

# ПРАВИЛА

## КЛАССИФИКАЦИИ, ПОСТРОЙКИ И ОБОРУДОВАНИЯ ПЛАВУЧИХ БУРОВЫХ УСТАНОВОК И МОРСКИХ СТАЦИОНАРНЫХ ПЛАТФОРМ

### ЧАСТЬ II КОРПУС

НД № 2-020201-019



Санкт-Петербург  
2022

# ПРАВИЛА КЛАССИФИКАЦИИ, ПОСТРОЙКИ И ОБОРУДОВАНИЯ ПЛАВУЧИХ БУРОВЫХ УСТАНОВОК И МОРСКИХ СТАЦИОНАРНЫХ ПЛАТФОРМ

---

Правила классификации, постройки и оборудования плавучих буровых установок (ПБУ) и морских стационарных платформ (МСП) Российского морского регистра судоходства (РС, Регистр) утверждены в соответствии с действующим положением и вступают в силу 1 июля 2022 г.

Настоящее издание Правил составлено на основе издания 2018 года с учетом изменений и дополнений, подготовленных к моменту переиздания.

Правила устанавливают требования, специфичные для ПБУ и МСП, учитывают рекомендации Кодекса постройки и оборудования плавучих буровых установок (Кодекс ПБУ), принятого Ассамблеей ИМО 2 декабря 2009 г. (резолюция ИМО А.1023(26)).

В Правилах учтены процедурные требования, унифицированные требования, унифицированные интерпретации и рекомендации Международной ассоциации классификационных обществ (МАКО) и соответствующие резолюции Международной морской организации (ИМО).

Правила состоят из следующих частей:

часть I «Классификация»;

часть II «Корпус»;

часть III «Устройства, оборудование и снабжение ПБУ/МСП»;

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 ПБУ/МСП»;

часть XVI «Сигнальные средства»;

часть XVII «Спасательные средства»;

часть XVIII «Радиооборудование»;

часть XIX «Навигационное оборудование»;

часть XX «Оборудование по предотвращению загрязнения».

Настоящие Правила дополняют Правила классификации и постройки морских судов и Правила по оборудованию морских судов.

**ПЕРЕЧЕНЬ ИЗМЕНЕНИЙ<sup>1</sup>**

(изменения сугубо редакционного характера в Перечень не включаются)

Изменяемые пункты/главы/разделы	Информация по изменениям	№ и дата циркулярного письма, которым внесены изменения	Дата вступления в силу
<a href="#">Таблица 1.5.1.2</a>	Уточнены требования к выбору материала корпусных конструкций	314-41-1865ц от 25.11.2022	15.12.2022

---

<sup>1</sup> Изменения и дополнения, внесенные при переиздании или путем выпуска новых версий на основании циркулярных писем или изменений редакционного характера.

## 1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

### 1.1 ОБЛАСТЬ РАСПРОСТРАНЕНИЯ

**1.1.1** Требования настоящей части Правил классификации, постройки и оборудования плавучих буровых установок (ПБУ) и морских стационарных платформ (МСП)<sup>1</sup> распространяются на:

**.1** стальные самоходные и несамоходные ПБУ, типы которых определены в 1.2 части I «Классификация» Правил ПБУ/МСП;

**.2** ПБУ на натяжных связях (ПБУНС), типы которых определены в 1.2 части I «Классификация» Правил ПБУ/МСП. Предполагается, что корпус ПБУНС выполнен из стали, и для ледостойких ПБУНС может иметь сталебетонный ледовый пояс; натяжные связи изготовлены из стали, фундамент может быть из стали, бетона/железобетона или композитным;

**.3** 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 ПБУ/МСП.

**1.1.2** В настоящей части сформулированы положения, целью которых является обеспечение прочности элементов корпуса ПБУ/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 ПБУ/МСП.

---

<sup>1</sup> В дальнейшем — Правила ПБУ/МСП.

## **1.2 ОПРЕДЕЛЕНИЯ И ПОЯСНЕНИЯ**

**1.2.1** Определения и пояснения, относящиеся к общей терминологии Правил ПБУ/МСП, приведены в Общих положениях о классификационной и иной деятельности, в Правилах классификации и постройки морских судов<sup>1</sup> и в части I «Классификация» Правил ПБУ/МСП.

**1.2.2** В настоящей части приняты следующие определения.

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

**Донный фундамент (якорь)** — подводный элемент ПБУНС, закрепленный на морском дне.

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

**Корпус ПБУ/МСП** — все конструктивные элементы ПБУ/МСП, предназначенные для восприятия общих и местных, постоянных и переменных нагрузок. Если корпус ПБУ/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.

**Натяжная связь** — система элементов, соединяющая корпус и подводный фундамент с целью заякоривания ПБУНС.

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

---

<sup>1</sup> В дальнейшем — Правила классификации.

### 1.3 ОБЪЕМ ТЕХНИЧЕСКОГО НАБЛЮДЕНИЯ

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

**1.3.2** Техническому наблюдению подлежат следующие конструкции корпуса ПБУ/МСП (в зависимости от типа технического сооружения) в процессе их изготовления: наружная обшивка и набор — опорных и стабилизирующих колонн, понтонов, 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 ПБУ/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» Правил ПБУ/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 ПБУ/МСП, соответствующие требованиям [2.2](#).

Могут быть использованы данные, приведенные в [приложении 1](#) 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 ПБУ/МСП;

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

**.4** инструкция по эксплуатации ПБУ/МСП, содержащая:

краткое описание ПБУ/МСП;  
перечень режимов эксплуатации;  
допускаемые значения параметров, характеризующих безопасность ПБУ/МСП в данном режиме;

состояние загрузки ПБУ/МСП в каждом режиме;  
руководство для экипажа по обслуживанию ПБУ/МСП в каждом режиме;  
организационное обеспечение безопасной эксплуатации ПБУ/МСП;

чертежи с указанием категорий и прочности сталей, примененных в конструкциях ПБУ/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.

## 1.4 КОНСТРУКТИВНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

**1.4.1** Конструктивные элементы ПБУ/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 полуподъемных ПБУ (ППБУ).**

#### **1.4.2.1** Специальные:

наружная обшивка в местах соединения стабилизирующих колонн с палубами и нижними корпусами;

палубный настил, усиленные рамные балки и переборки верхнего корпуса или платформы, которые образуют коробчатые или тавровые несущие конструкции на участках, подверженных значительным сосредоточенным нагрузкам;

основные узлы пересечения раскосов и распоров;

полупереборки, участки переборок, платформ и набор, воспринимающие значительные сосредоточенные нагрузки в местах пересечения несущих конструктивных элементов;

элементы конструкций, предусмотренные для передачи усилий в узлах пересечения или соединения основных несущих конструкций.

#### **1.4.2.2** Основные:

наружная обшивка стабилизирующих колонн, верхних и нижних корпусов, раскосов и распоров;

палубный настил, переборки и усиленные рамные балки верхнего корпуса, которые образуют коробчатые или тавровые несущие конструкции, не подверженные значительным сосредоточенным нагрузкам.

#### **1.4.2.3** Второстепенные:

внутренние конструкции, включая переборки и выгородки стабилизирующих колонн и нижних корпусов, набор колонн, раскосов и распоров;

палубы верхней платформы или палубы верхнего корпуса, за исключением районов, в которых элементы являются основными или специальными;

стабилизирующие колонны большого диаметра с малым отношением длины к диаметру, за исключением узлов соединения колонны и пересечений.

### **1.4.3 Конструктивные элементы самоподъемных ПБУ (СПБУ).**

#### **1.4.3.1** Специальные:

вертикальные опорные колонны в районе соединения их с опорными башмаками; узлы пересечения элементов решетчатой опорной колонны с сварными элементами, включая стальные отливки.

#### **1.4.3.2** Основные:

наружная обшивка цилиндрических опорных колонн;

обшивка всех элементов решетчатых опорных колонн;

переборки, палубы, обшивка борта, днища верхнего строения, которые образуют коробчатые или тавровые несущие конструкции;

конструкции порталов опорных колонн и опорных башмаков, воспринимающие нагрузку от опорных колонн.

**1.4.3.3** Второстепенные:

внутренний набор, включая переборки и элементы рамного набора цилиндрических опорных колонн;

внутренние переборки и выгородки, а также элементы набора верхнего строения;

внутренние переборки башмаков опорных колонн, за исключением районов, в которых конструктивные элементы являются основными или специальными;

настил палубы, обшивка бортов и днища верхнего строения, за исключением районов, где конструктивные элементы являются основными и специальными.

**1.4.4 Конструктивные элементы МСП.**

**1.4.4.1** 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.

**1.4.4.2** 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.

**1.4.4.3** Второстепенные:

внутренние конструкции, не участвующие в обеспечении общей прочности корпуса; вспомогательный набор обшивки и настилов.

**1.4.5 Конструктивные элементы корпуса, донного фундамента и натяжных связей ПБУНС.**

**1.4.5.1** Специальные:

конструкции корпуса многоколонной ПБУНС как определено в [1.4.2.1](#) для ППБУ;

конструкции корпуса башенноподобной ПБУНС, такие как:

конструктивные элементы ледового пояса в случае, если ПБУНС 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;

элементы корпуса ПБУНС и донного фундамента, взаимодействующие с натяжными связями;

участки взаимодействия натяжных связей с корпусом и донным фундаментом и высоконапряженные элементы устройств, поддерживающих натяжения в натяжных связях;

локальные районы натяжных связей, в которых могут иметь место высокие напряжения (муфты, сварные поперечные соединения и т.п.);

части донного фундамента, воспринимающие значительные нагрузки.

**1.4.5.2** Основные:

конструкции корпуса многоколонной ПБУНС как определено в [1.4.2.2](#) для ППБУ;

конструкции корпуса башенноподобной ПБУНС как определено в [1.4.4.2](#) для МСП;

натяжные связи и их элементы, за исключением районов, где элементы являются специальными;

конструктивные элементы донного фундамента, за исключением районов, где элементы являются специальными.

**1.4.5.3** Второстепенные:

конструкции корпуса многоколонной и башенноподобной ПБУНС как определено в [1.4.2.3](#) и [1.4.4.3](#) соответственно для ППБУ и МСП.

Никакие конструктивные элементы натяжных связей и якорей, а также районов соединения корпуса с натяжными связями не могут быть классифицированы как второстепенные конструктивные элементы.

**1.4.6** Окончательная классификация конструктивных элементов ПБУ/МСП осуществляется проектантом и подлежит согласованию с Регистром.

## 1.5 МАТЕРИАЛЫ

### 1.5.1 Стальные конструкции.

**1.5.1.1** Для изготовления конструкций ПБУ/МСП должна применяться допущенная Регистром сталь, удовлетворяющая требованиям части XIII «Материалы» Правил классификации.

**1.5.1.2** Категория стали для конкретного конструктивного элемента ПБУ/МСП назначается по [табл. 1.5.1.2](#) в зависимости от расчетной температуры материала конструкции и ответственности данного элемента согласно требованиям [1.4](#).

**1.5.1.3** Расчетная температура материала конструкций определяется экспериментально или расчетом, исходя из принятой минимальной среднесуточной температуры  $T_a$  (см. 1.2.3 части II «Корпус» Правил классификации). Расчетная температура окружающего воздуха — см. [2.2.8](#) настоящей части. При отсутствии указанных обоснований расчетная температура материала наружных надводных конструктивных элементов принимается равной температуре окружающего воздуха.

