол наклона борта к горизонту;

$$l_c = \left(\frac{Eh^3}{12\rho_w g(1-v^2)}\right)^{1/4};$$

E – модуль упругости ровного или наслоенного льда, МПа;
v – коэффициент Пуассона, $v = 0{,}3$.

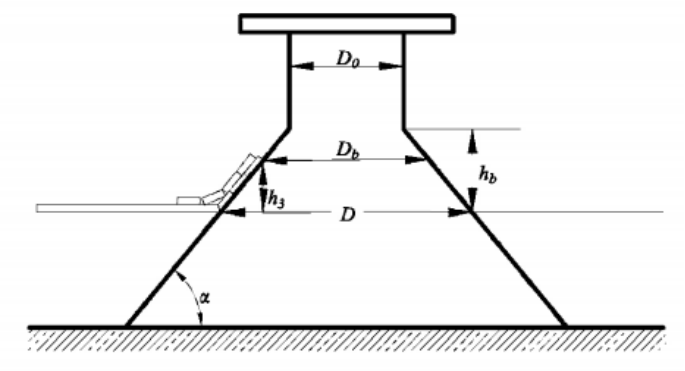

Рис. 3.1.2.3.18-1
Платформа с расширяющимися вниз коническими бортами

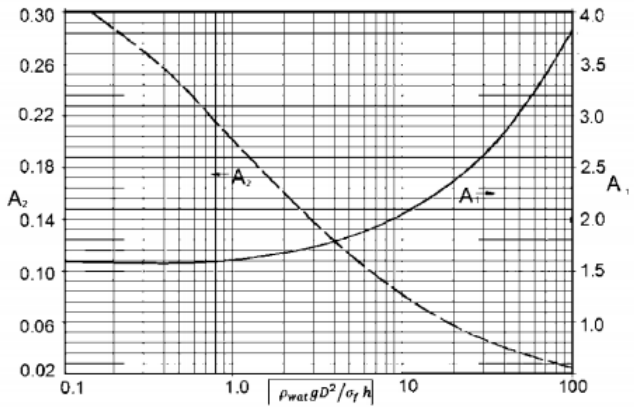

Рис. 3.1.2.3.18-2
Значения коэффициентов A_1, A_2

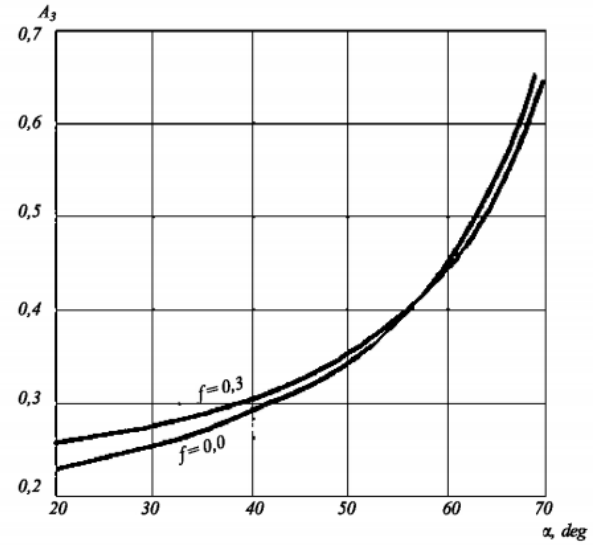

Рис. 3.1.2.3.18-3
Значения коэффициента A_3 в зависимости от угла наклона борта платформы при различных коэффициентах его трения f со льдом

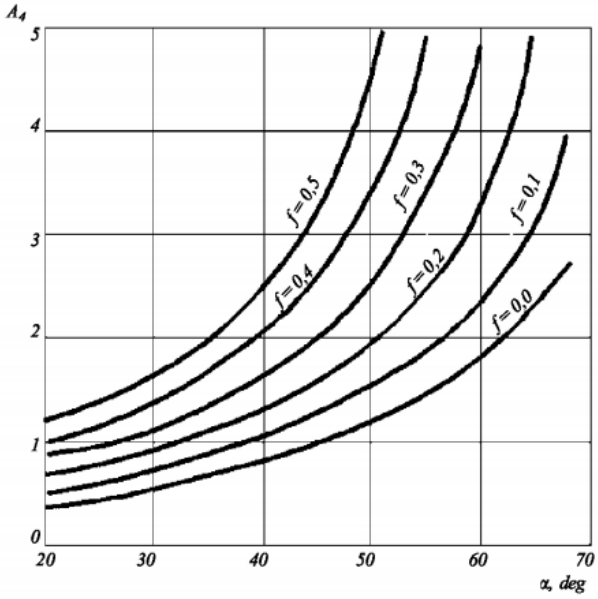

Рис. 3.1.2.3.18-4
Значения коэффициента A_4 в зависимости от угла наклона борта платформы при различных коэффициентах его трения f со льдом

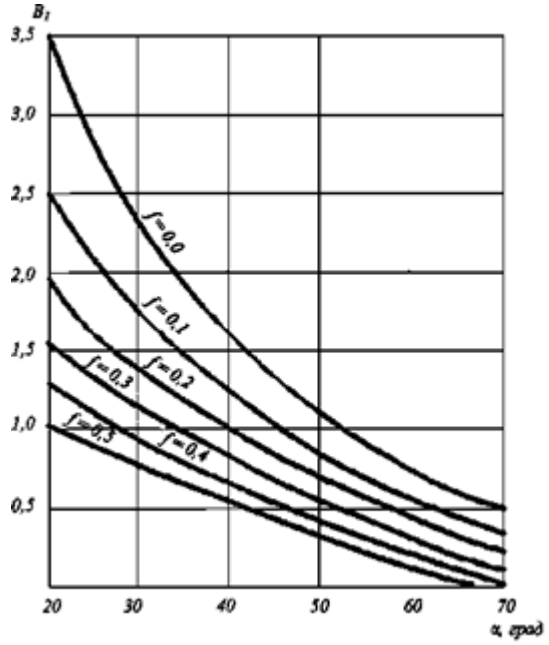

Рис. 3.1.2.3.18-5
Значения коэффициента B_1 в зависимости от угла наклона борта платформы при различных коэффициентах его трения f со льдом

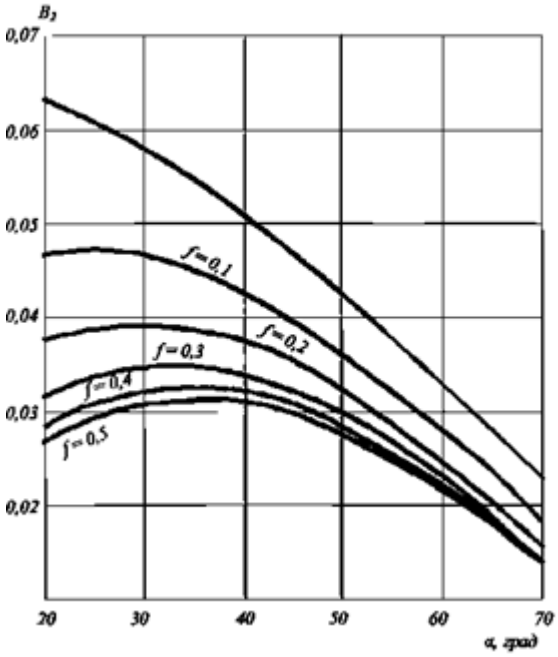

Рис. 3.1.2.3.18-6
Значения коэффициента B_2 в зависимости от угла наклона борта платформы при различных коэффициентах его трения f со льдом

3.1.2.3.19 Глобальная горизонтальная и вертикальная составляющие нагрузки от ровного или наслоенного льда на платформы с расширяющимися вверх наклонными бортами определяются по формулам (3.1.2.3.18-1), (3.1.2.3.18-2) путем замены в

них ρ_{wat} на $(\rho_{wat} - \rho_i)$, принимая $h_r \cong h$ и определяя D_b на отметке, соответствующей низу наклонной части платформы (колонны).

3.1.2.3.20 При подвижке ледяного поля, смерзшегося с платформой с наклонными бортами или с платформой с коническими вставками, горизонтальная составляющая глобальной нагрузки определяется по формуле

$$F_{1f} = 1{,}6 k_f \sigma_c D^{0{,}85} h^{0{,}9}, \qquad (3.1.2.3.20)$$

где k_f – коэффициент, зависящий от угла наклона борта, значения которого приведены в табл. 3.1.2.3.20.

Таблица 3.1.2.3.20

Значения коэффициента k_c в зависимости от угла наклона α образующих конуса либо поверхности граней к горизонту

Угол наклона образующей конуса (поверхностей граней) к горизонту α град	45	60	75
k_f	0,6	0,7	0,9

3.1.2.3.21 Глобальная нагрузка от торосов на платформы с наклонными бортами определяется путем суммирования нагрузки от консолидированной части тороса и киля тороса. Глобальная нагрузка от консолидированного слоя тороса определяется по формулам (3.1.2.3.18-1) — (3.1.2.3.18-4), в которые вместо параметров ровного (наслоенного льда) подставляются параметры консолидированной части тороса. Глобальная нагрузка от киля тороса на платформы с наклонными бортами определяется по формуле

$$F_{xc} = F_k \sin\alpha, F_{zk} = F_k \cos\alpha, \qquad (3.1.2.3.21)$$

где F_k определяется по формуле (3.1.2.3.9-1).

При динамических расчетах сооружений в формулу (3.1.2.3.9-1) подставляется текущее значение $h_k(t)$, определяемое его подводной формой.

Точка приложения глобальных сил от консолидированной части и киля тороса принимается согласно 3.1.2.3.10.

3.1.2.3.22 Протяженность ледового пояса платформы l, м, должна быть не менее

$$l = \Delta_{100} + 2\alpha_1 h_{c,100}, \qquad (3.1.2.3.22)$$

где Δ_{100} – максимальный размах изменения уровня моря относительно среднею уровня, м, возможный 1 раз в 100 лет;
α_1 – коэффициент запаса; $\alpha_1 = 1{,}1$;
$h_{c,100}$ – толщина консолидированного слоя тороса, возможная 1 раз в 100 лет (в отсутствие торосов толщина ровного или наслоенного льда), м.

Величина l откладывается симметрично относительно среднего уровня воды вверх и вниз.

3.1.2.3.23 Локальные ледовые давления на конструкции в районе ледового пояса конической преграды определяются по формуле

$$p = \bar{\sigma}_c \left(1 + 2\sqrt{\frac{2}{A_1}}\right)\frac{\sqrt{\alpha}}{8{,}5}, \text{ МПа}, \qquad (3.1.2.3.23)$$

где $\bar{\sigma}_c$ – среднее значение предела прочности льда на сжатие, МПа. При отсутствии данных о средней прочности льдов в качестве первого приближения можно ориентироваться на следующее соотношение:

$\bar{\sigma}_c = 0{,}75\bar{\sigma}_c^{100}$,

где $\bar{\sigma}_c^{100}$ – значение предела прочности льда на сжатие, отвечающее повторяемости 1 раз в 100 лет;

A_1 – площадь контакта, м²;
α – угол наклона образующей конуса к горизонту, град.; $18° < \alpha < 72°$.

При $\alpha < 18°$ давление p определяется как при 18°; при $\alpha > 72°$ давление p определяется как при 72°; при $p > 10$ МПа давление p принимается равным 10 МПа.

Локальные ледовые давления на конструкции в районе ледового пояса вертикальной преграды определяются по вышеприведенной формуле, в которой следует опустить сомножитель $\sqrt{\alpha}/8{,}5$.

3.1.2.3.24 Локальные ледовые давления на конструкции в районах выше и ниже ледового пояса (см. 3.1.2.3.23) определяются как часть давлений на конструкции ледового пояса.

Локальные ледовые давления на конструкции ниже ледового пояса протяженностью $0{,}5h_k$ определяются в соответствии с зависимостью $p_{\text{н}} = p/4$, но не менее 2 МПа, где p соответствует 3.1.2.3.23. Величина ледовых давлений ниже указанных зон (если такое возможно) должна определяться с учетом особенностей ледовой обстановки района эксплуатации.

Локальные ледовые давления на конструкции выше ледового пояса в зоне действия паруса тороса определяются в соответствии с зависимостью $p_{\text{в}} = p/8$, но не менее 1,5 МПа, где p соответствует 3.1.2.3.23.

3.1.2.3.25 При расчете вертикальных цилиндрических или прямоугольных платформ следует учитывать обледенение. Обледенение приводит к дополнительной вертикальной нагрузке от массы наросшего льда и дополнительной горизонтальной нагрузке за счет увеличения поперечных размеров платформы.

При расчете сооружений с наклонными бортами следует учитывать изменение угла наклона поверхности платформы за счет обледенения.