Может быть допущено повышение расчетной температуры, если Регистру будут представлены убедительные доказательства (полученные расчетным или экспериментальным путем) того, что в реальных условиях эксплуатации температура конкретных элементов конструкции ПБУ/МСП не достигает указанной в спецификации минимальной температуры окружающего воздуха.

**1.5.1.4** Специальные и основные конструктивные элементы, подвергающиеся значительным нагрузкам в направлении толщины проката, должны изготавливаться из зет-стали в соответствии с требованиями 3.14 части XIII «Материалы» Правил классификации.

Таблица 1.5.1.2

Конструктивные элементы	Категория стали для ПБУ/МСП	Расчетная температура материала конструкции, °С						
		0	-10	-20	-30	-40	-50	-60
		Толщина стенки элемента конструкции, мм, не более						
Второстепенные	A	30	20	10	—	—	—	—
	B	40	30	20	10	—	—	—
	D	50	50	45	35	25	15	—
	E	50	50	50	50	45	35	25
	F	50	50	50	50	50	50	45
	A32, A36, A40	40	30	20	10	—	—	—
	D32, D36, D40	50	50	45	35	25	15	—
	E32, F36, E40	50	50	50	50	45	35	25
	F32, F36, F40	50	50	50	50	50	50	45
	AH420, AH460, AH500	40	25	10	—	—	—	—
	DH420, DH460, DH500	50	45	35	25	15	—	—
	EH420, EH460, EH500	50	50	50	45	35	25	15
	FH420, FH460, FH500	50	50	50	50	50	45	35

*Правила классификации, постройки и оборудования плавучих буровых установок  
и морских стационарных платформ (часть II)*

Конструктивные элементы	Категория стали для ПБУ/МСП	Расчетная температура материала конструкции, °С						
		0	-10	-20	-30	-40	-50	-60
		Толщина стенки элемента конструкции, мм, не более						
Основные	A	20	10	—	—	—	—	—
	B	25	20	10	—	—	—	—
	D	45	40	30	20	10	—	—
	E	50	50	50	40	30	20	—
	F	50	50	50	50	40	30	25
	A32, A36, A40	25	20	10	—	—	—	—
	D32, D36, D40	45	40	30	20	10	—	—
	E32, F36, E40	50	50	50	40	30	20	15
	F32, F36, F40	50	50	50	50	50	40	30
	AH420, AH460, AH500	20	—	—	—	—	—	—
	DH420, DH460, DH500	45	35	25	15	—	—	—
	EH420, EH460, EH500	50	50	45	35	25	15	—
	FH420, FH460, FH500	50	50	50	50	45	35	25
Специальные	A	15	—	—	—	—	—	—
	B	15	—	—	—	—	—	—
	D	30	20	10	—	—	—	—
	E	50	45	35	25	15	—	—
	F	50	50	50	45	35	25	15
	A32, A36, A40	15	—	—	—	—	—	—
	D32, D36, D40	30	20	10	—	—	—	—
	E32, F36, E40	50	45	35	25	15	—	—
	F32, F36, F40	50	50	50	50	40	30	20
	AH420, AH460, AH500	—	—	—	—	—	—	—
	DH420, DH460, DH500	25	15	—	—	—	—	—
	EH420, EH460, EH500	50	40	30	20	10	—	—
	FH420, FH460, FH500	50	50	50	40	30	20	10
Примечания: 1. Для промежуточных значений температур допускается линейная интерполяция. 2. Допускается использование других марок сталей, если их свойства признаются достаточными для обеспечения заданного уровня безопасности. 3. Выбор категории стали верхних строений не регламентируется								

**1.5.1.5** Расчетный предел текучести материала  $R_d$  в зависимости от нормативного предела текучести  $R_{eH}$  следует определять по [табл. 1.5.1.5](#).

Таблица 1.5.1.5

Категория стали для ПБУ/МСП	Нормативный предел текучести, $R_{eH}$ , МПа	Расчетный предел текучести $R_d$ , МПа, при толщине, мм		
		<30	30 — 50	50 — 70
A, B, D, E, F	235	235	215	200
A32, D32, E32, F32	315	315	295	280
A36, D36, E36, F36	355	355	335	320
A40, D40, E40, F40	390	390	370	355
АН420, ДН420, ЕН420, FH420	420	420	390	365
АН460, ДН460, ЕН460, FH460	460	460	430	390
АН500, ДН500, ЕН500, FH500	500	500	480	440

**1.5.1.6** Стали обычной, повышенной и высокой прочности толщиной более 75 мм, а также стали с  $R_{eH} > 500$ , МПа, могут быть допущены Регистром к применению, если они удовлетворяют требованиям части XIII «Материалы» Правил классификации. Расчетный предел текучести для этих сталей подлежит согласованию с Регистром.

**1.5.2 Железобетонные конструкции.**

Требования к материалам железобетонных конструкций содержатся в [3.4](#).

## 1.6 ИЗНОС КОНСТРУКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

**1.6.1** Размеры конструктивных элементов ПБУ/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  $\Delta s$ , мм, определяемая по формуле

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

где  $u$  — расчетная скорость износа, мм/год;  
 $T^*$  —  $T/2$  — для конструктивных элементов ПБУ и МСП, ремонтпригодных в процессе эксплуатации;  
 $T^*$  —  $T$  для конструктивных элементов МСП, неремонтпригодных в течение всего срока службы платформы;  
 $T$  — расчетный срок эксплуатации ПБУ/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 ПБУ/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 классификации. При этом следует обращать внимание на соответствие условий работы конструктивных элементов ПБУ/МСП и элементов, для которых приводятся данные в Правилах классификации.

При назначении расчетных скоростей коррозии для конструктивных элементов ППБУ допускается руководствоваться рекомендациями [табл. 1.6.3](#).

Таблица 1.6.3

**Рекомендуемые расчетные скорости коррозии конструктивных элементов ППБУ**

№ п/п	Наименование конструктивного элемента	Расчетная скорость коррозии, мм/год
<b>1</b>	Раскосы	
<b>1.1</b>	Горизонтальные поперечные:	
	в районе соединения с колоннами и другими раскосами	0,18
	вне района соединения	0,16
<b>1.2</b>	Горизонтальные диагональные:	
	в районе соединения с колоннами и другими раскосами	0,18
	вне района соединения	0,14
<b>1.3</b>	Наклонные поперечные:	
	в районе соединения с колоннами, понтонами, верхним корпусом	0,18
	вне района соединения	0,16
<b>1.4</b>	Наклонные продольные:	
	в районе соединения с колоннами, верхним корпусом	0,15
	вне района соединения	0,14
<b>2</b>	Колонны:	
	в районе соединения с понтонами	0,14
	по уровню переменной ватерлинии	0,16
	надводная часть	0,10
	подводная часть	0,12
<b>3</b>	Понтоны:	

№ п/п	Наименование конструктивного элемента	Расчетная скорость коррозии, мм/год
	днище, палуба, борта балластных и топливных отсеков	0,16
	переборки	0,14
	днище, палуба, борта сухих отсеков	0,13
4	Верхний корпус:	
	борта, транцы	0,11
	переборки	0,10
	опорные балки	0,13
	главная палуба	0,10
	открытые участки верхней палубы, подверженные воздействию атмосферных осадков	0,13

**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 ППБУ/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** Сварные соединения конструкций ПБУ и МСП должны удовлетворять требованиям частей II «Корпус» и XIV «Сварка» Правил классификации и части XIII «Сварка» Правил ПБУ/МСП в отношении сварных соединений и конструкций, сварочных материалов, методов сварки и контроля качества сварных соединений.

**1.7.2** Сварные соединения специальных конструкций, в которых могут возникнуть чрезмерные напряжения в направлении толщины проката, должны выполняться таким образом, чтобы исключить или уменьшить возможность слоистого разрыва.

**1.7.3** Размеры швов устанавливаются по одобренным национальным стандартам или технической документации.

## 2 ОБЩИЕ ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ

### 2.1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

**2.1.1** Конструкция ПБУ/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 типу ПБУ/МСП производится в [разд. 3](#).

**2.1.2** Проектирование ПБУ/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** ПБУ/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 ПБУ/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 классификации.

**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.

**2.1.6** Конструкции корпуса ПБУ в местах установки механизмов системы позиционирования должны обеспечивать восприятие усилий, равных разрывной нагрузке тросов или цепей. При этом допускаемые напряжения должны быть не более  $0,95R_{eH}$ .

## 2.2 ВНЕШНИЕ УСЛОВИЯ

### 2.2.1 Общие требования.

**2.2.1.1** В характеристику внешних условий района эксплуатации (моря или морей, района или части района моря) включаются сведения об окружающей среде, оказывающей влияние на надежность ПБУ/ МСП (ветер, волнение, течение, лед, грунт, сейсмическое воздействие, температура воздуха и др.).

**2.2.1.2** Описание внешних условий должно отвечать реальной природе ветро- и волнообразования, течений и ледовых образований и базироваться на сведениях вероятностно-статистического характера.

**2.2.1.3** Основные параметры внешних условий, назначаемые в зависимости от заданного района эксплуатации, подлежат согласованию с Регистром.

Сведения о характеристиках ветроволновых условий отдельных морей приведены в [приложении 1](#).

**2.2.1.4** Если условия эксплуатации ПБУ/МСП ограничены перечнем морей, районов или частей районов морей, сезонами или допускаемыми величинами характеристик внешних условий, то перечень морей, границ районов или частей районов, сезоны и допускаемые величины характеристик внешних условий для соответствующих режимов эксплуатации указываются в Инструкции по эксплуатации ПБУ/МСП.

### 2.2.2 Ветер.

**2.2.2.1** В качестве характеристик ветра рассматриваются: средняя скорость ветра на высоте анемометра ( $z = 10$  м), закон изменения средней скорости ветра по высоте, параметры порывистости ветра, спектральные свойства пульсаций ветра.

Основной информацией являются скорости ветра  $\bar{w}_{10}$  с десятиминутным осреднением на высоте анемометра ( $z = 10$  м), именуемые эталонными, и их повторяемости в рассматриваемом районе за длительный период времени, не менее 20 лет.

**2.2.2.2** Экстремальные значения средних скоростей ветра определяются по данным многолетних наблюдений как наиболее вероятные величины за 100 лет, однако они не должны приниматься менее 25,8 м/с.

**2.2.2.3** Связь между максимальной  $W_{max}$  и средней  $\bar{w}$  скоростями задается с помощью коэффициента порывистости  $G$ :

$$W_{max} = G\bar{w}; G = 1 + \gamma\vartheta_w, \quad (2.2.2.3)$$

где  $\gamma$  – численный коэффициент (см. [табл.2.2.2.3](#));  
 $\sigma_w$  – стандартное отклонение скоростей ветра;  
 $\vartheta_w$  – коэффициент изменчивости скорости ветра (см. [2.2.2.4](#))

$$\vartheta_w = \sigma_w / \bar{w}.$$

Таблица 2.2.2.3

Интервал осреднения скорости 10 мин	Продолжительность максимального порыва $n$ , с						
	1	3	6	12	18	36	90
$\gamma$	2,94	2,58	2,52	2,10	1,90	1,55	1,00

Максимальная скорость определяется при осреднении за  $n$  секунд. Рекомендуется  $n = 3$  с.