Толщина наросшего на колонну льда Δ_i, м, из-за колебаний уровня воды определяется по формуле

$$\Delta_i = \left(0{,}0054 + 0{,}00146\left|T_{\text{ср}}\right|\right)N, \qquad (3.1.2.3.25\text{-}1)$$

где $T_{\text{ср}}$ – средняя отрицательная температура за период N в днях, в течение которого происходит обледенение опор.

Устойчивое обледенение начинается через 10 — 15 дней после установления отрицательных температур. Обледенение заканчивается при положительных дневных температурах весной, либо когда среднесуточная температура превышает –2 °С.

Высота обледеневшего участка опоры h_n равна разности между отметками максимального уровня поверхности воды во время прилива (с учетам атмосферного

давления и штормового нагона) и минимального уровня поверхности воды во время отлива.

Погонный вес наросшего ледяного образования на 1 м вдоль контура колонны, МН/м, определяется по формуле

$$G_1 = 0{,}8 h_n \Delta_i g \rho_n, \qquad (3.1.2.3.25\text{-}2)$$

где ρ_n – плотность наросшего льда, кт/м³.

3.1.2.3.26 Динамические аспекты ледовых воздействий на МСП.

Динамические аспекты ледовых воздействий должны рассматриваться при расчетах местной прочности МСП, а также при анализе вибрации сооружений, определяющей опасность усталостного разрушения элементов конструкции и условия нормальной работы команды.

При оценке динамических аспектов ледовых воздействий на платформы с вертикальными бортами допускается представлять ледовую нагрузку в виде синусоиды с размахом, равным половине максимальной ледовой нагрузки, действующей на неподвижное сооружение. В качестве периода нагружения для приближенных вычислений можно использовать следующую формулу:

$$T = \frac{600 h^{0,2} D^{0,8}}{VE} \sigma_c, \text{ с.} \qquad (3.1.2.3.26\text{-}1)$$

При рассмотрении динамики сооружений с наклонными бортами ледовую нагрузку следует задавать в виде синусоиды с размахом, равным половине максимальной ледовой нагрузки, действующей на неподвижное сооружение. В качестве периода нагружения для приближенных вычислений можно использовать следующую формулу:

$$T = 7h/V. \qquad (3.1.2.3.26\text{-}2)$$

Если период ледового воздействия оказывается близким к собственным периодам МСП, следует дополнительно выполнить анализ вибраций платформы под действием ледовых образований. Динамика сооружения под воздействием льда должна рассчитываться по специальным программам, одобренным Регистром.

3.1.2.3.27 Значения ледовых нагрузок и динамические аспекты их воздействия на МСП могут быть уточнены на основе данных натурных наблюдений или лабораторных исследований, а также на основе использования специальных методик и программ, одобренных Регистром.

3.1.2.4 Сейсмические воздействия.

3.1.2.4.1 Эксплуатация МСП в сейсмически активных районах сопряжена с действием на их конструкции значительных по величине нагрузок, могущих привести к весьма неблагоприятным последствиям. В ряде районов сейсмическое воздействие может стать расчетным случаем нагружения, определяющим конструктивные решения МСП.

МСП должны проектироваться и эксплуатироваться так, чтобы:

под воздействием проектного землетрясения (ПЗ) не создавалась угроза безопасности людей, загрязнения среды продуктами нефтегазодобычи и сохранялась ремонтопригодность сооружения и оборудования; при этом в МСП допускается появление повреждений, не нарушающих нормальную эксплуатацию сооружения;

под воздействием максимального расчетного землетрясения (МРЗ) не произошло опрокидывания МСП и катастрофического загрязнения водной среды; при этом допускаются иные повреждения, нарушающие нормальную эксплуатацию сооружения.

Сейсмостойкость обеспечивается: выбором благоприятной в сейсмическом отношении площадки строительства, конструктивно-планировочной схемы и материалов, применением специальных конструктивных мероприятий, соответствующим расчетом конструкций, качественностью выполнения строительно-монтажных работ, включением в проекты МСП специального раздела о проведении в процессе эксплуатации сооружения слежения за землетрясениями.

3.1.2.4.2 При проектировании конструкций следует учитывать, что сейсмические силы могут иметь любое направление в пространстве, в том числе горизонтальное и вертикальное.

3.1.2.4.3 В расчетах сейсмостойкости МСП должны учитываться следующие сейсмические нагрузки:

распределенные по объему сооружения и его основания инерционные силы, возникающие при сейсмических сотрясениях сооружения;

распределенное по поверхности соприкосновения сооружения с водой гидродинамическое давление на сооружение, вызванное инерционным влиянием колеблющейся вместе с сооружением части жидкости;

гидродинамическое давление, вызванное возникающими при землетрясении волнами цунами.

3.1.2.4.4 При расчете сейсмостойкости оборудования и сооружений, размещенных в надводной части МСП, сейсмические воздействия задаются ускорениями, передаваемыми на эти сооружения и оборудование со стороны несущих конструкций корпуса МСП. При этом должны учитываться особенности динамического взаимодействия рассматриваемых объектов и сооружений.

3.1.2.4.5 МСП рассчитываются на сейсмические воздействия уровней ПЗ и МРЗ методами динамической теории сейсмостойкости (ДТ).

На предварительных стадиях проектирования допускается использование линейно-спектральной теории сейсмостойкости (ЛСТ).

3.1.2.4.6 Расчеты сооружений по ДТ на ПЗ выполняются с применением линейного временного динамического анализа, при котором материалы сооружения и грунты основания принимаются линейно-упругими, а геометрическая и конструктивная нелинейность в поведении системы сооружение — основание отсутствуют.

Линейный временной динамический анализ выполняется либо методом, основанным на разложении решения в ряд по формам собственных колебаний сооружения, либо методом, основанным на пошаговом интегрировании систем дифференциальных уравнений.

3.1.2.4.7 Расчеты сооружений по ДТ на МРЗ выполняются с использованием любых способов временного динамического анализа (как правило, нелинейных, основанных на методе пошагового интегрирования).

Нелинейный динамический анализ осуществляется по специальным методикам и программам, одобренных Регистром.

Расчеты сооружений по ДТ на МРЗ с применением линейного динамического анализа выполняются аналогично расчетам сооружений по ДТ на ПЗ.

3.1.2.4.8 Расчеты МСП по ДТ должны выполняться на расчетные акселерограммы, подобранные (из числа инструментальных записей, аналоговых или синтезированных акселерограмм) с такими значениями максимального пикового ускорения a_p в основании, чтобы величины этих ускорений a_p^{de} (при расчете на ПЗ) и a_p^{mde} (при расчете на МРЗ) имели значения, отвечающие повторяемостям 100 и 500 лет соответственно. При этом должны быть выполнены условия:

$$a_p^{de} = k_\tau^{de} g A_{100}; \qquad (3.1.2.4.8\text{-}1)$$

$$a_p^{mde} = k_\tau^{mde} g A_{500}, \qquad (3.1.2.4.8\text{-}2)$$

где k_τ^{de} – коэффициент, учитывающий вероятность рассматриваемого сейсмособытия за расчетный срок службы МСП для ПЗ, см. табл. 3.1.2.4.8-1;

k_τ^{mde} – коэффициент, учитывающий вероятность рассматриваемого сейсмособытия за расчетный срок службы МСП для МРЗ, см. табл. 3.1.2.4.8-1;

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

A_{100} – выраженная в долях g расчетная амплитуда ускорения основания, значение A_{100} принимается по табл. 3.1.2.4.8-2;

A_{500} – выраженная в долях g расчетная амплитуда ускорения основания, значение A_{500} принимается по табл. 3.1.2.4.8-2.

Таблица 3.1.2.4.8-1

Расчетный срок службы, лет	k_τ^{de}	k_τ^{mde}
10	0,5	0,70
20	0,63	0,80
50	0,70	0,90

Таблица 3.1.2.4.8-2

Расчетная сейсмичность площадки строительства $J_{100}^{designed}$ $(J_{500}^{designed})$, баллы	Исходная сейсмичность площадки строительства $J_{100}^{designed}$ $(J_{500}^{designed})$, баллы			
	6	7	8	9
6,5	0,08	0,10	–	–
7,0	0,10	0,13	0,17	–
7,5	–	0,16	0,22	–
8,0	–	0,21	0,28	0,36
8,5	–	–	0,35	0,49
9,0	–	–	0,45	0,61

3.1.2.4.9 Расчеты сейсмостойкости МСП по ЛСТ допускается выполнять путем решения статических задач упругости, когда к сооружениям прикладываются объемные инерционные силы интенсивностью $\vec{P}_i(\vec{x})$, соответствующие *i*-ой форме собственных колебаний.

Если в расчете система «сооружение-основание» разбита на отдельные дискретные объемы, то в качестве инерционных нагрузок используются узловые инерционные силы $\vec{P}_{ik}$, действующие на элемент сооружения, отнесенный к узлу k, при *i*-ой форме собственных колебаний.

Значения компонентов $P_{ikj,j} = 1, 2, 3$ узловых сил в этом случае определяется по формулам:

$$P_{ijk}^{de} = 0{,}5 k_H k_\psi m_k a_p^{de} \beta_i \eta_{ikj}\,; \qquad (3.1.2.4.9\text{-}1)$$

$$P_{ijk}^{mde} = 0{,}5 k_H k_\psi m_k a_p^{mde} \beta_i \eta_{ikj}, \qquad (3.1.2.4.9\text{-}2)$$

где k_H – коэффициент, учитывающий высоту сооружения; его значения принимаются равными:
1,0 для сооружений высотой 100 м и более;
0,8 для сооружений высотой 60 м и менее;
по интерполяции между значениями 1,0 и 0,8 для сооружений высотой от 60 до 100 м;

k_ψ – коэффициент, учитывающий демпфирующие свойства конструкций:

значения коэффициента k_ψ принимаются равными:
1.0 для металлических сооружений и для бетонных и железобетонных сооружений при расчетной сейсмичности, не превышающей 8 баллов;
0,8 для бетонных и железобетонных сооружений при расчетной сейсмичности свыше 8 баллов;

m_k – масса элемента сооружения, отнесенного к узлу k (с учетом присоединенной массы воды);

a_p^{de} и a_p^{mde} – то же, что в 3.1.2.4.8;

β_i – коэффициент динамичности, соответствующий *i*- му тону собственных колебаний сооружения;

η_{ikj} – коэффициент формы собственных колебаний сооружения по *i*- й форме колебаний.

3.1.2.4.10 Значение коэффициента формы η_{ikj} определяется по формуле

$$\eta_{ikj} = U_{ikj} \sum_k m_k \sum_{j=1}^{3} U_{ikj} \cos(\theta_{ikj}) / \sum_k m_k \sum_{j=1}^{3} U_{ikj}^2, \qquad (3.1.2.4.10)$$

где U_{ikj} – проекции по направлениям *j* смещений узла k k по *i*-ой форме собственных колебаний сооружения;

$\cos(\theta_{ikj})$ – косинусы углов между направлениями вектора сейсмического воздействия и перемещениями U_{ikj};

m_k – масса элемента сооружения, отнесенного к узлу k (с учетом присоединенной массы воды).

3.1.2.4.11 Значения коэффициента динамичности β_i определяются по следующим зависимостям (или по графикам на рис. 3.1.2.4.11):

$$\left.\begin{aligned} \beta(T_i) &= 1 + \frac{T_i}{T_1}(\beta_0 - 1), \;\; 0 < T_i \le T_1; \\ \beta(T_i) &= \beta_0, \;\; T_1 < T_i \le T_2; \\ \beta(T_i) &= \beta_0 T_2^{0,5} / T_1^{0,5}, \;\; T_2 < T_i, \end{aligned}\right\} \qquad (3.1.2.4.11)$$

где β_0, T_1, T_2 – параметры, значения которых даны в табл. 3.1.2.4.11;

T_i – период собственных колебаний платформы, с.

Величина произведения $k_\psi \beta$ должна составлять не менее 0,80, при этом значение коэффициента k_ψ определяется в соответствии с 3.1.2.4.9.

В дополнение к расчетам, выполненным с применением стандартных функций $\beta(T_i)$, допускается производить расчеты, в которых используются спектры реакции однокомпонентных расчетных акселерограмм.