**2.2.2.4** При описании порывистости ветра рекомендуется использовать спектр продольных пульсаций Давенпорта:

$$S(f) = \frac{4K_{hr}\bar{w}_{10}^2 n^2}{f(1+n^2)^{4/3}}, \quad (2.2.2.4-1)$$

где  $n = 1200f/\bar{w}_{10}$   
 $f$  – частота, Гц;  
 $\bar{w}_{10}$  – средняя скорость ветра при часовом осреднении, м/с; переходные коэффициенты между различными интервалами осреднения следует определять по графику на [рис. 2.2.2.4](#);  
 $K_{hr}$  – коэффициент лобового сопротивления подстилающей поверхности, см. [табл. 2.2.2.4-1](#).

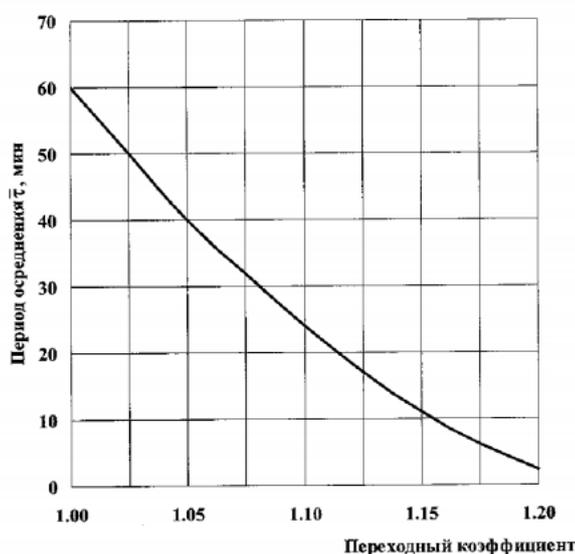


Рис. 2.2.2.4

График переходных коэффициентов  $v_{\tau}/v_{60}$

Таблица 2.2.2.4-1

$\bar{w}_{10}$ , м/с	15	20	25	30
$K_{hr} \cdot 10^3$	2,0	2,5	3,0	3,5

Профиль скоростей ветра по высоте с учетом времени осреднения определяется по формуле

$$\bar{w} = \bar{w}_{10} [1 + \ln(z/10)^{1/7} (10/t)^{1/20}], \quad (2.2.2.4-2)$$

где  $t$  – время осреднения, мин,

и по [табл. 2.2.2.4-2](#).

Таблица 2.2.2.4-2

Время	3 с	5 с	15 с	1 мин	10 мин	60 мин
$z$ , м						
1,0	0,936	0,910	0,856	0,786	0,671	0,581

Время z, м	3 с	5 с	15 с	1 мин	10 мин	60 мин
5,0	1,166	1,140	1,085	1,016	0,901	0,811
10,0	1,265	1,239	1,184	1,115	1,000	0,910
20,0	1,364	1,338	1,283	1,214	1,099	1,009
30,0	1,422	1,396	1,341	1,272	1,157	1,067
40,0	1,463	1,437	1,382	1,313	1,198	1,108
50,0	1,495	1,469	1,414	1,345	1,230	1,140
100,0	1,594	1,568	1,513	1,444	1,329	1,239

**2.2.2.5** Закон изменения эталонных скоростей ветра по высоте:  
для открытых участков моря —

$$\bar{w}_z = \bar{w}_{10}[1 + \ln(z/10)^{1/7}]; \quad (2.2.2.5-1)$$

для прибрежных зон —

$$\bar{w}_z = \bar{w}_{10}[1 + \ln(z/10)^{1/5}], \quad (2.2.2.5-2)$$

где  $z$  — высота над уровнем моря, м,  $10 \leq z \leq 100$  м.

### 2.2.3 Волнение.

**2.2.3.1** В качестве параметров, характеризующих свойства волнения, принимаются: высота волны 3 %-ной обеспеченности, индивидуальная высота волны повторяемости раз в 100 лет, средний период волнения, средняя частота волны, спектральная плотность волнения, средняя длина волны, совместная повторяемость высот и периодов волн.

**2.2.3.2** Совместная повторяемость высот и периодов волн определяется по данным специализированных организаций для данного района эксплуатации.

**2.2.3.3** В условиях мелководья следует использовать соотношения между средним периодом, средней длиной волны и средней частотой:

$$\bar{\omega}^2 = \bar{K}gth\bar{K}H; \quad (2.2.3.3-1)$$

$$\tau = 2\pi/\bar{\omega}, \quad (2.2.3.3-2)$$

где  $\bar{K}$  — волновое число,  $\bar{K} = 2\pi/\bar{\lambda}$ ;  
 $\bar{\lambda}$  — средняя длина волны, м;  
 $H$  — глубина акватории, м.

**2.2.3.4** Экстремальные значения высот волн определяются как наиболее вероятные величины за 100 лет ( $\tilde{h}_{100}$ ). При отсутствии информации об их величинах  $\tilde{h}_{100}$  могут быть определены по формуле

$$\tilde{h}_{100} = 0,38\sigma_{h_3} \ln n, \quad (2.2.3.4)$$

где  $\sigma_{h_3} = \sqrt{\sum_i p_i h_{3i}^2}$ ;  
 $p_i$  — повторяемость волнового режима, характеризуемого  $h_{3i}$ , (значение столбца  $\sum_n$  таблицы совместной повторяемости высот и периодов волн);  
 $n = T/\bar{\tau}$ ;

$T$  – принятый во внимание период времени ( $T = 100$  лет);  
 $\bar{\tau}$  – средний период волнения за этот период,

$$\bar{\tau} = \sum_j p_j \tau_j,$$

$p_j$  – значение столбца  $\sum_{\tau}$  таблицы совместной повторяемости высот и периодов волн.

**2.2.3.5** При оценках экстремальных величин могут использоваться две концепции: основанная на долговременных распределениях; «наиболее тяжелого режима».

Замкнутая система оценок предполагает следующую взаимосвязь волновых характеристик для этих концепций:

$$h_{100} = 1,94(h_3)_{max}; \quad (2.2.3.5-1)$$

$$(h_3)_{100} = 2,94(h_3)_{max} - 18,8, \quad (2.2.3.5-2)$$

где  $(h_3)_{max}$  – высота волны, м, 3 %-ной обеспеченности стационарного режима, на котором наиболее вероятно реализуется экстремальная величина заданной обеспеченности;  
 $(h_3)_{100}$  – высота волны, м, 3 %-ной обеспеченности с повторяемостью один раз в 100 лет.

**2.2.3.6** В качестве расчетного спектра волнения рекомендуется принимать спектр JONSWAP

$$S_j(\omega) = S_{PM} \gamma \exp[-(\omega - \omega_m)^2 / 2\sigma^2 \omega_m^2], \quad (2.2.3.6-1)$$

где  $S_{PM}$  – спектр Пирсона-Московица, определяемый по формуле

$$S_{PM} = 10^{-2} h_3^2 \bar{\tau} (\omega / \bar{\omega})^{-5} \exp[-0,44(\omega / \bar{\omega})^{-4}]; \quad (2.2.3.6-2)$$

$\bar{\omega} = 2\pi / \bar{\tau}$  – средняя частота волны;  
 $\omega_m$  – частота максимума спектра;  
 $\gamma$  – отношение максимумов  $S_j$  и  $S_{PM}$ ; среднее значение  $\gamma = 3,3$ ;  
 $\sigma = \sigma_a = 0,07 = \sigma_r = 0,07$  для  $\omega < \omega_m$ ;  
 $\sigma = \sigma_b = 0,07 = \sigma_r = 0,07$  для  $\omega > \omega_m$ .

## 2.2.4 Течение.

**2.2.4.1** При рассмотрении параметров течения в заданном районе следует учитывать такие факторы как его природа (приливное и ветровое), распределение на глубине, постоянство во времени.

При отсутствии сведений о профиле течения в рассматриваемом районе эксплуатации рекомендуется использовать среднестатистические данные, характеризующиеся выражением

$$v_c = v_{c1} [(H_0 - z) / H_0]^{1/7} + v_{c2} [(H_0 - z) / H_0], \quad (2.2.4.1)$$

где  $v_c$  – общая скорость течения на расстоянии  $z$  от поверхности;  
 $v_{c1}$  – скорость приливного течения на уровне спокойной воды  $H_0$ ;  
 $v_{c2}$  – скорость ветрового течения на уровне  $H_0$ .

**2.2.4.2** При рассмотрении влияния течения на параметры внешних нагрузок на МСП/ПБУ следует учитывать явление взаимодействия течений с волнами. В поле нерегулярных волн это приводит к модификации волнового спектра

$$S_{v_c}(\omega) = \frac{4S_0(\omega)}{[1+(1+4v_c\omega/g)^{1/2}][(1+4v_c\omega/g)^{1/2}+(1+4v_c\omega/g)]}, \quad (2.2.4.2)$$

где  $S_0(\omega)$  – спектр поверхностного волнения;  
 $v_c > 0$  – совпадение направлений волн и течения;  
 $v_c < 0$  – противоположные направления волн и течения.

## **2.2.5 Лед.**

**2.2.5.1** качестве параметров, характеризующих физико-механические свойства ровного льда, наслоенного льда и консолидированной части тороса, рассматриваются: плотность, соленость, пределы прочности льда на сжатие, изгиб, растяжение, модуль упругости, вязкость разрушения, фрикционные свойства льда и сооружения.

**2.2.5.2** В качестве параметров, характеризующих физико-механические свойства кия тороса, рассматриваются: сцепление кия тороса, угол внутреннего трения, коэффициент пустотелости кия.

**2.2.5.3** В качестве параметров, характеризующих физико-механические свойства айсбергов, рассматриваются: плотность айсберга и предел прочности льда на сжатие.

**2.2.5.4** В качестве параметров, характеризующих геометрические свойства льдов, рассматриваются: толщина ровного льда, толщина наслоенного льда, толщина консолидированной части тороса, высота паруса тороса, осадка кия тороса, ширина кия тороса (перпендикулярно его фронту), площадь ледяного поля, сплоченность льдов.

**2.2.5.5** В качестве параметров, характеризующих геометрические свойства айсбергов, рассматриваются: форма и линейные размеры айсберга с учетом их изменения в зависимости от вертикальной отметки.

**2.2.5.6** Для айсбергов, вмержших в окружающий лед, указываются толщина и размеры ледяного поля.

**2.2.5.7** Скорости дрейфа льдов также являются исходной информацией для оценок ледовых сил при взаимодействии ледовых образований с платформой.

**2.2.5.8** Физико-механические и геометрические параметры льдов, а также скорость дрейфа являются случайными величинами. Для использования случайных величин в последующих процедурах расчета целесообразно применять вероятностный подход (например, метод Монте-Карло), который учитывает законы распределения всех случайных параметров применительно к конкретному району моря. Допустимо также использование в последующих расчетах статистически обоснованных комбинаций, определяющих наиболее опасные сочетания ледовых параметров. Сочетание значений случайных параметров должно иметь повторяемость 1 раз в 100 лет, а методика его формирования должна быть согласована с Регистром.

## **2.2.6 Грунт.**

**2.2.6.1** Для района установки СПБУ/МСП необходимо располагать инженерно-геологическим разрезом основания с указанием мощности пластов по глубине и информацией по нормативным и расчетным значениям физико-механических свойств основания.

**2.2.6.2** В перечень характеристик грунта включаются: вид грунта (песок, глина, ил и др.), вес грунта в воде, модуль деформации (статической и динамической), коэффициент Пуассона, величина сцепления, угол внутреннего трения грунта,  $C_I$  — недренированное сопротивление сдвигу, коэффициент консолидации, коэффициент пористости, степень влажности, проницаемость грунта, показатель текучести.

### 2.2.7 Сейсмическая обстановка.

**2.2.7.1** Основной информацией по землетрясениям в сейсмически активном районе является интенсивность сейсмического воздействия, имеющая период повторяемости в рассматриваемом районе за длительный промежуток времени — не менее 100 лет (проектное землетрясение).

Экстремальные значения интенсивности сейсмического воздействия определяются по данным многолетних наблюдений и экстраполируются как наиболее вероятные за 500 лет (максимальное расчетное землетрясение).

**2.2.7.2** Для оценки балльности землетрясения рекомендуется использовать российскую шкалу, основанную на максимальных ускорениях (см. [табл. 2.2.7.2](#)).

Сейсмические воздействия должны учитываться, если расчетная сейсмическая интенсивность в районе эксплуатации СПБУ/МСП равна 6,5 и более баллов.

Таблица 2.2.7.2

Интенсивность, баллы, $J_{initial}$	Интервалы ускорений грунта, см/с <sup>2</sup> , при периоде 0,1 с и более	Интервалы скоростей колебаний грунта, см/с	Интервалы смещений центра тяжести маятника сейсмометра, мм
6	30 — 60	3,0 — 6,0	1,5 — 3,0
7	61 — 120	6,1 — 12,0	3,1 — 6,0
8	121 — 240	12,1 — 24,0	6,1 — 12,0
9	241 — 480	24,1 — 48,0	12,1 — 24,0

**2.2.7.3** Связь расчетной сейсмичности  $J_{100}^{designed}$  ( $J_{500}^{designed}$ ) со свойствами местных грунтов определяется по [табл. 2.2.7.3](#).

Таблица 2.2.7.3

Категория грунта по сейсмическим свойствам	Грунты	Расчетная сейсмичность $J_{100}^{designed}$ ( $J_{500}^{designed}$ ) при исходной сейсмичности района эксплуатации $J_{100}^{designed}$ ( $J_{500}^{designed}$ ), баллы			
		6	7	8	9
I	Скальные грунты всех видов неветренелые и слабоветренелые (в том числе многолетнемерзлые в мерзлом и талом состоянии); крупнообломочные грунты плотные из магматических пород, содержащие до 20 % песчано-глинистого заполнителя; скорость распространения поперечных волн $V_s \geq 700$ м/с; соотношение скоростей продольных и поперечных волн $V_p/V_s = 1,7 - 2,2$	—	6	7	8
II	Скальные грунты, кроме отнесенных к I категории; крупнообломочные грунты, за исключением отнесенных к I категории; пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $J_L \leq 0,5$ при коэффициенте пористости $e < 0,9$ — для глин и суглинков и $e < 0,7$ — для супесей; многолетнемерзлые нескальные грунты пластичномерзлые или сыпучемерзлые; $V_s = 250 \div 700$ м/с, $V_p/V_s = 2,2 - 3,5$	6	7	8	9

Категория грунта по сейсмическим свойствам	Грунты	Расчетная сейсмичность $J_{100}^{designated}$ ( $J_{500}^{designated}$ ) при исходной сейсмичности района эксплуатации $J_{100}^{designated}$ ( $J_{500}^{designated}$ ), баллы			
		6	7	8	9
III	Пески рыхлые независимо от крупности; пески гравелистые, крупные и средней крупности плотные и средней плотности; пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности; пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $J_L > 0,5$ при коэффициенте пористости $e > 0,9$ — для глин и суглинков и $e > 0,7$ — для супесей; многолетнемерзлые и скальные грунты при возможности их оттаивания; илистые грунты; $V_s \leq 250$ м/с, $V_p/V_s \geq 3,5$ — для водонасыщенных грунтов	7	8	9	>9

**2.2.7.4** Оценки сейсмической активности следует согласовывать с существующими российскими картами сейсмического районирования.

**2.2.8 Температура окружающей среды.**

**2.2.8.1** Основной информацией о температуре окружающего воздуха являются сведения о самой низкой среднесуточной температуре для района предполагаемой эксплуатации платформы, полученной на основании метеорологических данных по крайней мере за 10 лет, если в настоящей части не оговорено иного.

**2.2.8.2** Минимальная расчетная температура для элементов платформ, находящихся во всех режимах эксплуатации под водой, принимается равной температуре воды  $-2$  °С.

## 2.3 РАСЧЕТНЫЕ РЕЖИМЫ И НАГРУЗКИ

### 2.3.1 Классификация нагрузок.

**2.3.1.1** По своей природе все нагрузки, действующие на конструкцию ПБУ/МСП, подразделяются на две категории:

вызываемые воздействием окружающей среды (волнения, ветра, течения, льда, сейсмоактивности, грунта, температуры и т.п.);

создаваемые весом ПБУ/МСП, а также работой механизмов, устройств, систем и другие, связанные с функционированием ПБУ/МСП.

Каждая из этих категорий может включать постоянные и переменные во времени нагрузки; последние по характеру реакции конструкции на внешние воздействия делятся на статические и динамические. По относительным размерам зоны своего влияния каждая из указанных категорий нагрузки подразделяется на глобальные (общие) и локальные (местные).

**2.3.1.2** Постоянными статическими являются нагрузки, не изменяющиеся по величине, положению или направлению при изменении внешних условий. Для конструкций, находящихся в состоянии покоя, вес собственно конструкции и всего постоянно закрепленного оборудования, а также силы поддержания, противодействия на подошву платформы (взвешивание), грунтовые нагрузки и вес грунта в объеме, зависящем от схемы взаимодействия платформы и основания, являются постоянными статическими нагрузками.

Переменными статическими являются нагрузки, изменяющиеся во времени, по величине и направлению. Однако скорость изменения этих нагрузок настолько мала, что она не оказывает динамического эффекта на конструкцию.

**2.3.1.3** Динамическими являются нагрузки, изменяющиеся по величине, положению и направлению достаточно быстро, чтобы вызвать динамический эффект в поведении конструкции. Динамические эффекты в конструкциях способны создавать порывы ветра, волнение, лед, сейсмика.

### 2.3.2 Режим выживания или экстремального нагружения.

**2.3.2.1** Нагрузки, которые должны рассматриваться в расчетах прочности конструкций ПБУ/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 ПБУ/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](#) и [3.3.2.4](#)).

Для ПБУ экстремальными переменными нагрузками считаются вероятные из возможных максимальных внешних нагрузок, воздействующих на ПБУ за весь период эксплуатации. За расчетные принимаются такие значения переменных нагрузок, вероятность превышения которых в долговременном распределении принимается равной  $10^{-8}$ .

Экстремальными ударными нагрузками на поперечный горизонтальный раскос ППБУ считаются нагрузки от его ударного взаимодействия с водой при плавании на встречном курсе относительно основной системы волн стационарного режима волнения с наибольшими  $h_{3\%}$  и  $T_{av}$  долговременном совместном распределении высот  $h_{3\%}$

и периодов  $T_{av}$  волн в районе эксплуатации, величина которых имеет обеспеченность  $10^{-4}$  на этом режиме волн.

**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 ПБУ/ 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. Для ПБУ допускается принимать такие нагрузки, обеспеченность которых в долговременном распределении равна  $10^{-6}$ .

### **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 ПБУ/МСП в транспортном состоянии. Проект перегона подлежит согласованию с Регистром.

**2.3.4.2** Нагрузки, которые должны рассматриваться в расчетах прочности ПБУ/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.

**2.3.4.4** В качестве расчетных значений ударных нагрузок на раскос ППБУ в режиме транспортировки принимаются их значения с обеспеченностью  $10^{-6}$  в стационарном режиме волнения с допустимыми для режима транспортировки  $h_{3\%}$  и  $T_{av}$  при данной  $h_{3\%}$  в долговременном распределении и плавании на встречном волнении, 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.**

Расчетная нагрузка на палубы должна отражать наиболее неблагоприятную комбинацию функциональных нагрузок, указанных в [2.3.1](#). В любом случае она не должна приниматься меньше величин, указанных в [табл. 2.3.6](#).

Таблица 2.3.6

Назначение помещения/палубы	Интенсивность давления $q$ , кПа
Жилые помещения, прогулочные палубы	4,5
Рабочие палубы	9,0
Складские помещения:	
общего назначения	7,85 $\rho h$ , но не менее 13,0
для цемента	9,81 $\rho h$ , но не менее 13,5
Примечание $h$ — высота укладки груза, м; $\rho$ — массовая плотность груза, т/м <sup>3</sup> .	

### 2.3.7 Нагрузка на водонепроницаемые переборки.

Для обшивки и набора водонепроницаемых переборок балластных отсеков, грузовых танков или топливных бункеров расчетный напор, кПа, жидкости определяется по формуле

$$p = 9,81\rho(h_0 + h_p), \quad (2.3.7)$$

где  $\rho$  — массовая плотность балласта, груза или топлива, т/м<sup>3</sup>;  
 $h_0$  — вертикальное расстояние от расчетной точки до верхней точки рассматриваемого отсека, м;  
 $h_p$  — высота воздушной трубы над верхней точкой отсека, м.

### 2.3.8 Ветровые нагрузки.

Ветровые нагрузки определяются по формуле

$$Q_w = 10^{-3} \rho_w (w_{10}^2 / 2) \sum_i S_i K_{1i} K_{2i}, \quad (2.3.8-1)$$

где  $Q_w$  — равнодействующая сил ветра, кН;  
 $\rho_w$  — массовая плотность воздуха, кг/м<sup>3</sup>;  
 $w_{10}$  — расчетная скорость ветра на высоте 10 м от уровня тихой воды при десятиминутном осреднении, м/с;  
 $S_i$  — площадь парусности  $i$ -го элемента, м<sup>2</sup>;  
 $K_{1i}$  — коэффициент, учитывающий изменение скорости ветра по высоте (см. [2.2.2.5](#));  
 $K_{2i}$  — коэффициент сопротивления формы  $i$ -го элемента (соответствуют табл. 2.4.2.3 части IV «Остойчивость» Правил ПБУ/МСП.

Поскольку некоторые элементы рассматриваемых конструкций могут располагаться на некотором расстоянии друг от друга («прозрачные» конструкции), необходимо учитывать следующее:

если несколько элементов установлены в плоскости, перпендикулярной направлению ветра, как в случае плоских ферм или колонн, следует учитывать коэффициент проницаемости  $\phi$ . В этом случае ветровая нагрузка определяется по формуле

$$Q_\phi = Q_w \phi, \quad (2.3.8-2)$$

где  $\phi$  — коэффициент проницаемости;

если две или более параллельные конструкции, образующие рамы, установлены друг за другом в направлении действия ветра, необходимо учитывать коэффициент экранирования. В этом случае ветровая нагрузка определяется по формуле

$$Q_{w_s} = Q_w \eta_s, \quad (2.3.8-3)$$

где  $\eta_s$  – коэффициент экранирования.

Коэффициент экранирования зависит от коэффициента проницаемости  $\phi$ , типа элемента и расстояния между конструкциями.

### 2.3.9 Гидродинамические нагрузки.

**2.3.9.1** Волновые нагрузки на платформу и ее элементы определяются на основании уравнения Морисона. Для элемента одиночной преграды вектор удельных волновых нагрузок  $\{Q\}$ , т/м, определяется по формуле

$$\{Q\} = \frac{\rho_v d C_{sr}}{2} \{ |v - \dot{y}|(v - \dot{y}) \} + \rho_v S \{ \dot{v} \} + \rho_v (C_{in} - 1)(v - \dot{y}), \quad (2.3.9.1)$$

где  $C_{sr}$  и  $C_{in}$  – коэффициенты скоростного и инерционного сопротивлений;  
 $\rho_v$  – массовая плотность воды, тс<sup>2</sup>/м<sup>4</sup>;  
 $S$  и  $d$  – площадь поперечного сечения, м<sup>2</sup>, и диаметр преграды на уровне  $z$  от поверхности воды, м;  
 $v$  и  $\dot{v}$  – орбитальная скорость, м/с, и ускорение частиц воды, м/с<sup>2</sup>;  
 $\dot{y}$  и  $\ddot{y}$  – скорость и ускорение элементов конструкции.