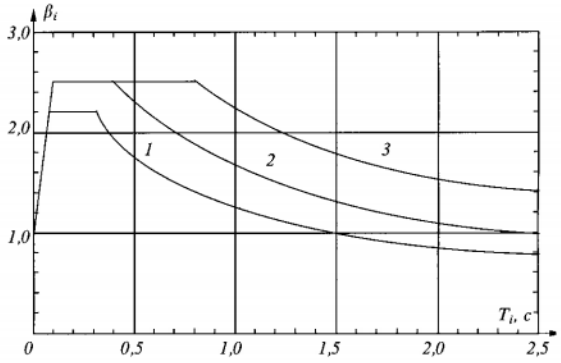

Рис. 3.1.2.4.11
Коэффициенты динамичности $\beta(T_i)$:
кривая 1 — для грунтов I категории; кривая 2 — для грунтов I — II, II, II — III, III категорий при толщине верхнего слоя грунта не более 20 м; кривая 3 — для грунтов I — II, II, II — III, III категорий при толщине верхнего слоя грунта не менее 40 м

Таблица 3.1.2.4.11

Категория грунтов по сейсмическим свойствам	β_0	T_1	T_2
I	2,2	0,08	0,318
I-II, II, II-III, III $H_s \leq 20$ м	2,5	0,10	0,41
I-II, II, II-III, III $H_s \geq 40$ м	2,5	0,10	0,81
Примечания: 1. Категории I — II и II — III отвечают случаям, когда имеют место грунты, по своему составу занимающие промежуточное положение между грунтами I и II или II и III категорий соответственно. 2. H_s— толща грунтов, подстилаемая грунтом I категории. 3. При 20 м < H_s < 40 м значения параметров T_1 и T_2 принимаются линейной интерполяцией между значениями этих параметров при $H_s \leq 20$ м и $H_s \geq 40$ м.			

3.1.2.4.12 Расчетные значения компонент смещений (деформаций, напряжений или усилий) с учетом всех учитываемых в расчете форм собственных колебаний сооружения следует определять по формуле

$$W_j = \sqrt{\sum_{i=1}^{q} W_{ij}^2}, \qquad (3.1.2.4.12)$$

где W_j – обобщенное значение компонентов расчетных смещений (деформаций, напряжений или усилий), возникших в рассматриваемых точках или сечениях под влиянием сейсмических воздействий;

W_{ij} – обобщенное значение компонентов смещений (деформаций, напряжений или усилий), возникших в рассматриваемых точках или сечениях под влиянием сейсмических нагрузок, соответствующих *i*-й форме собственных колебаний;

q – число учитываемых в расчетах форм собственных колебаний.

3.1.2.4.13 Число форм собственных колебаний, учитываемых в расчетах, выполняемых по ЛСТ, выбирается таким образом, чтобы при возрастании этого числа возможно было пренебречь дальнейшим уточнением результатов расчета.

3.1.2.4.14 В расчетах прочности МСП с учетом сейсмических воздействий во всех случаях контакта боковых поверхностей сооружения с грунтом следует учитывать влияние грунтовых сейсмических сил на величину бокового давления грунта.

Грунтовые сейсмические силы при расчете сооружения следует определять из единого динамического расчета системы, включающей сооружение, основание и грунт засыпки.

3.1.2.4.15 При наличии в основании МСП несвязных или слабосвязных грунтов (например, мелкозернистого песка) особое внимание следует уделять оценке возможности разжижения этих грунтов со снижением сопротивления их сдвигу под действием сейсмических нагрузок.

3.1.2.5 Нагрузки от грунта на днище гравитационных платформ.

3.1.2.5.1 Давления по контакту опорной поверхности с грунтовым основанием необходимо знать для использования их в расчетах прочности днищевых конструкций. Указанные контактные давления следует определять с учетом формы подошвы МСП и вида грунта по формулам внецентренного сжатия. В необходимых случаях эти давления определяются по результатам расчетов напряженно-деформированного состояния системы сооружение — грунтовое основание с использованием методов механики сплошной среды.

3.1.2.5.2 Касательные напряжения по поверхности контакта подошвы МСП с грунтовым основанием, обусловленные воздействием вертикальных сил, в расчетах прочности, как правило, не учитываются.

3.1.2.5.3 Наибольшее расчетное давление на днище со стороны грунта в период эксплуатации сооружения определяется умножением среднего расчетного давления на коэффициент неравномерности, зависящий от свойств грунта. Значения коэффициента неравномерности приведены в табл. 3.1.2.5.3 для основных типов грунтов.

Таблица 3.1.2.5.3

Тип поверхностного слоя грунта	Значение коэффициента неравномерности
Илы, глины и суглинки текучей и текуче- пластичной консистенции при показателе текучести $l_L > 0{,}75$; песчаные грунты рыхлые	1,2
Грунты глинистые туго- и мягкопластичные с показателем текучести $0{,}25 \le l_L \le 0{,}75$,, песчаные грунты средней плотности и плотные	1,4
Грунты глинистые полутвердой и твердой консистенции ($l_L < 0{,}25$); песчаные грунты очень плотные; пески гравелистые; крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем	2,0
Примечание. Значение коэффициента неравномерности при необходимости уточняются с учетом конкретных проектных условий	

3.1.3 Дополнительные критерии прочности для конструкций МСП ледостойкого типа.

3.1.3.1 Критерий предельной прочности для расчета перекрытий наружного борта определяется выражениями:

$$\sigma \le R_{eH};$$
$$\tau \le 0{,}57 R_{eH}, \qquad (3.1.3.1)$$

где σ и τ – наибольшие нормальные и касательные напряжения в элементах поперечных сечений рамных балок при действии локальных ледовых давлений.

3.1.3.2 Критерий предельной прочности для расчета отдельных конструктивных элементов наружного борта (пластин, ребер жесткости) определяется выражением

$$P_p \le P_{ult}/\gamma, \qquad (3.1.3.2)$$

где P_p – расчетная нагрузка на конструктивный элемент, обусловленная локальными ледовыми давлениями;
P_{ult} – предельная нагрузка на конструктивный элемент;
γ – коэффициент запаса по предельной нагрузке, равный:

1,2 — для специальных конструктивных элементов;
1,1 — для основных конструктивных элементов.

3.1.4 Особенности расчета прочности конструкций ледового пояса.

3.1.4.1 При расчете прочности конструкции на действие ледовых нагрузок рекомендуется различать следующие этапы нагружения:

нагружены отдельные конструктивные элементы — пластины, ребра жесткости;

нагружены перекрытия конструкции;

нагружена конструкция в целом.

В соответствии с этими этапами конструктивные элементы ледового пояса должны рассчитываться так, как это определено ниже.

3.1.4.2 Если нагружена конструкция в целом, то в качестве расчетных принимаются глобальные ледовые нагрузки, определенные в соответствии с 3.1.2.3. Должны быть рассмотрены все возможные неблагоприятные случаи нагружения.

Для оценки прочности конструкции закон распределения глобальной ледовой нагрузки может быть принят равномерным по фронту и по высоте ледового образования (ровного, наслоенного льда или консолидированной части тороса).

Целью расчета является проверка удовлетворения критериям прочности по формулам (2.4.2.3.1) и (2.4.2.3.2). При определении общ их и местных напряжений в конструктивных элементах следует руководствоваться положениями 2.5.2, 2.5.3 и 2.5.4.

3.1.4.3 Если нагружены перекрытия конструкции, то в качестве расчетных нагрузок принимаются локальные ледовые давления, определенные по 3.1.2.3.11. При этом расчетная площадь контакта A должна определяться следующим образом:

$$A = 10\ \text{м}^2, \text{если}\ S_{gr} \leq 10\ \text{м}^2;$$

$$A = S_{gr}, \text{если}\ S_{gr} > 10\ \text{м}^2,$$

где S_{gr} – площадь поверхности перекрытия, ограниченная опорным контуром, м².

На основании расчета перекрытия выбираются размеры рамных балок, и для них должен быть удовлетворен критерий прочности (указанный в 3.1.3.1). При определении напряжений следует руководствоваться положениями 2.5.3.

3.1.4.4 Если нагружены отдельные конструктивные элементы — пластины, ребра жесткости, то в качестве расчетных нагрузок принимаются локальные ледовые давления, определенные по 3.1.2.3.11. При этом расчетная площадь контакта A должна определяться следующим образом:

$$A = 1\ \text{м}^2, \text{если}\ S_p \leq 1\ \text{м}^2;$$

$$A = S_p,\ \text{если}\ S_p > 1\ \text{м}^2,$$

где S_p – площадь поверхности пластины или площадь загрузки ребра жесткости.

В качестве предельной нагрузки P_{ult} следует рассматривать: p_{ult} — предельное давление на пластину и Q_{ult} — предельную нагрузку на ребро жесткости.

Предельное давление на пластину p_{ult}, которая является защемленной на опорном контуре и загружена равномерно распределенной нагрузкой по полю пластины, определяется по формуле

$$p_{ult} = 4R_d(s/a)^2[1 + 2(a/b)^2], \qquad (3.1.4.4\text{-}1)$$

где R_d – расчетный предел текучести материала согласно 1.5.1.5, МПа;
s – расчетная толщина пластины, м;
a – длина меньшей стороны опорного контура пластины, м;
b – длина большей стороны опорного контура пластины, м.

Предельная нагрузка на ребро жесткости Q_{ult}, которое является защемленным по концам и загружено равномерно распределенной нагрузкой, определяется по формуле

$$Q_{ult} = \frac{16W_{ult}}{l} R_r \bar{Q}, \qquad (3.1.4.4\text{-}2)$$

где $\bar{Q} \leq 1$ – функциональный коэффициент, учитывающий влияние перерезывающих сил в опорных сечениях;

$$\bar{Q} = \frac{1}{1+5{,}77\left[\left(W_{ult}/(F_w l^2)\right)(l-0{,}5a)\right]^2},$$

F_w – расчетная площадь поперечного сечения стенки ребра жесткости, м²;
W_{ult} – предельный момент сопротивления поперечного сечения с учетом присоединенного пояска, м³;
a – расстояние между ребрами, м;
l – пролет ребра жесткости между его опорами, м.

Для пластин и ребер жесткости должны быть удовлетворены критерии прочности, указанные в 3.1.3.

3.2 ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И СТАЛЕБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ МСП

3.2.1 Общие требования.

3.2.1.1 Настоящая глава устанавливает основные требования к проектированию и постройке корпусов МСП, выполненных полностью или частично (в композитном исполнении) из следующих материалов на основе обычного бетона без применения предварительного напряжения:

железобетона, состоящего из бетона и металлической стержневой арматуры, размещенной в нем дисперсно в соответствии с расчетом и конструктивными требованиями;

сталебетона, состоящего из бетона и металлической листовой арматуры, размещенной на внешних поверхностях конструктивного элемента и присоединенной к бетону с достаточной прочностью и жесткостью в соответствии с расчетными и конструктивными требованиями;

сталежелезобетона — материала, занимающего промежуточное положение между первыми двумя, в котором в дополнение к железобетону с одной или обеих внешних поверхностей конструктивного элемента присоединена металлическая листовая арматура с целью повышения герметичности и увеличения несущей способности последнего.

В дальнейшем сталебетонные конструкции с внешним листовым армированием и сталежелезобетонные конструкции в Правилах ПБУ и Правилах МСП называются сталебетонными, в необходимых случаях приведены соответствующие уточнения.

3.2.1.2 Проектирование предварительно напряженных железобетонных и сталебетонных конструкций корпусов МСП может быть выполнено по специализированным нормативным документам, одобренным Регистром.

3.2.1.3 При проектировании железобетонных, сталебетонных и композитных конструкций корпусов МСП там, где это уместно, могут применяться требования Правил постройки корпусов морских судов и плавучих сооружений с применением железобетона[1].

3.2.2 Нагрузки.

3.2.2.1 Расчетные значения нагрузок на железобетонные и сталебетонные конструкции корпусов МСП от различных видов воздействий при возможных их сочетаниях определяются в соответствии с указаниями 2.3, 3.1.1 и 3.1.2.

3.2.2.2 Элементы массивных сталебетонных конструкций, у которых внешняя листовая арматура играет роль опалубки, а также сборно-монолитных железобетонных конструкций, должны быть рассчитаны для двух стадий работы конструкций:

до приобретения свежеуложенным бетоном заданной прочности на стадии строительства сооружения на действие собственного веса этого бетона и других нагрузок, действующих на этой стадии;

после приобретения бетоном заданной прочности на нагрузки, действующие при эксплуатации.

3.2.3 Основные расчетные требования.

3.2.3.1 Железобетонные и сталебетонные конструкции должны удовлетворять требованиям расчета по несущей способности (предельные состояния первой группы) и по пригодности к нормальной эксплуатации (предельные состояния второй группы). При выполнении требований расчетов по предельным состояниям должны быть практически исключены:

по предельным состояниям первой группы: хрупкое и вязкое разрушения, потеря устойчивости формы, усталостное разрушение (расчет на выносливость конструкций под действием многократно повторяющихся нагрузок) и т.п.;

---

[1] В дальнейшем — Правила ЖБК.

по предельным состояниям второй группы: образование трещин в бетоне трещиностойких конструкций, чрезмерное раскрытие трещин в бетоне конструкций, у которых по условиям эксплуатации образование трещин допустимо, чрезмерные перемещения и т.п.

3.2.3.2 Железобетонные и сталебетонные конструкции должны быть спроектированы так, чтобы в течение всего срока службы МСП выполнялось общее требование безопасности, сформулированное в 2.4.1.1, при этом коэффициенты безопасности η должны приниматься по табл. 2.4.2.5, как для критерия прочности, указанного в формуле (2.4.2.3.1).

3.2.4 Материалы.

3.2.4.1 Бетон и его составляющие.

3.2.4.1.1 Бетон железобетонных и сталебетонных конструкций корпусов МСП должен удовлетворять требованиям государственных стандартов, Правил ЖБК и настоящего раздела.

3.2.4.1.2 Для железобетонных и сталебетонных конструкций необходимо использовать конструкционные бетоны:

тяжелый, естественного отверждения или подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении, средней плотности свыше 2300 до 2500 кг/м³ включительно;

мелкозернистый, естественного отверждения или подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении, на песке с модулем крупности свыше 2,0.

Допускается использовать бетон легкий средней плотности свыше 1800 кг/м³ на плотном мелком заполнителе.

3.2.4.1.3 При проектировании составов бетонов и технологических схем его изготовления и укладки следует учитывать специфические особенности, определяющиеся следующими обстоятельствами:

сложность конфигурации заполняемого объема конструкции;

производство работ в условиях Северной климатической зоны;

необходимость бетонирования на плаву;

укладка бетона бетононасосами;

укладка бетона без вибрационных воздействий;

повышенные требования по плотности, морозостойкости и водонепроницаемости в зонах воздействия ледовых и волновых нагрузок.

3.2.4.1.4 Для корпусных конструкций, к которым предъявляются высокие требования по прочности, водонепроницаемости и морозостойкости бетона, например, для наружных конструкций, расположенных в зоне переменной ватерлинии, необходимо предусматривать применение добавок поверхностно-активных веществ и микронаполнителей. Оптимальное содержание добавок и наполнителей следует устанавливать экспериментально при подборе составов бетонов.

3.2.4.1.5 В зависимости от вида, назначения и условий работы для специальных и основных железобетонных и сталебетонных конструкций корпусов МСП надлежит применять бетоны следующих классов и марок:

.1 классов по прочности на сжатие, отвечающих значению гарантированной прочности, МПа, с обеспеченностью 0,95: тяжелый бетон: В30, В35, В40, В45, В50, В55, В60; мелкозернистый бетон: В30, В35, В40;

.2 марок по морозостойкости: F100, F150, F200, F300, F400, F500, F600, назначаемых в соответствии с данными табл. 3.2.4.1.5.2;

Таблица 3.2.4.1.5.2

Эксплуатационные условия	Марка бетона по морозостойкости при числе циклов попеременного замораживания и оттаивания в год				
	до 50 вкл.	св. 50 до 75	св. 75 до 100	св. 100 до 150	св. 150 до 200
Умеренные	F50	F100	F150	F200	F300

Эксплуатационные условия	Марка бетона по морозостойкости при числе циклов попеременного замораживания и оттаивания в год				
	до 50 вкл.	св. 50 до 75	св. 75 до 100	св. 100 до 150	св. 150 до 200
Суровые	F100	F150	F200	F300	F400
Особо суровые	F200	F300	F400	F500	F600
Примечания: 1. Эксплуатационные условия характеризуются среднемесячной температурой воздуха наиболее холодного месяца: умеренные — выше – 10 °С ; суровые — – 10 °С ÷ – 20 °С, особо суровые — ниже – 20 °С. 2. Для наружных конструкций, находящихся в условиях эксплуатации (при числе циклов попеременного замораживания и оттаивания в зимний период — более 200, среднемесячной температуре воздуха наиболее холодного месяца ниже – 30 °С, содержании солей на 1 л воды от 20 до 36 г), марка бетона по морозостойкости должна обосновываться и назначаться в каждом отдельном случае особо на основе анализа конкретных условий эксплуатации и согласовываться с Регистром.					

.3 марок по водонепроницаемости для железобетонных конструкций, контактирующих с водой: W6, W8, W10, W12 и выше, назначаемых в зависимости от градиента напора, определяемого как отношение максимального напора к толщине конструкции (в метрах), и температуры воды, в соответствии с табл. 3.2.4.1.5.3.

Таблица 3.2.4.1.5.3

Температура воды, °С	Марка бетона по водонепроницаемости при градиентах напора		
	свыше 5 до 10	свыше 10 до 20	свыше 20 до 30 вкл.
До 10 включительно	W4	W6	W8
Свыше 10 до 30 вкл.	W6	W8	W10
Свыше 30	W8	W10	W12
Примечания: 1. Для конструкций с градиентом напора свыше 30 следует назначать марку бетона по водонепроницаемости W16 и выше. 2. Для наружных конструкций, находящихся при эксплуатации в пределах воздействия морской воды, ее брызг, а также в контакте с ледовыми образованиями и грунтом морского дна марку бетона по водонепроницаемости следует назначать не ниже W8.			

3.2.4.1.6 Для вспомогательных корпусных конструкций допускается применение легких бетонов классов по прочности на сжатие: B30, B35 и B40.

3.2.4.1.7 Для массивных корпусных конструкций МСП, например, сталебетонных перекрытий толщиной более 1,0 м при условии, что бетон используется преимущественно в качестве твердого балласта и участвует в восприятии лишь локальных нагрузок, допускается использование тяжелых бетонов более низких классов по прочности на сжатие: B20 и B25.

3.2.4.1.8 При проектировании МСП при специальном обосновании для бетонов могут быть установлены классы по прочности на основе растяжения.

3.2.4.1.9 Мелкозернистый бетон без экспериментального обоснования не допускается применять для конструкций, подвергающихся многократно повторяющейся нагрузке.

3.2.4.1.10 При проектировании железобетонных и сталебетонных конструкций класс бетона по прочности на сжатие устанавливается в возрасте 28 суток. Во всех случаях внешнее силовое или иное воздействие на бетон допускается лишь при достижении им не менее 70 % прочности принятого класса по прочности.

3.2.4.1.11 Для омоноличивания стыков и узлов элементов сборных конструкций следует применять бетоны классов по прочности и марок по морозостойкости и водонепроницаемости не ниже принятых для стыкуемых элементов.

3.2.4.1.12 При проектировании МСП нормативные сопротивления бетона осевому сжатию (призменная прочность) R_{bn} и осевому растяжению R_{btn}, расчетное сопротивление бетона сжатию и растяжению для предельных состояний первой группы (по несущей способности) R_b и R_{bt} и для предельных состояний второй группы (по эксплуатационной пригодности) R_{b2} и R_{bt2}, определяемые делением нормативных сопротивлений на соответствующие коэффициенты надежности по бетону при сжатии и растяжении, и начальные модули упругости бетона естественного твердения при сжатии и растяжении в зависимости от классов по прочности на сжатие следует принимать по табл. 3.2.4.1.12.

Таблица 3.2.4.1.12

Проектный класс бетона	Нормативное сопротивление бетона, расчетное сопротивление бетона дня предельных состояний второй группы, МПа		Расчетное сопротивление бетона для предельных состояний первой группы, МПа		Начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа
	Сжатие осевое (призменная прочность) $R_{bn} = R_{b2}$	Растяжение осевое $R_{btn} = R_{bt2}$	Сжатие осевое R_b	Растяжение осевое R_{bt}	
Тяжелый бетон					
B20	15,0	1,40	11,5	0,90	27,0
B30	22,0	1,80	17,0	1,20	32,5
B40	29,0	2,10	22,0	1,40	36,0
B50	36,0	2,30	27,5	1,55	39,0
B60	43,0	2,50	33,0	1,65	40,0
Легкий и мелкозернистый бетон					
B30	22,0	1,80	17,0	1,20	26,0/19,5[1]
B40	29,0	2,10	22,0	1,40	28,5/21,0[1]

[1] В числителе — мелкозернистый бетон, в знаменателе — легкий бетон.
Примечание. При использовании промежуточных классов бетона по прочности на сжатие значения характеристик определяются линейной интерполяцией.

3.2.4.1.13 Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} следует вводить в расчет с учетом коэффициентов условий работы γ_{bi}, значения которых приведены в табл. 3.2.4.1.13-1. При назначении расчетных сопротивлений бетона для предельных состояний второй группы R_{b2} и R_{bt2} учитывается только один коэффициент условий работы бетона γ_{b1} по табл. 3.2.4.1.13-2.

Таблица 3.2.4.1.13-1

№ п/п	Факторы, обусловливающие введение коэффициента условии работы бетона	Коэффициент условий работы бетона	
		Условное обозначение	Условное обозначение
1	Многократно повторяющаяся нагрузка	γ_{b1}	см. табл. 3.2.4.1.13-2
2	Бетонирование в вертикальном положении при высоте слоя бетонирования свыше 1,5 м	γ_{b2}	0,85
3	Попеременное замораживание и оттаивание	γ_{b3}	
	а) в водонасыщенном состоянии при расчетной зимней температуре наружного воздуха, °С:		
	ниже минус 40		0,70
	ниже минус 20 до минус 40 включительно		0,85
	ниже минус 5 до минус 20 включительно		0,90
	минус 5 и выше		0,95

№ п/п	Факторы, обусловливающие введение коэффициента условии работы бетона	Коэффициент условий работы бетона	
		Условное обозначение	Условное обозначение
	б) в условиях эпизодического водонасыщения:		
	ниже минус 40		0,90
	минус 40 и выше		1,00
4	Бетон в железобетонных конструкциях	γ_{b4}	1,1

Примечания: 1. Коэффициенты условий работы по 1, 3 и 4 должны учитываться при определении расчетных сопротивлений R_b, и R_{bt}, а по 2 только при определении R_b.
2. Для конструкций, находящихся под действием многократно повторяющейся нагрузки, коэффициент γ_{b1} учитывается только при расчете на выносливость и по образовании трещин в бетоне.
3. При превышении марки бетона по морозостойкости по сравнению с требуемой согласно табл. 3.2.4.1.5.2 коэффициент γ_{b3} может быть увеличен на 0,05 соответственно каждой ступени превышения, однако не может быть больше единицы.
4. Коэффициенты условий работы бетона вводятся независимо друг от друга, но при этом их произведение должно быть не менее 0.45.

Таблица 3.2.4.1.13-2

Состояние бетона по влажности	Коэффициент условий работы бетона при многократно повторяющихся нагрузках и коэффициенте асимметрии цикла ρ_b, равном						
	0 – 0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
Естественной влажности	0,75	0,8	0,85	0,9	0,95	1,00	1,00
Водонасыщенный	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	0,95	1,0

Примечание. Коэффициент асимметрии цикла ρ_b равен отношению наименьшего к наибольшему напряжению в бетоне в пределах цикла изменения нагрузки.

3.2.4.1.14 Для бетонов, подвергающихся попеременному замораживанию и оттаиванию значения начального модуля упругости, указанные в табл. 3.2.4.1.12, следует умножить на коэффициент условий работы γ_{b3} , принимаемый по табл. 3.2.4.1.13-1.

3.2.4.1.15 При расчете железобетонных и сталебетонных конструкций на выносливость неупругие деформации бетона в сжатой зоне следует учитывать снижением модуля упругости, принимая коэффициенты приведения стали к бетону по табл. 3.2.4.1.15.

Таблица 3.2.4.1.15

Класс бетона по прочности на сжатие	B20	B30	B40	B50	B60
Коэффициент приведения v	23	18	10	8	5

3.2.4.1.16 Коэффициент линейной температурной деформации бетона d_{bt} в расчетах следует принимать $1/10^{-5}$ °C^{-1}.

3.2.4.1.17 Начальный коэффициент поперечной деформации бетона (коэффициент Пуассона) μ принимается равным 0,2.

3.2.4.1.18 Модуль сдвига бетона принимается равным 0,4 соответствующих значений начальных модулей упругости бетона, указанных в табл. 3.2.4.1.12.

3.2.4.2 Арматура.

3.2.4.2.1 В качестве ненапрягаемой стержневой и проволочной арматуры следует применять:

.1 стержневую классов A-III — для продольной и поперечной арматуры;

.2 стержневую класса А-II — для поперечной арматуры и продольной, если другие виды арматуры по условиям эксплуатации не могут быть использованы;

.3 стержневую класса А-Iи арматурную проволоку класса B_p-I — для продольной и поперечной арматуры.

Арматуру класса А-III диаметром 10 — 40 мм в наружных конструкциях при температуре воздуха ниже минус 40 °С допускается использовать только в вязаных каркасах и сетках (без сварки).