**2.3.9.2** При больших диаметрах преграды  $d$  необходимо учитывать дифракционные эффекты. В [табл. 2.3.9.2](#) представлены рекомендуемые значения дифракционного коэффициента  $K_v$ ; при этом инерционная составляющая прямо пропорциональна  $K_v$ , а скоростная пропорциональна  $K_v^2$ .

Таблица 2.3.9.2

Относительный размер преграды $d/\lambda$	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40
$K_v$	1,00	0,97	0,93	0,86	0,79	0,70	0,52

### 2.3.10 Нагрузки от течения.

Возможность совместного воздействия волнения и течения следует учитывать в соответствии с указаниями [3.1.5.2](#).

Нагрузки от воздействия течения на ПБУ/ МСП определяются в соответствии с указаниями [3.1.5.1](#) и [3.3.2.2](#).

### 2.3.11 Комбинация внешних нагрузок.

**2.3.11.1** При расчете прочности конструкции ПБУ/МСП в рассматриваемых расчетных режимах и оценке устойчивости ПБУ/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.

Должны быть учтены ударные нагрузки на ПБУ/МСП, возникающие во время швартовки судов обеспечения, а также требования 3.8 части II «Корпус» Правил классификации.

### 2.3.13 Нагрузки при буксировочных операциях.

Нагрузки на отдельные конструкции, возникающие при буксировочных операциях ПБУ/ МСП, определяются двумя составляющими:

постоянной, зависящей от скоростей движения установки относительно воды и ветра;

переменной, зависящей от волнения и относительных перемещений буксира и установки, обусловленных качкой на волнении.

При буксировке крупногабаритных элементов ПБУ/МСП необходимо учитывать собственный момент инерции элемента.

## 2.4 КРИТЕРИИ ПРОЧНОСТИ

### 2.4.1 Общие требования.

**2.4.1.1** Конструкция ПБУ/МСП должна быть спроектирована так, чтобы в течение ее срока службы выполнялось следующее общее требование безопасности:

$$\Phi \leq R\eta, \quad (2.4.1.1)$$

- где  $\Phi$  – расчетное значение обобщенного силового воздействия (например, расчетные внутренние усилия, нормальные, касательные или эквивалентные напряжения, расчетные деформации, перемещения, расчетное давление на пластину и т.п.), по которому производится оценка предельного состояния;
- $R$  – расчетное значение обобщенной несущей способности (расчетное сопротивление конструкции), устанавливаемое нормативными документами; это, как правило, расчетный предел текучести материала или предельное давление на элементы, ширина раскрытия трещин в бетоне и т.п.;
- $\eta$  – коэффициент безопасности, который связан со степенью ответственности того или иного элемента конструкции за прочность и надежность сооружения.

**2.4.1.2** При выполнении требования [2.4.1.1](#) практически должны быть исключены следующие виды опасного состояния:

- чрезмерные деформации материала;
- потеря устойчивости формы;
- распространение усталостных трещин;
- хрупкие разрушения.

Соответственно должны выдерживаться критерии предельной прочности, устойчивости и усталостной прочности.

**2.4.1.3** Чтобы предотвратить возможность хрупкого разрушения конструкций, материал конструкции, конструктивное оформление узлов и сварка должны удовлетворять требованиям [1.4](#) и [1.5](#).

### 2.4.2 Критерий предельной прочности.

**2.4.2.1** Критерий предельной прочности устанавливает требования, направленные на исключение возможности появления опасного состояния, связанного с развитием пластических деформаций и разрушением конструкции ПБУ/МСП в целом, отдельной корпусной конструкции или конструктивного элемента при разовом действии возможных в условиях эксплуатации наиболее неблагоприятных сочетаний нагрузок.

**2.4.2.2** Критерий предельной прочности для режима выживания (экстремального воздействия) определяется выражением

$$\sigma_d \leq \eta_1 R_d, \quad (2.4.2.2)$$

- где  $\sigma_d$  – расчетные напряжения в конструкции при действии наиболее неблагоприятных сочетаний нагрузок, МПа;
- $\eta_1$  – коэффициент безопасности (см. [2.4.2.5](#));
- $R_d$  – расчетный предел текучести материала согласно [1.5.1.5](#), МПа.

**2.4.2.3** Расчетные напряжения  $\sigma_d$  в конструктивных элементах в режиме выживания или экстремального нагружения определяются следующим образом:

**.1** при определении напряжений в расчетных сечениях балок набора и по середине поля пластины

$$\sigma_d = \sigma_e, \quad (2.4.2.3.1)$$

$$\text{где } \sigma_e = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau^2};$$

$\sigma_x, \sigma_y$  и  $\tau$  – компоненты напряжений в конструкции в рассматриваемой точке, каждый из которых учитывает совместное действие глобальных и локальных нагрузок;

**.2** при определении напряжений на опорном контуре пластины

$$\sigma_d = \sigma_{pl}, \quad (2.4.2.3.2)$$

где  $\sigma_{pl}$  – максимальные изгибные напряжения, определенные на опорном контуре, при действии локальных нагрузок.

**2.4.2.4** Критерий предельной прочности для режимов рабочего и транспортировки определяется следующими выражениями:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &\leq \eta_1 R_d, \\ \sigma_y &\leq \eta_1 R_d, \\ \tau &\leq 0,57\eta_1 R_d; \end{aligned} \right\} \quad (2.4.2.4-1)$$

$$\sigma_{pl} \leq \eta_1 R_d, \quad (2.4.2.4-2)$$

где  $\sigma_x, \sigma_y$  и  $\tau$  – компоненты напряжений в конструкции в рассматриваемой точке, каждый из которых учитывает совместное действие глобальных и локальных нагрузок, МПа;  
 $\sigma_{pl}$  – максимальные изгибные напряжения в пластине, определенные на опорном контуре, при действии локальных нагрузок, МПа;  
 $\eta_1$  – коэффициент безопасности (см [2.4.2.5](#));  
 $R_d$  – расчетный предел текучести материала согласно [1.5.1.5](#), МПа.

**2.4.2.5** Коэффициенты безопасности  $\eta_1$  по критерию предельной прочности должны быть не более значений, приведенных в [табл. 2.4.2.5](#).

Таблица 2.4.2.5

Расчетные режимы	Тип установки (платформы)	Критерий прочности	Конструктивные элементы		
			специальные	основные	второстепенные
Выживание или экстремальное нагружение	ПБУ	<a href="#">(2.4.2.3.1)</a>	0,8	0,84	0,86
	ПБУНС/МСП	<a href="#">(2.4.2.3.1)</a>	0,75	0,8	0,83
	ПБУ	<a href="#">(2.4.2.3.2)</a>	1,3	1,4	1,5
	ПБУНС/МСП	<a href="#">(2.4.2.3.2)</a>	1,25	1,35	1,45
Рабочий и транспортировка	ПБУ/МСП	<a href="#">(2.4.2.4-1)</a>	0,63	0,68	0,80
	ПБУ/МСП	<a href="#">(2.4.2.4-2)</a>	1,02	1,14	1,25

**2.4.2.6** Дополнительные критерии предельной прочности, относящиеся к конкретному типу ПБУ/МСП, а также необходимые пояснения к критериям в формулах (2.4.2.3.1), (2.4.2.3.2), (2.4.2.4.-1) и (2.4.2.4.-2) содержатся в соответствующих пунктах [разд. 3](#).

**2.4.3 Критерий устойчивости.**

**2.4.3.1** Критерий устойчивости регламентирует требования к параметрам элементов конструкции ПБУ/МСП, обеспечивающим устойчивое состояние заданной формы. Опасными считаются критические напряжения, соответствующие переходу конструкции из одной формы равновесия в другую.

**2.4.3.2** Критерий устойчивости определяется выражением

$$\sigma_x \leq \eta_2 \sigma_{cr} \quad (2.4.3.2)$$

где  $\sigma_x$  – расчетные напряжения в конструктивном элементе для заданного расчетного режима, МПа;  
 $\sigma_{cr}$  – критические напряжения, МПа;  
 $\eta_2$  – коэффициент безопасности.

**2.4.3.3** В расчетах устойчивости сжатых и изогнутых цилиндрических оболочек должно приниматься во внимание влияние геометрических несовершенств формы.

**2.4.3.4** Гибкость изолированных сжатых элементов  $\lambda$  должна удовлетворять условию

$$\lambda = l_e / \rho \leq \lambda_{max} \quad (2.4.3.4)$$

где  $l_e$  – эффективная длина стержня, мм;  
 $\rho$  – минимальный радиус инерции площади поперечного сечения, мм;  
 $\lambda_{max}$  – максимальная допускаемая гибкость согласно [табл. 2.4.3.4](#).

Таблица 2.4.3.4

Нормативный предел текучести материала $R_{eH}$ , МПа	Максимальная допускаемая гибкость $\lambda_{max}$
240	165
315	155
355	150
390	150
420	150
460	140
500	130

**2.4.3.5** Коэффициент безопасности при проверке устойчивости изолированных сжатых элементов  $\eta_{20}$  должен быть не более

$$\eta_{20} = 0,67, \text{ если } \lambda \geq \lambda_0; \quad (2.4.3.5)$$

$$\eta_{20} = 0,84(1 - 0,2\lambda/\lambda_0), \text{ если } \lambda < \lambda_0;$$

где  $\lambda_0 = \sqrt{2\pi^2 E / R_{eH}}$ ;  
 $E$  – модуль нормальной упругости материала, МПа;  
 $R_{eH}$  – модуль нормальной упругости материала, МПа.

**2.4.3.6** Коэффициент безопасности  $\eta_2$  стержней, подверженных совместному осевому сжатию и изгибу, должен удовлетворять следующему условию:

$$\eta_2/\eta_{20} + \sigma_{xbend}/[\sigma] \leq 1, \quad (2.4.3.6)$$

где  $\eta_{20}$  – коэффициент безопасности согласно [2.4.3.5](#);  
 $\sigma_{xbend}$  – действующее напряжение, вызванное изгибом, МПа;  
 $[\sigma]$  – допускаемые напряжения, МПа, (согласно [2.4.2](#), т. е.  $[\sigma] = \eta_1 R_d$ ).

**2.4.3.7** Коэффициент безопасности для плоских конструкций, загруженных по кромкам системой усилий, которые могут вызвать потерю устойчивости, должен определяться по формуле

$$\eta_2 = \sqrt{\sum_{i=1}^n (\sigma_i/\sigma_{i,cr})^2}, \quad (2.4.3.7)$$

где  $n$  – число простых форм напряжений, с помощью которых может быть представлено действительное напряженное состояние; примерами таких форм являются: сжатие в направлениях  $x$ ,  $y$ ; средние касательные напряжения;  
 $\sigma_i$  – действующие напряжения  $i$ -й формы;  
 $\sigma_{i,cr}$  – критические напряжения, соответствующие  $i$ -й форме напряжений, МПа.