3.2.4.2.2 Для корпусных конструкций МСП, находящихся в суровых и особо суровых климатических условиях эксплуатации (см. 3.2.4.1.5), не допускается применять стержневую арматуру диаметром более 16 мм из полуспокойной стали.

3.2.4.2.3 Нормативные сопротивления стержневой и проволочной арматуры указанных в 3.2.4.2.1 классов и расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой и второй группы (см. 3.2.3.1), в зависимости от характера нагружения, а также модули упругости и относительные удлинения представлены в табл. 3.2.4.2.3.

Таблица 3.2.4.2.3

Класс арматуры	Диаметр, мм	Нормативное сопротивление растяжению (предел текучести), расчетное сопротивление растяжению для предельных состояний второй группы, МПа, $R_{Sn} = R_{S2}$	Расчетное сопротивление для предельных состояний первой группы, МПа			Модуль упругости E, МПа	Относительное удлинение, %	Испытания на изгиб в холодном состоянии (c — толщина оправки, d — диаметр стержня)
			Растяжению		Сжатию			
			Продольной R_S	Поперечной (хомутов и отогнутых стержней) R_{SW}	R_{SC}			
А-I	6÷40	235	225	175	225	$2{,}05 \cdot 10^5$	≥25	180° $c = 0{,}5d$
А-II	6÷40	295	280	225	280	$2{,}05 \cdot 10^5$	≥19	180° $c = 3d$
А-III	6÷40	390	355	285[1]	355	$2{,}00 \cdot 10^5$	≥14	90° $c = 3d$
Вр-I	3	410	375	270	375	$1{,}70 \cdot 10^5$	–	–
	4	405	365	265	365	$1{,}70 \cdot 10^5$	–	–
	5	395	360	260	360	$1{,}70 \cdot 10^5$	–	–

[1] В сварных каркасах для поперечных стержней (хомутов) из арматуры класса А-III, диаметр которых меньше 1/3 диаметра продольных стержней, значения принимаются равными 255 МПа.

3.2.4.2.4 Нормативные и расчетные сопротивления листовой стальной арматуры для сталежелезобетонных и сталебетонных конструкций определяются в соответствии с 1.5.1.5.

3.2.4.2.5 Расчетные сопротивления арматуры сжатию при расчете железобетонных, сталежелезобетонных и сталебетонных конструкций по предельным состояниям первой группы во всех случаях должны приниматься не более $R_{SC} = 400$ МПа.

3.2.4.2.6 Расчетные сопротивления арматуры R_S, R_{SC} и R_{SW}. Для предельных состояний первой группы вводятся в расчет с учетом коэффициентов условий работы γ_S и γ_{Si}, значения которых приведены в табл. 3.2.4.2.6-1 и 3.2.4.2.6-2.

Таблица 3.2.4.2.6-1

Фактор, обусловливающий введение коэффициента условий работы стержневой арматуры	Коэффициенты условий работы стержневой арматуры γ_S
Железобетонные элементы	1,05

Фактор, обусловливающий введение коэффициента условий работы стержневой арматуры	Коэффициенты условий работы стержневой арматуры γ_S
Сталежелезобетонные элементы	1,0
Многократно повторяющиеся нагрузки при коэффициенте асимметрии цикла ρ_S:	
-1,0 – 0	0,6 [1]
0 – 0,4	0,7 [1]
0,4 – 0,8	0,9 [1]
0,8 – 1,0	1,0 [1]
[1] При наличии сварных соединений арматуры следующих типов: контактное стыковое без механической зачистки; стыковое, выполненное способом ванной одноэлектродной сварки на стальной подкладке при ее длине 3 и более диаметра наименьшего из стыкуемых стержней; стыковое с парными симметричными накладками. Примечание. Коэффициент асимметрии цикла ρ_S равен отношению наименьшего к наибольшему напряжению в арматуре в пределах цикла изменения нагрузки.	

Таблица 3.2.4.2.6-2

Фактор, обусловливающий введение коэффициента условий работы листовой арматуры	Коэффициент условий работы листовой арматуры γ_{Si}
Листовая арматура без специальной обработки поверхности контакта с бетоном и без анкеров	0,5
Листовая арматура с рифленой поверхностью контакта с бетоном без анкеров	0,7
Листовая арматура с анкеровкой в бетон по расчету в соответствии с требованиями 3.2.6.5	0,9

3.2.5 Требования по конструированию корпусов МСП из композиционных материалов на основе бетонов.

3.2.5.1 Размеры сечений железобетонных, сталежелезобетонных и сталебетонных элементов конструкций корпусов МСП следует определять расчетным путем, исходя из условий прочности, трещиностойкости или ограничения раскрытия трещин.

При этом во всех случаях суммарная площадь сечения стержневой и листовой продольной растянутой рабочей арматуры должна составлять не менее 0,4 % площади бетонного сечения.

3.2.5.2 Толщину защитного слоя бетона железобетонных конструкций следует принимать не менее:

.1 на поверхности, находящейся под воздействием воды:

для рабочей арматуры — 50 мм;

для распределительной арматуры и хомутов — 30 мм;

.2 на поверхностях, не находящихся под воздействием морской воды:

для рабочей арматуры — 30 мм или не менее диаметра стержней;

для распределительной арматуры и хомутов 20 мм или не менее диаметра стержней.

3.2.5.3 Диаметр арматуры в бортах, палубах и днище МСП должен быть не менее 12 мм, а во внутренних стеновых элементах — не менее 8 мм.

3.2.5.4 Минимальная толщина листовой арматуры: для сталежелезобетонных конструкций — 10 мм, для сталебетонных конструкций — 15 мм.

3.2.5.5 Толщину железобетонных перекрытий днища и бортов в зоне переменного уровня воды, непосредственного воздействия льда и в подводной части рекомендуется принимать не менее:

для корпусов в виде цилиндрической и конической оболочки, сборно-монолитных и монолитных — 0,6 — 0,8 м;

для корпусов ячеистой конструкции — 0,4 — 0,5 м.

3.2.5.6 Арматура из стержней для железобетонных и сталежелезобетонных конструкций должна проектироваться в виде армоферм, армопакетов, сварных каркасов и сеток. Типы армоконструкций должны обеспечивать возможность механизированной подачи бетона, его тщательной проработки или самоуплотнения.

3.2.5.7 Все несущие части корпуса МСП должны проектироваться без резких изменений сечений и искривлений. Площадь сечения арматуры целесообразно изменять за счет уменьшения диаметра стержней без изменения их количества.

В одном сечении конструкции допускается соединять в растянутой зоне не более 30 % стержней, а в сжатой зоне — не более 50 % стержней.

3.2.5.8 При конструировании арматуры следует принять меры для обеспечения надежной анкеровки ее концов. Анкеровку арматуры следует осуществлять приваркой обрываемого стержня к распределительной поперечной арматуре, либо перепуском стержня от места, где он требуется по расчету, на длину не менее 30 диаметров — для растянутой и не менее 20 диаметров — для сжатой арматуры периодического профиля.

3.2.5.9 Сопряжения под углом плоскостных элементов корпусов МСП необходимо конструировать из условия обеспечения равной или большей прочности соединяемых элементов.

В железобетонных и сталежелезобетонных конструкциях в угловых соединениях бортов с палубами встречную арматуру необходимо сваривать или перепускать из одной плиты в другую не менее 15 диаметров арматуры. В угловых соединениях бортов и днища необходимо предусматривать утолщение сечений не менее, чем в 1,5 раза или скашивание углов внутренней или и внутренней, и наружной поверхностей узла с установкой дополнительной арматуры вдоль поверхностей скосов.

В тавровых и перекрестных соединениях встречную арматуру необходимо сваривать или перепускать из одной плиты в другую на участках не менее 15 диаметров арматуры по их контуру.

3.2.5.10 В сталебетонных конструкциях перекрытий корпусов МСП рекомендуется предусматривать поперечные связи из листовой стали (диафрагмы) между внешними (наружным и внутренним) стальными листами, в угловых соединениях бортов с днищем и бортов с палубами следует предусматривать скашивание внутренних поверхностей узлов (вуты) и косынки (кницы), приваривание их к внутренним поверхностям соединяемых плоскостных конструкций. Шаг косынок следует выбирать не менее толщины более тонкого из элементов. Толщина металла косынок должна быть не более толщины внутренней облицовки.

3.2.5.11 При конструировании сталежелезобетонных и сталебетонных элементов корпусов МСП следует предусматривать меры по обеспечению совместной работы листовой арматуры с бетоном, такие как анкеровку листовой арматуры в бетоне, устанавливаемую по расчету в соответствии с требованиями 3.2.6.5, рекомендуется также применение внешней листовой арматуры с профилированной поверхностью.

3.2.5.12 При выборе конструкции упоров и анкеров следует исходить из простоты и надежности их крепления к листовой арматуре с помощью сварки сплошными или прерывистыми швами.

Допускается применять различные конструктивные типы связей и анкеров, а именно: жесткие и гибкие упоры, различные анкеры, в том числе из арматурных стержней, а также комбинированные связи, например, петлевые анкеры из арматурных стержней, приваренные к жестким упорам и т.д.

Примечание. Упоры или анкерные связи из отрезков прокатных профилей с осью, параллельной плоскости внешнего стального листа и перпендикулярной к сдвигающей силе,

считаются жесткими при наличии подкрепляющих ребер жесткости, книц и т.п. и гибкими при отсутствии последних.

3.2.5.13 На участках контактных поверхностей, удаленных от опор, предпочтение следует отдавать гибким или комбинированным упорам и анкерам, которые в меньшей мере оказывают влияние на процесс образования трещин в бетоне.

3.2.5.14 Внешняя листовая арматура должна быть надежно заанкерена в бетоне от потери устойчивости (выпучивание между анкерами) при действии в ней сжимающих напряжений при изгибе сталебетонного перекрытия. Шаг анкеров для обеспечения устойчивости арматуры вплоть до появления в ней предела текучести должен определяться расчетом в соответствии с нормами проектирования стальных конструкций и приниматься не более 25δ толщин для сталей обычной прочности и не более 20δ толщин для сталей повышенной прочности.

3.2.5.15 Прикрепления конструкций объединения: упоров и анкеров к стальной части следует рассчитывать в соответствии с указаниями по расчету соединений сварных стальных конструкций, приведенных в части II «Корпус» Правил РС/К, при этом в расчет принимают величины нагрузок, определяемые на основе требований 3.2.6.5 настоящей части.

3.2.5.16 При конструировании упоров и анкеров необходимо выполнить следующие условия:

расстояние в свету между жесткими упорами должно быть не менее 3,5-кратной высоты расчетной площади смятия бетона упором;

конструкция жестких упоров должна обеспечивать равномерные деформации бетона по площади смятия, т.е. не следует предусматривать на сминающих поверхностях углы или другие выпуклые поверхности, которые могут привести к раскалыванию бетона. При выпуклой форме поверхности, передающей давление с упора на бетон, зону местного сжатия бетона упором необходимо армировать.

3.2.6 Расчет на прочность и выносливость.

3.2.6.1 Основные расчетные положения.

3.2.6.1.1 При выполнении расчетов корпуса МСП внутренние усилия от общих и местных нагрузок, а также от вынужденных перемещений (вследствие изменения температуры, влажности бетона и т.п.), должны определяться на основе требований 2.5.1 и 2.5.2 с учетом неупругого поведения конструкций под нагрузкой, обусловленного трещинообразованием и ползучестью бетона и нелинейной зависимостью между напряжениями и деформациями материалов, по методикам, одобрены Регистром.

В тех случаях, когда методика расчета с учетом неупругого поведения не разработана или расчет выполняется на промежуточной стадии проектирования платформы, усилия в сечениях следует определять в предположении упругой работы конструкций. При этом высота сжатой зоны бетона в них определяется на основе гипотезы плоских сечений. В нетрещиностойких конструкциях работа растянутого бетона не учитывается, и форма эпюры напряжений бетона в сжатой зоне сечений принимается треугольной.

3.2.6.1.2 Расчеты напряженного состояния элементов конструкций при изгибе на основе указанных в 3.2.6.1.1 предпосылок применимы тогда, когда отношения рабочей (эффективной) высоты элемента к расстоянию между точками нулевого изгибающего момента меньше 1/2 или отношение рабочей высоты к пролету меньше 1/3. Если эти отношения больше указанных значений, элементы должны рассчитываться как высокие балки или балки-стенки.

3.2.6.1.3 Геометрические характеристики поперечных сечений элементов определяются для приведенных к одному материалу сечений.

Приведенные к бетону или стали площади расчетных поперечных сечений определяются по формулам:

$$F_{bl} = \sum(F_b + F_s E_s / E_b); \quad (3.2.6.1.3\text{-}1)$$

$$F_{sl} = \sum(F_s + F_b E_b / E_s), \quad (3.2.6.1.3\text{-}2)$$

где F_b и F_s – площади поперечных сечений бетона и продольной арматуры рассматриваемого элемента соответственно;
E_b и E_s – начальные модули упругости бетона и стали.

3.2.6.1.4 Если в составе поперечного сечения рассматриваемой конструкции находится сжатый стальной элемент, который может терять устойчивость, то соответствующая ему площадь сечения должна включаться в приведенную площадь с редукционным коэффициентом (см. 2.5.2).

3.2.6.1.5 При определении главных растягивающих, главных сжимающих и касательных напряжений в бетоне в расчет принимаются приведенные к бетону сечения конструкций в предположении упругой работы материалов и с учетом бетона в растянутой зоне.

3.2.6.1.6 При аналитических оценках напряженно-деформированного состояния железобетонных и сталебетонных перекрытий для определения внутренних усилий в сечениях перекрытия рекомендуется использовать расчетную схему пластины с учетом 3.2.6.1.2 — 3.2.6.1.5.

3.2.6.1.7 Расчеты на прочность элементов при действии изгибающего момента и осевой силы следует производить для сечений, нормальных к продольной оси, а также имеющих наклон к оси в наиболее опасных направлениях.

3.2.6.1.8 Предельные усилия сопротивления при изгибе в сечении, нормальном к продольной оси элемента, необходимо определять из следующих предпосылок:

сопротивление бетона растяжению принимается равным нулю;

напряжения бетона в сжатой зоне принимаются равными расчетному сопротивлению R_b, а форма эпюры сжимающих напряжений — прямоугольной;

растягивающие и сжимающие напряжения в арматуре принимаются равными не более расчетных.

3.2.6.1.9 При расчете железобетонных и сталебетонных элементов на кручение с изгибом, должно соблюдаться условие

$$M_T \leq 0{,}1 R_b b^2 h, \quad (3.2.6.1.9\text{-}1)$$

где M_T – крутящий момент;
b, h – соответственно меньший и больший размеры граней элемента.

При этом значение R_b для бетонов классов выше B30 принимается как для бетона класса B30.

Расчет пространственных железобетонных и сталебетонных конструкций на кручение допускается на промежуточных стадиях проектирования платформ производить в предположении упругой работы конструкции с учетом растянутого бетона, при этом наибольшие касательные напряжения в бетоне должны удовлетворять условию

$$\tau_{max} \leq 1{,}86 R_{btn}, \quad (3.2.6.1.9\text{-}2)$$

где R_{btn} – нормативное сопротивление бетона осевому растяжению.

3.2.6.1.10 При действии значительной сосредоточенной нагрузки на ограниченную площадь элемента должна быть произведена проверка его местной прочности на смятие, продавливание, отрыв и т.п.

3.2.6.2 Расчет прочности элементов в сечениях, нормальных к продольной оси элемента.

3.2.6.2.1 Расчет прочности элементов в сечениях, нормальных к продольной оси элемента, следует производить в соответствии с 3.2.3.2 и 3.2.6.1.8 с соблюдением условия

$$\xi = x/h_0 < \xi_R, \qquad (3.2.6.2.1\text{-}1)$$

где ξ, x – относительная и абсолютная высота сжатой зоны бетона;
h_0 – рабочая высота сечения, равная расстоянию от равнодействующей усилий в растянутой арматуре до сжатой грани бетонного сечения;
ξ_R – граничная высота сжатой зоны, которую надлежит принимать по табл. 3.4.6.2.1.

Сечения с двойной арматурой (в растянутой и сжатой зонах при изгибе) должны удовлетворять условию

$$M < R_b S_0, \qquad (3.2.6.2.1\text{-}2)$$

где M – изгибающий момент, действующий в сечении;
R_b – расчетное сопротивление бетона сжатию для предельных состояний первой группы;
S_0 – статический момент всей площади поперечного сечения бетона (за вычетом защитного слоя в растянутой зоне) относительно центра тяжести сечения растянутой арматуры.

Таблица 3.2.6.2.1

Класс арматуры	Граничные значения ξ_R при классе бетона	
	В20, В25, В30	В35 и выше
А-I	0,65	0,60
А-II,$В_р$-I, А-III	0,60	0,50

3.2.6.2.2 Расчет сечений изгибаемых железобетонных элементов любой симметричной формы следует производить по формулам:

$$\Phi = M;\ R = \gamma_b R_b S_b + \gamma_s R_{sc} S_s; \qquad (3.2.6.2.2\text{-}1)$$

$$\gamma_s R_s F_s - \gamma_s R_{sc} F_s' = \gamma_b R_b F_b. \qquad (3.2.6.2.2\text{-}2)$$

Для прямоугольного симметричного сечения (см. рис. 3.2.6.2.2-1)

$$S_b = bx(h_0 - 0{,}5x);\ S_s = F_s'(h_0 - a');\ F_b = bx.$$

Если высота сжатой зоны бетона, определяемая без учета сжатой арматуры, меньше двойной толщины защитного слоя, т.е. меньше $2a'$ (см. рис. 3.2.6.2.2-1), сжатую арматуру в расчете можно не учитывать.

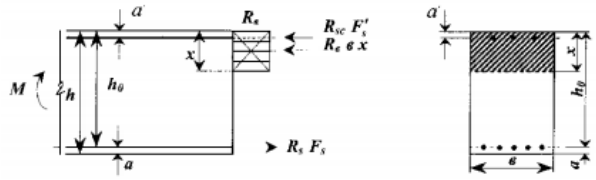

Рис. 3.2.6.2.2-1
Схема усилий в сечении, перпендикулярном продольной оси изгибаемого железобетонного элемента при расчете его прочности

Расчет изгибаемых сталежелезобетонных элементов следует производить без учета податливости соединительного шва листовой арматуры с бетоном по формулам (см. рис. 3.2.6.2.2-2):

$$\Phi = M; R = \gamma_b R_b bx(h_0 - 0{,}5x) + \gamma_s R_{sc} F_s'(h_0 - a') + \gamma_{si} R_{si} F_{si}'(h_0 + 0{,}5d_{si}); \quad (3.2.6.2.2\text{-}3)$$

$$\gamma_s R_s F_s - \gamma_s R_{sc} F_s' + \gamma_{si} R_{si} F_{si} - \gamma_{si} R_{si} F_{si}' = \gamma_b R_b bx. \quad (3.2.6.2.2\text{-}4)$$

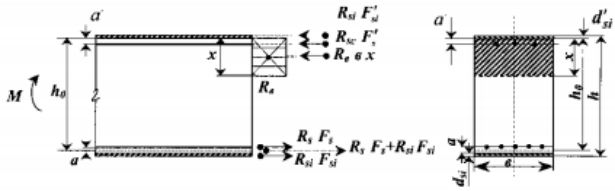

Рис. 3.2.6.2.2-2
Схема усилий в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого сталежелезобетонного элемента при расчете его прочности

В случае, если в сечении сталежелезобетонного элемента площадь поперечного сечения сжатой арматуры равна или больше площади поперечного сечения растянутой арматуры, расчетное сопротивление сечения изгибу определяют по формуле

$$R = (\gamma_{si} R_{si} F_{si} + \gamma_s R_s F_s)(h_0 + 0{,}5d_{si}'). \quad (3.2.6.2.2\text{-}5)$$

В приведенных формулах:

R	–	расчетное сопротивление сечения изгибу;
S_b и S_s	–	статические моменты площади сечения сжатой зоны бетона и площади сечения сжатой арматуры соответственно относительно центра тяжести растянутой арматуры;
F_s, F_s', F_{si} и F_{si}'	–	площади поперечных сечений растянутой и сжатой стержневой и листовой арматуры соответственно;
R_b, R_s, R_{sc} и R_{si}	–	расчетные сопротивления бетона, растянутой и сжатой стержневой арматуры и листовой арматуры соответственно (см. 3.2.4);
γ_b, γ_s, γ_{si}	–	коэффициенты условий работы бетона, стержневой и листовой арматуры соответственно, принимаемые по табл. 3.2.4.1.13-1, 3.2.4.2.6-1 и 3.2.4.2.6-2.

Расчет сталебетонных элементов следует выполнять по формулам (3.2.6.2.2-3) — (3.2.6.2.2-5), приняв $F_s = F_s' = 0$.

3.2.6.2.3 Расчет внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов с поперечным сечением прямоугольной формы, а также расчет элементов с тавровым и двутавровым поперечными сечениями при изгибе, внецентренном сжатии и растяжении рекомендуется выполнять по формулам Правил ЖБК на основе расчетных

характеристик материалов и расчетных коэффициентов, принятых в Правилах МСП с учетом 3.2.6.2.1 и 3.2.6.2.2.

3.2.6.3 Расчет прочности элементов в сечениях, имеющих наклон к продольной оси элемента, на действие поперечной силы.

3.2.6.3.1 При расчете прочности сечений изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов на действие поперечной силы должно соблюдаться условие

$$Q \leq 0{,}25\eta\gamma_{b4}R_b bh_0, \qquad (3.2.6.3.1)$$

где b – минимальная ширина элемента в сечении;
η – коэффициент безопасности (см. 2.4.1.1 и 3.2.3.2).

3.2.6.3.2 Расчет сечений элементов может не производиться, если выполняется условие

$$Q \leq \eta\delta(0{,}5 + 2\xi)R_{bt}bh_0, \qquad (3.2.6.3.2)$$

где $\delta = 2/(1 + M/Qh_0)$, но не более 1,5 и не менее 0,5;
$M,\ Q$ – усилия в нормальном сечении, проходящем через конец наклонного сечения в сжатой зоне;
ξ – относительная высота сжатой зоны, определяемая:

для изгибаемых элементов —

$$\xi = \mu R_s/R_b;$$

для внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов с большим эксцентриситетом, когда $S_b \leq 0{,}8S_0$, —

$$\xi = \mu R_s/R_b \pm N/bh_0R_b;$$

μ – коэффициент армирования, определяемый как отношение площади сечения продольной арматуры в растянутой зоне сечения к площади поперечного сечения элемента bh_0.

Примечание. Знаки «плюс» и «минус» следует принимать соответственно для внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов.

3.2.6.3.3 Для внецентренно растянутых элементов с малым эксцентриситетом, когда $S_b > 0{,}8S_0$, расчет по прочности сечений, имеющих наклон к продольной оси элемента, является обязательным во всех случаях, когда действует поперечная сила.

3.2.6.3.4 Расчет поперечной арматуры в наклонном сечении железобетонного, сталежелезобетонного и сталебетонного элемента (см. рис. 3.2.6.3.4) следует проводить по следующим формулам:

для изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых с большим эксцентриситетом элементов —

$$\Phi = Q,\ R = \sum\gamma_s R_{sw}F_{sw} + \sum\gamma_{si}R_{si}F_{swi} + \gamma_b\delta(0{,}5 + 2\xi)R_{bt}bh_0, \qquad (3.2.6.3.4\text{-}1)$$

для внецентренно растянутых элементов с малым эксцентриситетом —

$$\Phi = Q,\ R = \sum \gamma_s R_{sw} F_{sw} + \sum \gamma_{si} R_{si} F_{swi}, \qquad (3.2.6.3.4\text{-}2)$$

где $\sum \gamma_s R_{sw} F_{sw}$ и $\sum \gamma_{si} R_{si} F_{swi}$ – суммы усилий во всех поперечных стержнях (хомутах) и поперечных листовых связях в наклонном сечении;

F_{sw}, F_{swi} – площади поперечных сечений стержневой и листовой поперечной арматуры;

ξ – относительная высота сжатой зоны в сечении, определяемая по условию (3.2.6.3.2);

$\gamma_b, \gamma_s, \gamma_{si}$ – коэффициенты условий работы бетона и арматуры, принимаемые по табл. 3.2.4.1.13-1, 3.2.4.2.6-1, 3.2.4.2.6-2.

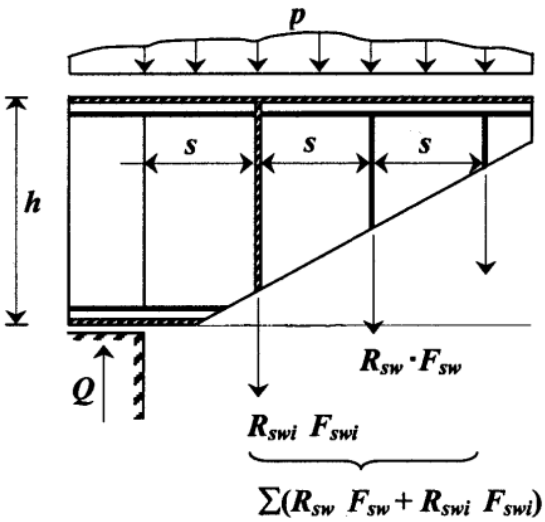

Рис. 3.2.6.3.4
Схема усилий в сечении, которое имеет наклон к продольной оси сталежелезобетонного элемента при расчете его прочности на действие поперечной силы

3.2.6.3.5 При расчете плитных элементов железобетонных конструкций, имеющих отношение высоты к расчетной длине $h_0/l \leq 1/3$, на действие поперечной силы в плоскости плиты должны удовлетворяться условия (3.2.6.1.9-1) и (3.2.6.1.9-2), при этом наибольшие касательные напряжения определяются в соответствии с требованиями 3.2.6.1.5. Прочность поперечной арматуры (хомутов) и продольной арматуры, распределенной по высоте сечения, в этом случае должна быть проверена на действие главных растягивающих напряжений в районе нейтральной оси сечения.