Коэффициент безопасности  $\eta_2$  должен приниматься равным:

$\eta_2 = 0,8$  — для режимов выживания или экстремального нагружения;

$\eta_2 = 0,6$  — для всех остальных режимов.

**2.4.3.8** В расчетах устойчивости неподкрепленных (безнаборных) трубчатых элементов взаимосвязь общей и местной потери устойчивости может не учитываться: для элементов, подверженных изгибу и сжатию, при

$$D/t \leq 0,1E/R_{eH}; \quad (2.4.3.8-1)$$

для элементов, подверженных изгибу, сжатию и действию избыточного наружного давления, при

$$D/t \leq \sqrt{0,45E/R_{eH}}, \quad (2.4.3.8-2)$$

где  $D$  и  $t$  – соответственно средний диаметр и толщина, мм, стенки трубчатого элемента;  
 $E$  – см. [2.4.3.5](#);  
 $R_{eH}$  – см. [1.5.1.5](#).

Если приведенные неравенства не выполняются, то в расчетах устойчивости трубчатого элемента следует учитывать взаимовлияние местной и общей потери устойчивости. Применяемые методы расчета должны быть согласованы с Регистром.

**2.4.3.9** Регистром может быть рассмотрен вопрос о возможности допущения потери устойчивости пластин горизонтальных настилов в отношении основных и второстепенных конструктивных элементов. В этом случае методы расчета и допускаемые напряжения должны быть обоснованы и согласованы с Регистром.

#### **2.4.4 Критерий усталостной прочности.**

**2.4.4.1** Критерий усталостной прочности определяет требования, направленные на предотвращение появления в процессе эксплуатации опасных по возможным последствиям усталостных повреждений, обусловленных нестационарным изменением во времени эксплуатационных нагрузок различной интенсивности.

**2.4.4.2** Расчет усталостной прочности выполняется для критических узлов, перечень которых согласовывается проектантом с Регистром.

**2.4.4.3** Проектирование конструкций платформ допустимо вести по критерию «безопасного повреждения», согласно которому реализация усталостного критерия ориентирована на стадию образования макротрещин, а не их развития. Критерий инициирования трещины базируется на гипотезе линейного суммирования повреждений

$$\sum_{i=1}^{i=K} n_i/N_i \leq \eta, \quad (2.4.4.3)$$

где  $n_i$  – число циклов напряжений при  $i$ -м уровне нагружения;  
 $N_i$  – число циклов до появления трещины при  $i$ -м уровне нагружения;  
 $K$  – число рассматриваемых уровней нагружения;  
 $\eta$  – предельно допустимый уровень относительной повреждаемости.

**2.4.4.4** Предельно допустимый уровень относительной повреждаемости  $\eta$  зависит от класса конструктивного элемента (см. 1.4), категории узла в пределах класса ответственности, степени доступа для инспекции и ремонта. Категория узла устанавливается проектантом.

**2.4.4.5** Параметр  $\eta$  представляет собой произведение

$$\eta = \beta_1 \beta_2;$$

где значения  $\beta_1$  и  $\beta_2$  приведены в табл. 2.4.4.5-1 и 2.4.4.5-2.

Таблица 2.4.4.5-1

Коэффициент  $\beta_1$

Класс конструктивного элемента	Категория рассматриваемого узла	
	I	II
Специальный	0,8	0,6
Основной	0,9	0,8
Второстепенный	1,0	1,0

Таблица 2.4.4.5-2

Коэффициент  $\beta_2$

Доступ при проверке и ремонте		
Нет доступа	Плохой доступ	Хороший доступ
0,5	0,75	1,0

**2.4.4.6** Источником циклических нагрузок являются волны, ветер, течение, лед, сейсмика, вибрация механизмов. Исходными данными для каждого вида циклических нагрузок является повторяемость внешних условий (см. 2.2.1 — 2.2.6).

**2.4.4.7** Уровень долговечности рекомендуется определять по формуле для СПБУ —

$$T_d = N_y \sigma_y^m / \sum_i \sum_j \sum_k \frac{p_{ijk} \Gamma(1+m/K_{ijk})(1+\beta_{ijk}) a_{ijk}^m}{T_{e_{ijk}}}, \quad (2.4.4.7-1)$$

где  $N_y, \sigma_y, m$  – параметры кривой усталости;

$\sigma_y$	–	предел усталости на базе $N_y$ cycles;
$m$	–	тангенс угла наклона кривой усталости в осях $\lg\sigma - \lg N$ .
$T_{eijk}$	–	эффективный период процесса волновых напряжений на $ijk$ -ом стационарном режиме, характеризуемом $i$ -й высотой волны 3 %-ной обеспеченности, $j$ -м средним периодом волнения, $k$ -м курсовым углом к волне;
$p_{ijk}$	–	повторяемость $ijk$ -ого стационарного режима;
$K_{ijk}$ и $a_{vijk}$	–	параметры формы и масштаба, соответственно, распределения напряжений (см. <a href="#">3.1.4.9</a> );
$\beta_{ijk} = a_{wijk}/a_{vijk}$		(см. <a href="#">3.1.3.6</a> , <a href="#">3.1.4.9</a> );
$\Gamma(\cdot)$	–	гамма-функция.

В дополнение к формуле ([2.4.4.7-1](#)) суммарную усталостную повреждаемость  $D_\Sigma$  от волнения и ветра для конструкций СПБУ допустимо определять согласно зависимости

$$D_\Sigma = D_{wave} + D_{wind} + D_{vortex},$$

где  $D_{wave}, D_{wind}, D_{vortex}$  – соответственно усталостные повреждаемости от волнения, пульсационной составляющей ветровой нагрузки и вихревой составляющей ветровой нагрузки;

для ППБУ —

$$T_d = N_y \sigma_y^m / \sum_i \sum_j \sum_k \frac{p_{ijk} 2^{m/2} \Gamma(1+m/2) \sigma_{vijk}^m}{T_{eijk}}, \quad (2.4.4.7-2)$$

где  $\sigma_{vijk}$  – стандартное отклонение процесса напряжений на  $ijk$ -м стационарном режиме волнения.

Усталостную долговечность ПБУНС/МСП при волновых, сейсмических и переменных ледовых нагрузках, рекомендуется определять на базе аналитической зависимости

$$T_d = N_y \sigma_y^m / \sum_i \frac{p_i \Gamma(1+m/K_i) a_i^m}{T_{e_i} \sigma_y^m}, \quad (2.4.4.7-3)$$

где  $T_{e_i}$  – эффективный период  $i$ -го процесса;  
 $a_i$  и  $K_i$  – параметр масштаба и формы  $i$ -го процесса (см. [3.3.2.1.4](#), [3.3.2.4.4](#), [3.3.2.3.3](#), [3.3.2.3.5](#));  
 $N_y, \sigma_y, m$  – параметры кривой усталости;  $\sigma_y$  — предел усталости на базе  $N_y$  циклов;  
 $m$  – тангенс угла наклона кривой усталости в координатах  $\lg\sigma - \lg N$ .

**2.4.4.8** Для предварительных оценок опасности возникновения усталостных повреждений и определения основных размеров связей корпусных конструкций в качестве кривых усталости рекомендуется использовать модифицированные кривые усталости Регистра (см. [рис. 2.4.4.8-1](#) и [2.4.4.8-2](#)) в соответствии с принятой международной классификацией конструктивных типов узлов и соединений (классы В, С, D, E, F, F<sub>2</sub>, G, W и Т).

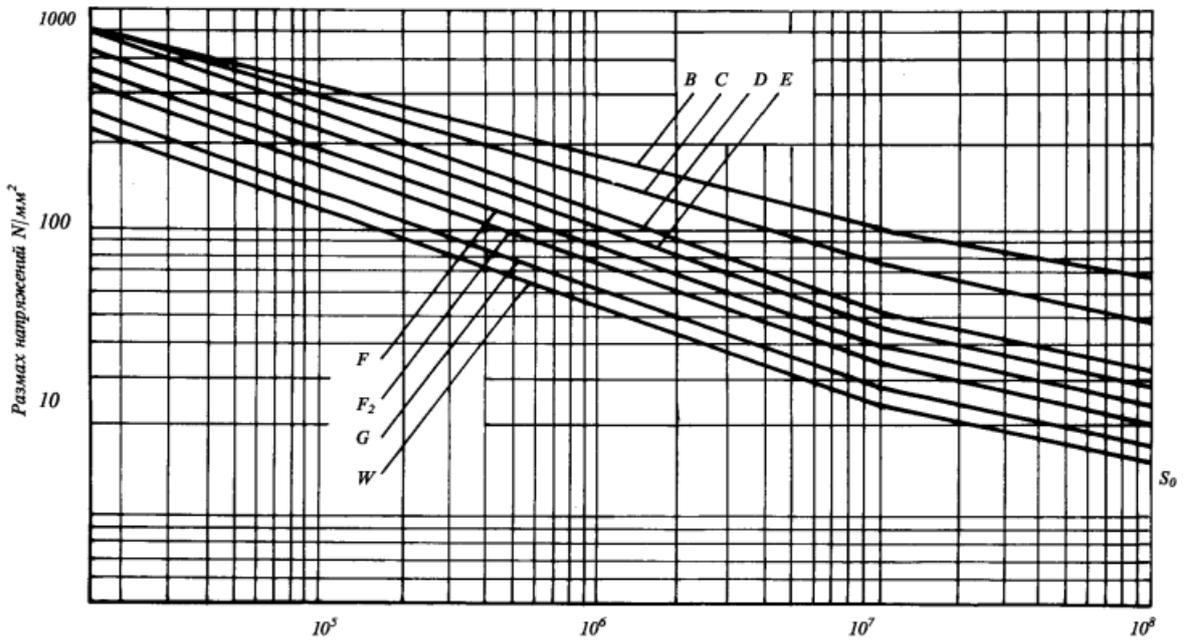


Рис. 2.4.4.8-1  
Кривые усталости

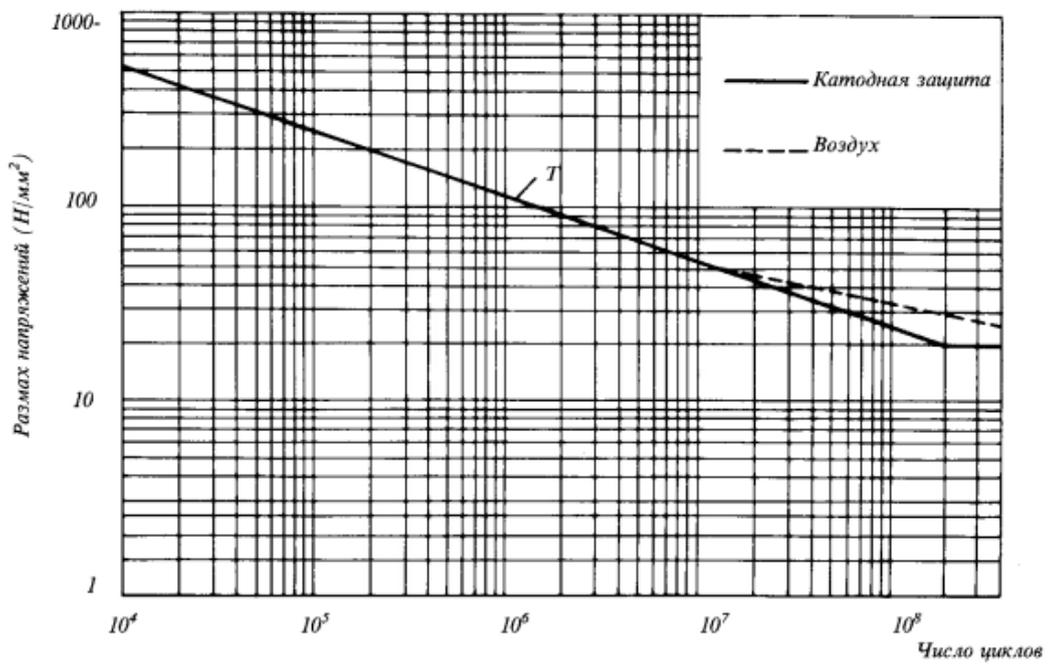


Рис. 2.4.4.8-2  
Кривые S-N для трубчатых соединений

**2.4.4.9** Кривые усталости относятся к толщинам материала 22 мм для плоских конструкций и 32 мм для трубчатых. Предел усталости для толщин элементов, отличных от базовых, определяется по формуле

$$\sigma_y^+ = \sigma_y(t_B/t)^{1/4}, \quad (2.4.4.9)$$

где  $t_B$  – базовая толщина;  
 $t$  – истинная толщина.