3.2.6.3.6 Расстояние между поперечными связями (см. рис. 3.2.6.3.4) в случае наклонных стержней между концом предыдущего и началом последующего отгиба, ближайшего к опоре, должно быть не более величины s_{max}, определяемой по формуле

$$s_{max} = \eta(0{,}5 + 2\xi)\gamma_b R_{bt} b h_0^2 / Q_1, \qquad (3.2.6.3.6)$$

где $Q_1 = R$ определяется по формуле (3.2.6.3.4-1).

3.2.6.4 Расчет железобетонных и сталебетонных конструкций на выносливость.

3.2.6.4.1 Расчеты элементов конструкций на выносливость необходимо производить во всех случаях, когда число циклов изменения нагрузки составляет $2 \cdot 10^6$ и более за весь расчетный период эксплуатации МСП.

3.2.6.4.2 Расчеты элементов конструкций на выносливость следует производить в предположении упругой работы материалов путем сравнения напряжений в крайних фибрах бетона и напряжений в растянутой стержневой и листовой арматурах с расчетными сопротивлениями материалов, принятыми с соответствующими коэффициентами условий работы (см. табл. 3.2.4.1.13-1, 3.2.4.2.6-1, 3.2.4.2.6-2).

3.2.6.4.3 В трещиностойких элементах напряжения в крайних фибрах бетона, напряжения в стержневой и листовой арматуре определяются по приведенным сечениям (см. 3.2.6.1.3) с учетом работы бетона всего сечения и с учетом указаний 3.2.4.1.15.

В нетрещиностойких элементах геометрические характеристики сечений определяются по приведенным сечениям без учета бетона растянутой зоны и с учетом требований 3.2.4.1.15.

Сжатая арматура на выносливость не рассчитывается.

3.2.6.4.4 В элементах железобетонных и сталебетонных конструкций при расчете на выносливость наклонных сечений главные растягивающие напряжения воспринимаются бетоном, если их величина не превышает R_{bt}, равнодействующая главных растягивающих напряжений должна быть полностью передана на поперечную стержневую и листовую арматуру. При этом напряжения в арматуре не должны превышать соответственно расчетных величин R_{sw} и R_{swi}.

3.2.6.5 Расчет прочности соединения по контакту листовой стали с бетоном в сталебетонных конструкциях.

3.2.6.5.1 Конструкции соединения листовой стали с бетоном по их контактным поверхностям следует рассчитывать на продольные сдвигающие усилия, возникающие в элементе при изгибе в плоскости изгиба, на продольные сдвигающие усилия, возникающие от температурных воздействий, усадки бетона и т.д., на усилия в поперечном направлении в плоскости изгиба при местном продавливании бетона внешней нагрузкой и др.

3.2.6.5.2 Прочность соединения или связи листовой арматуры с бетоном обеспечивается при соблюдении условия

$$T \leq mT_{sup}n, \qquad (3.2.6.5.2)$$

где T – суммарное сдвигающее усилие, действующее в плоскости контакта в пределах рассматриваемого участка сталебетонного элемента;

m – коэффициент неравномерности работы упоров, причем $m = 0{,}9$ — при различной конструкции совместно работающих упоров, $m = 1{,}0$ — при одинаковой конструкции;

T_{sup} – сдвигающая сила, воспринимаемая одним упором, определяется в соответствии с 3.2.6.5.7 и 3.2.6.5.8;

n – количество упоров в пределах рассматриваемого участка элемента.

3.2.6.5.3 Продольное сдвигающее усилие при изгибе сталебетонного элемента, действующее на упоры или анкеры в контакте листовой арматуры с бетоном при шаге расположения «и» определяется по формулам:

$$T = QS_{red}u/J_{red} \qquad (3.2.6.5.3\text{-}1)$$

или

$$T = N_{p(i-1)} - N_{p(i)}, \qquad (3.2.6.5.3\text{-}2)$$

где Q – перерезывающая сила, действующая на рассматриваемом участке элемента между упорами;

S_{red} – приведенный статический момент поперечного сечения стального листа относительно нейтральной оси сечения расчетного элемента;
J_{red} – приведенный момент инерции поперечного сечения расчетного элемента;
$N_{p(i-1)}$ или $N_{p(i)}$ – продольные растягивающие усилия в листовой арматуре в поперечных сечениях на границах рассматриваемого участка.

3.2.6.5.4 При проектировании продольной анкеровки по поперечной силе следует обеспечить жесткость и прочность соединения стали с бетоном на опорных и концевых участках изгибаемого элемента, для чего в опорных сечениях должны устанавливаться конструкции типа жестких упоров (см. 3.2.5.12). В неразрезных конструкциях при наличии поперечных диафрагм в плоскостях промежуточных опор достаточно предусмотреть подкрепления их кницами. На концевых участках элементов жесткие упоры рекомендуется располагать по возможности за гранями опор. Конструктивное оформление опорных сечений концевых участков должно обеспечивать не только прочность и жесткость поперечных диафрагм, но и вовлекать в работу в опорном сечении внешние стальные листы армирования.

3.2.6.5.5 Расчет прочности конструкций соединения стали с бетоном на опорных участках элемента должен производиться на полное расчетное продольное усилие в листовой стали в плоскости изгиба, передаваемое на бетон, которое определяется по формуле

$$N_p = R_{si}F_{si}, \qquad (3.2.6.5.5)$$

где R_{si} – расчетное сопротивление материала листовой стали;
F_{si} – расчетная площадь поперечного сечения листовой стали.

Дополнительно конструкция объединения стали с бетоном на опоре проверяется на сдвигающие усилия, определяемые по формуле (3.2.6.5.3-1).

3.2.6.5.6 Расчеты конструкций соединения листовой стали с бетоном следует выполнять:

.1 при жестких упорах — полагая прямоугольную эпюру сжимающих напряжений, передаваемых расчетной сжимающей поверхностью упора на бетон;

.2 при гибких упорах — исходя из условий смятия бетона под упором с учетом работы упора на изгиб согласно 3.2.6.5.8;

.3 при наклонных анкерах — исходя из условий работы анкера на сочетание растяжения и изгиба со смятием бетона.

3.2.6.5.7 Расчет конструкции соединения на жестких упорах следует выполнять по формулам:

по прочности —

$$T_{sup} \leq 1{,}6R_bF_{b,\text{см}}; \qquad (3.2.6.5.7\text{-}1)$$

на выносливость —

$$T_e \leq 1{,}5\gamma_{b1}R_bF_{b,\text{см}}, \qquad (3.2.6.5.7\text{-}2)$$

где T_{sup}, T_e – сдвигающие усилия, приходящиеся на один упор, соответственно при расчете по прочности или выносливости;
$F_{b,\text{см}}$ – расчетная площадь упора или анкера, расположенного перпендикулярно сдвигающей силе.

3.2.6.5.8 Расчеты прочности конструкций соединения листовой стали с бетоном на гибких упорах и стержневых анкерах следует выполнять по формулам:

для гибких упоров в виде прокатных швеллеров, двутавров, уголков (без подкрепляющих ребер типа книц) —

$$T_{sup} \leq 0{,}55\left(t_{fr} + 0{,}5t_w\right)b_{dz}\sqrt{10R_b}, \text{ кН;} \qquad (3.2.6.5.8\text{-}1)$$

для гибких упоров в виде круглых стержней, приваренных торцом к листовой арматуре, при $2{,}5 \leq l/d \leq 4{,}2$ —

$$T_{sup} \leq 0{,}24ld\sqrt{10R_b}, \text{ кН;} \qquad (3.2.6.5.8\text{-}2)$$

для таких же гибких упоров в виде круглых стержней при $l/d > 4{,}2$ —

$$T_{sup} \leq d^2\sqrt{10R_b}, \text{ кН;} \qquad (3.2.6.5.8\text{-}3)$$

для гибких упоров в виде круглых стержней должно быть, кроме того, выполнено условие

$$T_1 \leq 0{,}063d^2mR_\gamma, \text{ кН,} \qquad (3.2.6.5.8\text{-}4)$$

В приведенных формулах:

t_{fr} – сумма радиуса закругления и наибольшей толщины полки прокатного профиля, см;
t_w – толщина стенки прокатного профиля, см;
l – длина круглого стержня гибкого упора, см;
d – диаметр стержня гибкого упора или анкера, см;
b_{dz} – ширина площади смятия бетона упором, см;
R_b – расчетная прочность бетона сжатию для предельных состояний первой группы;
R_γ – расчетная прочность материала стальной конструкции;
m – коэффициент условий работы стальной конструкции.

3.2.7 Расчет элементов железобетонных и сталебетонных конструкций по образованию и раскрытию трещин и по деформациям.

3.2.7.1 Расчеты элементов конструкций по образованию и раскрытию трещин в бетоне следует производить:

при проектировании трещиностойких конструкций;

при проектировании конструкций с ограниченным раскрытием трещин;

при выявлении зон образования трещин для учета снижения жесткостных характеристик элементов при расчетах статически неопределимых стержневых и массивных конструкций.

Условие трещинообразования соответствует знаку равенства, а условие трещиностойкости (недопущения трещин) — знаку неравенства в расчетных формулах, соответствующих структуре условия недопущения предельного состояния 2.4.1.1 и 3.2.3.2:

.1 для центрально растянутых элементов —

$$\Phi = N, R = 1{,}5R_{bt2}F_{red}, \qquad (3.2.7.1.1)$$

где F_{red} – приведенная площадь поперечного сечения элемента;

.2 для изгибаемых элементов —

$$\Phi = M, R = 1{,}75R_{bt2}W_{red}, \quad (3.2.7.1.2)$$

где W_{red} – приведенный момент сопротивления сечения при изгибе для растянутой грани;

.3 для внецентренно сжатых элементов —

$$\Phi = M/W_{red} - N/F_{red}, R = 1{,}75R_{bt2}; \quad (3.2.7.1.3)$$

.4 для внецентренно растянутых элементов —

$$\Phi = M/W_{red} - N/F_{red}, R = 1{,}2R_{bt2}. \quad (3.2.7.1.4)$$

3.2.7.2 Расчет по образованию трещин, которые имеют наклон к продольной оси элемента, должен производиться по формуле

$$\Phi = \sigma_{mt}, R = 1{,}5R_{bt2}, \quad (3.2.7.2)$$

где σ_{mt} – главные растягивающие напряжения в бетоне, определяемые в соответствии с требованиями 3.2.6.1.5.

3.2.7.3 Расчеты по образованию трещин при действии многократно повторяющихся нагрузок следует производить исходя из условий

$$\Phi = \sigma_{bt}, R = \gamma_{b1}R_{bt2}, \quad (3.2.7.3)$$

где σ_{bt} – максимальные нормальные, главные растягивающие напряжения в бетоне;
γ_{b1} – коэффициент условий работы бетона при многократно повторяющихся нагрузках.

3.2.7.4 При расчетах по образованию трещин в бетоне наличие арматуры в сжатой зоне сечения допускается не учитывать.

3.2.7.5 В нетрещиностойких элементах железобетонных и сталебетонных конструкций расчет по раскрытию перпендикулярных продольной оси элемента трещин следует выполнять исходя из условий

$$\Phi = a_c, \ R = [a_c], \quad (3.2.7.5)$$

где a_c – расчетная ширина раскрытия трещины, мм;
$[a_c]$ – допускаемая ширина раскрытия трещины, мм, (см. 3.2.7.8).

3.2.7.6 Ширину раскрытия трещины a_c , мм, в элементах железобетонных и сталебетонных конструкций следует определять по формуле

$$a_c = 7C_D\varphi\varepsilon_s(4 - 100\mu)d^{0,5}, \quad (3.2.7.6)$$

где C_D – коэффициент, принимаемый равным:
1,0 — при учете временного действия нагрузок;
1,0 — при $F_l/F_c < 2/3$,
1,3 — при $F_l/F_c \geq 2/3$;

F_l и F_c – наибольшие обобщенные усилия (изгибающий момент, продольная сила и т. п.) соответственно от действия полной нагрузки (постоянной, эксплуатационных воздействий и

нагрузок внешней среды) и от действия только постоянной и длительной нагрузок; при учете многократно повторяющейся нагрузки $C_D = 2 - \rho_s$

ρ_s – коэффициент асимметрии цикла;

φ – коэффициент, принимаемый равным при арматуре:
1,0 — стержневой периодического профиля,
1,2 — проволочной периодического профиля,
1,4 — гладкой стержневой или листовой;

ε_s – деформации в растянутой арматуре, вычисленные как σ_s/E_s без учета работы растянутого в сечении бетона.

μ – коэффициент армирования сечения, $\mu = F_s/bh_0$, но не более 0,02;

d – диаметр арматуры, мм.

Примечания: 1. При расчете элементов с внешней листовой арматурой в формуле (3.2.7.6) вместо d следует использовать $d_r 1{,}5(F_{si}/\pi)^{0,5}$, где F_{si} — площадь листовой растянутой арматуры, мм², на участке сечения шириной 0,1 м.

2. При расчете внецентренно и центрально растянутых элементов результат расчета по формуле (3.2.7.6) следует увеличить на 20 %.

3.2.7.7 Ширина раскрытия трещин, которые имеют наклон к продольной оси элемента, в районе действия наибольших перерезывающих сил должна регулироваться ограничением уровня максимальных касательных напряжений в бетоне, а именно должно удовлетворяться условие

$$\tau_{max} \leq 1{,}86 R_{bt2}, \qquad (3.2.7.7)$$

при этом τ_{max} определяется в соответствии с 3.2.6.1.5.

3.2.7.8 Допускаемую ширину раскрытия трещин $[a_c]$ следует принимать из условий эксплуатации сооружения, сведений о коррозионном воздействии окружающей среды, сохранности стержневой и листовой арматуры, влияния процессов замораживания и оттаивания и не более величин, приведенных в табл. 3.2.7.8.

Таблица 3.2.7.8

Район корпуса МСП	Допускаемая ширина раскрытия трещины, $[a_c]$, мм		
	Железобетонные конструкции		Сталебетонные конструкции
	со стороны моря	с внутренней стороны	
Днище и борта в подводной части	0,10	0,15	0,25
Зона ледового пояса	0	0,10	0,25
Борта в надводной части	0,15	0,20	0,25
Палубы и внутренние стены	0,20	0,20	0,25

4 УСТОЙЧИВОСТЬ МСП НА ГРУНТЕ

4.1 ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ

4.1.1 Взаимодействие опорных конструкций МСП с грунтом оказывает существенное влияние на характеристики с позиций общей устойчивости сооружений.

4.1.2 Способ удержания МСП на грунте зависит от габаритов сооружения, уровня действующих нагрузок, свойств грунта, динамики внешних воздействий, степени экологической ответственности сооружения. По способу удержания на грунте МСП подразделяются на:

гравитационные;

свайные;

комбинированные (сочетание вариантов гравитационных и свайных).

4.2 УСТОЙЧИВОСТЬ МСП НА ГРУНТЕ

4.2.1 МСП гравитационного типа.

4.2.1.1 Общие положения.

Конструкция МСП гравитационного типа должна быть спроектирована так, чтобы обеспечивались надлежащие условия установки МСП на заданную точку и были исключены следующие виды предельных состояний:

потеря несущей способности системы «МСП — основание»;

опрокидывание МСП;

чрезмерные смещения МСП (осадки, горизонтальные смещения, углы поворота);

чрезмерное давление грунта на юбку и внутренние ребра, приводящее к нарушению условий прочности узла «юбка — конструкции МСП».

При проектировании фундамента МСП необходимо также исключить возникновение:

предельного состояния по условиям разжижения несвязных грунтов при динамических воздействиях;

значительного размыва морского дна вблизи опор.

Методы расчета устойчивости МСП гравитационного типа на грунте, включая расчетные значения нагрузок, сопротивления и коэффициентов надежности, должны быть согласованы с Регистром. Основные критерии приведены в 4.2.1.2 — 4.2.1.6.

4.2.1.2 Критерий по условиям установки МСП гравитационного типа.

4.2.1.2.1 При установке МСП должна быть гарантирована возможность вдавливания юбки и внутренних ребер в грунт основания на всю их высоту, что обеспечивает надлежащие условия совместной работы МСП с основанием.

4.2.1.2.2 Критерий обеспечения условий установки определяется выражением

$$N > KN_u, \qquad (4.2.1.2.2)$$

где N – вертикальная сила, кН, передаваемая от МСП на основание в момент ее установки;

N_u – сила сопротивления грунта вдавливанию юбки и внутренних ребер, кН, определяемая в зависимости от их периметров, высот и толщин и результатов статического зондирования верхнего слоя грунта основания, в пределах которого вдавливаются юбка и ребра;

K – нормируемое значение коэффициента запаса, гарантирующее полное задавливание юбочной конструкции в грунт.

Сила N_u может определяться экспериментально путем вдавливания фрагментов ребристой конструкции в грунт основания.

4.2.1.3 Критерий несущей способности системы «МСП — основание».

4.2.1.3.1 Критерий несущей способности системы регламентирует требования к соотношению между силовым воздействием (F) и силами сопротивления (R). Критерий несущей способности системы должен соблюдаться при всех возможных схемах достижения предельного равновесия (плоского и глубинного сдвига при различном потенциально возможном очертании поверхностей сдвига).

4.2.1.3.2 Критерий несущей способности системы «платформа — основание» определяется выражением

$$R/F \geq k_{s,n}, \qquad (4.2.1.3.2)$$

где F – расчетное значение обобщенного силового воздействия, по которому производится оценка предельного состояния;

R – расчетное значение обобщенной силы сопротивления (несущей способности), противодействующей действию силы F;

$k_{s,n}$ – нормируемое значение коэффициента несущей способности.

4.2.1.3.3 Несущая способность системы может также оцениваться по результатам расчетов напряженно-деформированного состояния путем сопоставления действующих на систему эксплуатационных нагрузок и нагрузок, приводящих ее в предельное равновесие с образованием в основании значительных пластических зон.

Оценку общей устойчивости сооружения на грунте при динамических нагрузках рекомендуется выполнять с учетом изменения прочностных свойств грунтов.

4.2.1.4 Критерий предельного эксцентриситета в приложении равнодействующей нагрузок.

4.2.1.4.1 Данный критерий устанавливает требования, направленные на исключение возможности опасного состояния, связанного с опрокидыванием гравитационных МСП при больших эксцентриситетах в приложении нагрузок, обусловливающих возникновение зон растягивающих напряжений на контакте подошвы опорного блока с грунтом основания.

4.2.1.4.2 Критерий предельного эксцентриситета определяется выражением

$$e \leq e_{ult} k_{s,n}, \qquad (4.2.1.4.2)$$

где e – эксцентриситет приложения равнодействующей всех нагрузок (за исключением бокового давления грунта), м, действующих на МСП;

e_{ult} – предельно допустимое значение эксцентриситета равнодействующей нагрузок, м, устанавливаемое техническими требованиями проекта, для подошвы фундамента прямоугольной формы допускается принимать $e_l = B/6$;

B – размер опорного блока в направлении приложения сдвигающей нагрузки, м.

4.2.1.5 Критерий предельных смещений.

4.2.1.5.1 Критерий предельных смещений устанавливают требования, направленные на исключение возможности появления опасного состояния, связанного с нарушением условий нормальной эксплуатации платформы.

4.2.1.5.2 Критерий предельных смещений определяется выражением

$$S \leq S_{ult}, \qquad (4.2.1.5.2)$$

где S – совместная деформация основания и сооружения (осадки, горизонтальные перемещения, крены и др.);

S_{ult} – предельные значения совместной деформации основания и МСП, устанавливаемые техническими требованиями проекта и правилами технической эксплуатации оборудования (при назначении необходимо учитывать возможность нарушения нормальной эксплуатации связанных с сооружением коммуникаций).

4.2.1.6 Критерий величины давления грунта на юбку и внутренние ребра.

4.2.1.6.1 Данный критерий устанавливает требования, направленные на исключение возможности опасных состояний, связанных с нарушением прочности элементов ребристой конструкции, обусловленным давлением грунта.

Критерий должен соблюдаться для всех элементов ребристой конструкции и сочетаний нагрузок.

4.2.1.6.2 Критерий предельного давления грунта определяется выражением

$$P \leq P_{ult}, \qquad (4.2.1.6.2)$$

где P – характерное значение эпюры давления грунта;

P_{ult} – предельно допустимая величина характерного значения эпюры давления грунта; величина P_{ult} соответствует предельно допустимым наибольшим напряжениям в юбке, внутренних ребрах и прилегающих районах МСП.

4.2.2 МСП свайного типа.

4.2.2.1 Общие положения.

4.2.2.1.1 Конструкция свайного фундамента МСП должна быть спроектирована таким образом, чтобы исключить возможность возникновения следующих видов предельного состояния:

потери несущей способности системы «МСП — основание»;

деформаций всего основания или его отдельных элементов, ведущих к нарушению нормальной эксплуатации сооружения.

При проектировании свайного фундамента МСП необходимо также исключить возникновение:

предельных состояний по прочности и образованию (раскрытию) трещин для свай и свайных ростверков при действии горизонтальной нагрузки и изгибающего момента;

предельного состояния по условиям разжижения несвязных грунтов при динамических воздействиях;

значительного размыва морского дна вблизи опор.

Методы расчета устойчивости МСП свайного типа на грунте, включая расчетные значения нагрузок, сопротивления и коэффициентов надежности, должны быть одобрены с Регистром. Основные критерии приведены в 4.2.2.2 — 4.2.2.3.

4.2.2.2 Критерий несущей способности свайного основания.

4.2.2.2.1 Критерий по несущей способности грунтов основания для одиночной сваи в составе фундамента и вне его имеет вид

$$N \leq F_d/\gamma_k, \qquad (4.2.2.2.1)$$

где F_d – расчетная несущая способность одиночной сваи, кНм;

γ_k – коэффициент надежности, определяемый в зависимости от способа определения несущей способности и от числа свай в фундаменте;

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

4.2.2.2.2 Расчетную нагрузку на сваю следует определять, рассматривая фундамент как рамную конструкцию, воспринимающую вертикальные и горизонтальные нагрузки и изгибающие моменты.

Для фундаментов с вертикальными сваями расчетную нагрузку на сваю допускается определять по формуле

$$N = N_d/n \pm M_x y/\sum y_i^2 \pm M_y x/\sum x_i^2, \qquad (4.2.2.2.2)$$

где N_d – расчетная сжимающая сила, кН;

M_x, M_y – расчетные изгибающие моменты, кН·м, относительно главных центральных осей x и y плана свай в плоскости подошвы ростверка;

n – число свай в фундаменте;

x_i, y_i – расстояния от главных осей до оси каждой сваи, м;

x, y – расстояние от главных осей до оси каждой сваи, м, для которой вычисляется расчетная нагрузка.

4.2.2.2.3 Расчетную несущую способность по грунту свайного фундамента в целом допускается определять как сумму несущих способностей независимых одиночных свай, если расстояние между осями свай превышает три диаметра сваи. В других случаях следует учитывать взаимное влияние свай или привести соответствующее обоснование, позволяющее его не учитывать.

4.2.2.3 Критерий предельных деформаций.

4.2.2.3.1 Критерий предельных деформаций устанавливает требования, направленные на исключение возможности появления опасного состояния, связанного с нарушением условий нормальной эксплуатации.

4.2.2.3.2 Критерий предельных деформаций имеет вид

$$s \leq s_{ult}, \qquad (4.2.2.3.2)$$

где s – совместная деформация сваи, м, свайного фундамента и сооружения (осадка, перемещение, угол поворота, относительная разность осадок свай, свайных фундаментов и т.п.);

s_{ult} – предельное значение совместной деформации основания сваи, м, свайного фундамента и сооружения, устанавливаемое проектом и правилами технической эксплуатации оборудования.

4.2.2.3.3 При расчете деформаций свай от действия горизонтальной нагрузки и изгибающего момента допускается применение приемлемых методик расчета для других подобных конструкций, одобренных Регистром. Используемая методика должна отражать нелинейный характер зависимости «нагрузка — перемещение головы сваи».

4.2.2.3.4 Горизонтальную нагрузку, действующую на фундамент с вертикальными сваями одинакового поперечного сечения, допускается принимать равномерно распределенной между всеми сваями.

Российский морской регистр судоходства

Правила классификации и постройки морских стационарных платформ
Часть II
Корпус

ФАУ «Российский морской регистр судоходства»
191186, Санкт-Петербург, Дворцовая набережная, 8
www.rs-class.org/ru/