**2.4.4.10** При расчете для основного металла расчетный размах напряжений в кривых усталости на [рис. 2.4.4.8-1](#) и [2.4.4.8-2](#) может быть уменьшен в зависимости от знака средних напряжений. Редукционный коэффициент  $\mu$ , на который должен быть уменьшен размах напряжений, изображен на [рис. 2.4.4.10](#).

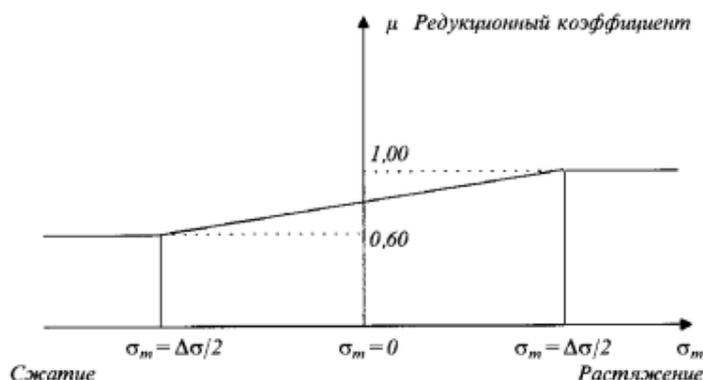


Рис. 2.4.4.10  
Размах напряжений, используемых для кривых  $S - N$ .  
Основной металл

**2.4.4.11** Уровень долговечности  $T_{ser}$  сооружения определяется заказчиком. Уровень расчетной долговечности  $T_d$  конструкций должен составлять  $T_d \geq 1,1T_{ser}$ .

**2.4.4.12** При получении результатов оценок долговечности, выполненных в соответствии с [2.4.4.8 — 2.4.4.10](#), свидетельствующих о возможности возникновения преждевременных усталостных разрушений в сварных соединениях используемых типов конструкций, необходимо проведение более детальных расчетов усталостной прочности сварных соединений по одобренной Регистром методике, учитывающей основные конструктивные и технологические факторы и определяющие работоспособность сварных соединений при усталости. Необходимо также осуществлять выбор конструктивного оформления сварных соединений и узлов корпуса, обеспечивающих требуемую расчетную долговечность, учитывающую применение специальных технологических методов повышения усталостной прочности соединений в соответствии с 2.8.7 части XIII «Сварка» Правил ПБУ/МСП.

## 2.5 ПОЛОЖЕНИЯ ПО РАСЧЕТАМ ПРОЧНОСТИ

### 2.5.1 Общие требования.

**2.5.1.1** Расчеты прочности должны подразделяться на следующие этапы:  
определение величин, характеристик и распределения расчетных глобальных и локальных нагрузок, их сочетаний для заданных режимов эксплуатации;  
определение напряжений от глобальных и локальных нагрузок, суммирование напряжений;  
определение величин расчетных напряжений или определение предельных нагрузок;

сопоставление расчетных величин с требованиями Правил ПБУ/МСП.

Все составные части расчета являются одинаково важными, и к их точности и обоснованности предъявляются одинаковые требования, такие же, как и ко всему расчету в целом.

**2.5.1.2** Расчеты должны выполняться в соответствии с признанными методами. Там, где это приемлемо, могут использоваться положения Правил классификации.

**2.5.1.3** Идеализированная конструктивная модель должна отражать особенности конструкции: взаимное расположение и геометрию основных несущих элементов, геометрические характеристики сечений. При этом должно использоваться деление идеализированной модели конструкции на подсистемы различного уровня.

Требования к расчетным моделям приведены в [2.5.2 — 2.5.5](#) и [приложении 2](#).

**2.5.1.4** При расчете конструктивных элементов, находящихся в условиях многокомпонентного напряженно-деформированного состояния, допускается не учитывать те компоненты напряжений, величина которых меньше 10 % расчетного предела текучести материала.

**2.5.1.5** Дополнительные положения по расчетам прочности, касающиеся ПБУ/МСП конкретного типа, содержатся в соответствующих пунктах [разд. 3](#).

### 2.5.2 Определение общих напряжений.

**2.5.2.1** Для определения общих напряжений (или напряжений от глобальных нагрузок), которые связаны с общими деформациями конструкции, должны быть разработаны модели конструкции ПБУ/МСП, учитывающие ее макроособенности. Как правило, расчет напряженно-деформированного состояния конструкции выполняется на основе единой расчетной схемы, т.е. рекомендуется рассматривать конструкцию в целом.

Использование упрощенных расчетных схем (для частей конструкции) допускается в том случае, если обосновано их применение.

В любом случае модель должна быть подробной настолько, насколько это необходимо для определения общих напряжений.

**2.5.2.2** Расчет напряженно-деформированного состояния конструкции ПБУ/МСП в целом рекомендуется выполнять по методу конечных элементов на базе стержневой, пластинчатой или пластинчато-стержневой идеализаций.

**2.5.2.3** В расчетах прочности ПБУ/МСП должно быть учтено взаимодействие конструкции с грунтом. При моделировании системы «конструкция — морское дно» грунт может быть задан реактивными усилиями или упругими пружинами в узлах конечных элементов, которые в общем случае сопротивляются вертикальным и горизонтальным смещениям.

**2.5.2.4** В том случае, если допускается потеря устойчивости пластин настилов при действии расчетных сжимающих напряжений (см. [2.4.3.9](#)), должно быть выполнено редуцирование гибких связей (пластин) по следующей схеме:

не подлежат редуцированию прилегающие к продольным и поперечным балкам части пластины шириной с каждой стороны балки по 0,25 от размера короткой стороны опорного контура пластины;

оставшаяся (редуцируемая) часть пластины вводится в расчет с редуцированными коэффициентами:

$$\varphi_1 = \sigma_{x,cr} / \sigma_x, \quad \varphi_2 = \sigma_{y,cr} / \sigma_y, \quad (2.5.2.4)$$

где  $\sigma_x, \sigma_y$  – действующие в жестких связях общие сжимающие напряжения (абсолютные величины) соответственно в продольном и поперечном направлениях;  
 $\sigma_{x,cr}, \sigma_{y,cr}$  – критические напряжения гибких связей, вызывающие потерю устойчивости при их совместном воздействии.

После выполнения редуцирования гибких связей должны быть определены расчетные сжимающие напряжения в жестких связях во втором приближении. Если напряжения, определенные во втором приближении, отличаются от напряжений первого приближения менее чем на 5 %, дальнейших уточнений можно не производить. В противном случае делается третье приближение и т.п.

### **2.5.3 Расчет балочных систем.**

**2.5.3.1** В общем случае расчет балочных систем (перекрытий, рам) или отдельных элементов систем должен выполняться на базе расчетной схемы, учитывающей взаимовлияние смежных конструктивных элементов.

Для расчета перекрытия могут быть использованы стержневая (балочная), пластинчатая или пластинчато-стержневая модели. Использование упрощенных расчетных схем возможно в случае их обоснованности.

**2.5.3.2** Моменты сопротивления и моменты инерции балок набора при выполнении расчетов должны определяться с учетом присоединенного пояска, толщина которого принимается равной его средней толщине в рассматриваемом поперечном сечении балки.

Ширина присоединенного пояска  $b_{fl}$  балок основного набора принимается равной меньшей из величин, определяемых по формулам:

$$b_{fl} = l/6; \quad (2.5.3.2-1)$$

$$b_{fl} = 0,5(b_1 + b_2), \quad (2.5.3.2-2)$$

где  $l$  – пролет рассматриваемой балки набора между ее опорами, м;  
 $b_1, b_2$  – отстояния рассматриваемой балки набора от ближайших балок того же направления, расположенных по обе стороны от нее, м.

Ширина присоединенного пояска балок рамного набора определяется по формуле

$$b_{fl} = kb, \quad (2.5.3.2-3)$$

где  $k$  – коэффициент, определяемый по [табл. 2.5.3.2](#) в зависимости от  $b$ , the given length приведенной длины пролета балки  $l_{sp}$  и числа балок  $n$  поддерживаемых рассматриваемой балкой рамного набора.

Для свободно опертых по концам рамных балок приведенная длина пролета  $l_{sp} = l$ , для жестко заделанных балок  $l_{sp} = 0,6l$ . Условия опирания концов балок рамного набора (жесткая заделка, свободная опора) определяются исходя из общеинженерных принципов с учетом реальной конструкции (наличие книц, приварка стенок, поясков и т.п.), и характеризуются наличием или отсутствием действия изгибающего момента в опорном сечении балки.

Таблица 2.5.3.2

n	$l_{sp}/b$						
	1	2	3	4	5	6	7 и более
$\geq 6$	0,38	0,62	0,79	0,88	0,94	0,98	1,0
$\leq 3$	0,21	0,40	0,53	0,64	0,72	0,78	0,80

Примечание. Для промежуточных значений  $l_{sp}/b$  и  $n$  коэффициент  $k$  определяется линейной интерполяцией.

**2.5.3.3** Площадь поперечного сечения балки основного или рамного набора, воспринимающая осевые усилия, должна определяться с учетом присоединенного пояска, ширина которого равна полусумме отстояний рассматриваемой балки набора от ближайших балок того же направления, расположенных по обе стороны от нее.

**2.5.3.4** Площадь поперечного сечения стенки балки рамного набора должна определяться с учетом наличия вырезов в расчетном сечении (сечение нетто).

**2.5.3.5** В качестве расчетных должны рассматриваться, как правило, сечения, где максимальны нормальные, касательные напряжения или их комбинация. В этих сечениях должно быть выполнено суммирование напряжений от общих и местных нагрузок с целью удовлетворения критериям прочности в формулах (2.4.2.3.1) и (2.4.2.4-1).

#### 2.5.4 Расчет пластин.

Расчет пластин обшивки (настила) производится в предположении их жесткой заделки на опорном контуре. Расчетная нагрузка принимается, как правило, равномерно распределенной по полю пластины.

На основании этого расчета определяются изгибные нормальные напряжения по середине поля пластины, которые суммируются с общими напряжениями в конструкции с целью удовлетворения критерию прочности в формуле (2.4.2.3.1), и максимальные изгибные напряжения на опорном контуре с целью удовлетворения критериям прочности в формулах (2.4.2.3.2) и (2.4.2.4-2).

#### 2.5.5 Устойчивость конструктивных элементов.

**2.5.5.1** Расчеты устойчивости выполняются с целью удовлетворения критериям 2.4.3. В расчетах устойчивости конструктивных элементов рекомендуется использовать расчетные схемы, учитывающие взаимовлияние смежных конструктивных элементов. В противном случае конструктивный элемент (балка набора, элемент балки, пластина и т.п.) должен рассматриваться как свободно опертый по контуру.

**2.5.5.2** При определении величины критических напряжений следует учитывать отступление от закона Гука. В этом случае критические нормальные напряжения  $\sigma_{cr}$  определяются по формулам:

$$\sigma_{cr} = \sigma_e \text{ при } \sigma_e \leq 0,6R_{eH}; \quad (2.5.5.2-1)$$

$$\sigma_{cr} = R_{eH}(1,113 - 0,32R_{eH}/\sigma_e) \text{ при } 0,6 R_{eH} < \sigma_e < 2,4 R_{eH}; \quad (2.5.5.2-2)$$

$$\sigma_{cr} = R_{eH} \text{ при } \sigma_e \geq 2,4 R_{eH}, \quad (2.5.5.2-3)$$

где  $\sigma_e$  – эйлерово нормальное напряжение, МПа.

При определении величины касательных напряжений следует учитывать, что предел текучести стали по касательным напряжениям  $\tau_T = 0,57R_{eH}$ .

**2.5.5.3** В случае, если конструктивные элементы подвержены осевому сжатию или совместному действию сжатия и изгиба, то они должны отвечать следующему требованию:

$$\sigma_a/\sigma_a^* + \sigma_{ab}/\sigma_{ab}^* \leq 1,0, \quad (2.5.5.3)$$

где  $\sigma_a$  – расчетное осевое сжимающее напряжение, МПа;  
 $\sigma_{ab}$  – расчетное сжимающее напряжение при изгибе, МПа;  
 $\sigma_{ab}^* = \sigma_i^*$  или  $\sigma_b^*$  – для изгибного напряжения МПа;  
 $\sigma_i^* = \eta R_{eH}$  – для осевого напряжения при изгибе МПа;  
 $\sigma_b^* = \eta \sigma_{cr}$  – для сжатия или изгиба МПа;  
 $\sigma_{cr}$  – критическое напряжение при потере устойчивости при сжатии;

$$\sigma_a^* = \eta \sigma_{cr,i} (1 - 0,13\lambda/\lambda_0), \text{ если } \lambda < \lambda_0;$$

$$\sigma_a^* = \eta \sigma_{cr,e} \cdot 0,87, \text{ если } \lambda \geq \lambda_0;$$

$\sigma_a^*$  — не должна превышать  $\sigma_{ab}^*$ ;

$\eta = 0,6$  — для статических нагрузок;

$\eta = 0,8$  — для совместных нагрузок;

$$\lambda = l_e/\rho;$$

$$\lambda_0 = \sqrt{2\pi^2 E/\sigma_y};$$

$\sigma_{cr,i}$  – критическое напряжение сжатого стержня в пластической стадии, МПа;

$\sigma_{cr,e}$  – критическое напряжение сжатого стержня до предела упругости, МПа;

$l_e$  – эффективная длина стержня, мм, согласно формуле (2.4.3.4);

$\rho$  – минимальный радиус инерции площади поперечного сечения, мм;

$E$  – модуль нормальной упругости материала, МПа;

$\sigma_y$  – минимальный предел текучести материала при растяжении, МПа.

**2.5.5.4** Обеспечение местной устойчивости элементов балки набора (стенки, свободного пояса), установка местных подкреплений должны производиться в соответствии с Правилами классификации.

### 2.5.6 Расчет прочности вертолетной площадки.

**2.5.6.1** Размеры связей вертолетной площадки и поддерживающих ее опорных конструкций определяются в соответствии с 6.2 части XVII «Дополнительные знаки символа класса и словесные характеристики, определяющие конструктивные и эксплуатационные особенности судна» Правил классификации.

### 3 СПЕЦИАЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ ПРОЧНОСТИ ПЛАТФОРМ

#### 3.1 САМОПОДЪЕМНЫЕ ПБУ

##### 3.1.1 Общие требования.

3.1.1.1 Прочность конструкции СПБУ в соответствии с критериями [2.4](#) должна проверяться для пяти расчетных режимов:

- выживания;
- рабочего;
- транспортировки;
- установки на точку;
- снятия с точки

Коэффициенты безопасности и критерии прочности для режимов установки на точку и снятия с точки (задавливание и выдергивание опорных колонн) должны приниматься, как для режима выживания.

3.1.1.2 СПБУ должна иметь клиренс, м, не менее:

$$h_c \geq 0,6h_{50} + \Delta h_{50} + 1,50, \quad (3.1.1.2)$$

- где  $h_{50}$  – экстремальная высота волны (1 раз в 50 лет) для данного района моря, м;  
 $\Delta h_{50}$  – экстремальный (1 раз в 50 лет) прилив в данной акватории, м.

3.1.1.3 Требуемая высота расположения  $H_{h.d.}$ , м, вертолетной площадки СПБУ над ватерлинией спокойной воды, когда ПБУ подготовлена к состоянию перехода продолжительностью сутки и более, определяется по формуле

$$H_{h.d.} = 1,80/10^{-3}q^{2,5} + 3(x/q) + 2(h_{50}/12 - 1) + 1,2(\tau - 1)^{0,7}, \quad (3.1.1.3)$$

- где  $q = \sqrt[3]{\Delta}$ ;  
 $\Delta$  – объемное водоизмещение ПБУ в состоянии перехода, м<sup>3</sup>;  
 $x$  – отстояние наиболее удаленной кромки вертолетной площадки от положения центра тяжести ПБУ по длине корпуса, м;  
 $h_{50}$  –  $h$  высота волны с повторяемостью 1 раз в 50 лет, м;  
 $\tau$  – продолжительность перехода, сут., но не более четырех.

3.1.1.4 Ветровые, волновые и сейсмические нагрузки должны определяться для наиболее неблагоприятного угла распространения волн и угла атаки ветра.

3.1.1.5 При выполнении динамических расчетов прочности СПБУ низшая собственная частота ( $c^{-1}$ ) изгибных колебаний определяется по формуле

$$p = \sqrt{\frac{12n_k E J_k (1 - G_p / n_k P_e) g}{l^3 (4 - 3\alpha) (G_p + 0,5 n_k G_k)}} \eta_d, \quad (3.1.1.5)$$

- где  $n_k$  – число опорных колонн;  
 $E$  – модуль упругости материала колонн, кПа;  
 $J_k$  – приведенный момент инерции площади сечения опорной колонны относительно главной центральной оси (см. [3.1.2.3](#)), м<sup>4</sup>;  
 $G_p$  – масса понтона, кН;  
 $G_k$  – масса одной опорной колонны, кН;  
 $P_e = \frac{\pi^2 E J_k}{4l^2} (3\alpha + 1)$  — эйлерова нагрузка на опорную колонну в составе пространственной рамы, кН;

- $g$  – ускорение свободного падения,  $m/s^2$ ;  
 $l$  – расчетная длина опорной колонны, равная отстоянию пяты опорной колонны до середины расстояния между горизонтальными упорами в понтоне, м;  
 $\alpha$  – коэффициент опорной пары, см. 3.1.2.2;  
 $\eta_d$  – поправочный коэффициент влияния закрепления опорных колонн в понтоне, см. 3.1.2.4.

### 3.1.2 Расчетная конструктивная схема СПБУ.

3.1.2.1 При оценке напряженного состояния используется идеализация конструкций на нескольких уровнях (см. рис. 3.1.2.1):

- конструктивная рама («суперэлемент»);
- расчетный район опорной колонны.

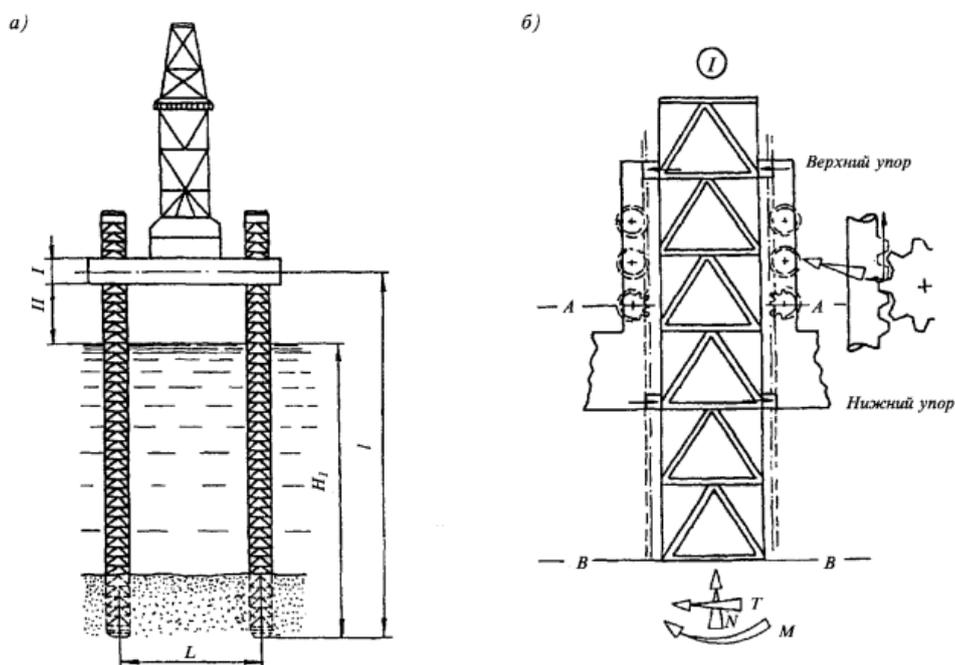


Рис. 3.1.2.1

Идеализация конструкций СПБУ различных уровней;

а) конструктивная рама («суперэлемент»); б) расчетный район ( $l$ ) опорной колонны

3.1.2.2 Взаимодействие опорных колонн с грунтом оценивается коэффициентом опорной пары  $\alpha$ , характеризующим степень заделки опорных колонн по отношению к повороту их в грунте. При изгибе колонн по низкочастотной форме значение зависит от параметров колонн установки и грунта согласно формуле

$$\alpha = 1/(1 + AEJ_k/l), \quad (3.1.2.2)$$

- где  $A$  – коэффициент пропорциональности между опорным моментом и углом поворота опорной пяты 3.1.2.5;  
 $E, l, J_k$  – см. 3.1.1.5.

**3.1.2.3** Момент инерции площади решетчатой опорной колонны  $J_k$  соотносится с моментом инерции идеального профиля всех продольных элементов, входящих в состав колонны, как

$$J_k = J_u / \mu, \quad (3.1.2.3)$$

где  $J_u$  — момент инерции идеального профиля, м<sup>4</sup>;  
 $\mu$  — приведенная жесткостная характеристика, зависящая от типа конструктивного модуля, геометрических характеристик его элементов и относительной длины опорной колонны.

**3.1.2.4** Поправочный коэффициент  $\eta_d$  зависит от расстояния  $d$ , м, между нижним и верхним горизонтальными упорами, от соотношения изгибной и сдвиговой жесткости опорной колонны ( $B$  — ширина опорной колонны, м), от степени заделки опорных колонн в грунте  $\alpha$  (см. [рис. 3.1.2.4](#)).

В случае нестандартной установки механизма подъема (например, без амортизаторов) допустимо представить в Регистр для согласования специальный расчет района расположения опорной колонны в портале с корректировкой частот колебаний и перераспределением нагрузок между механизмами и опорами.

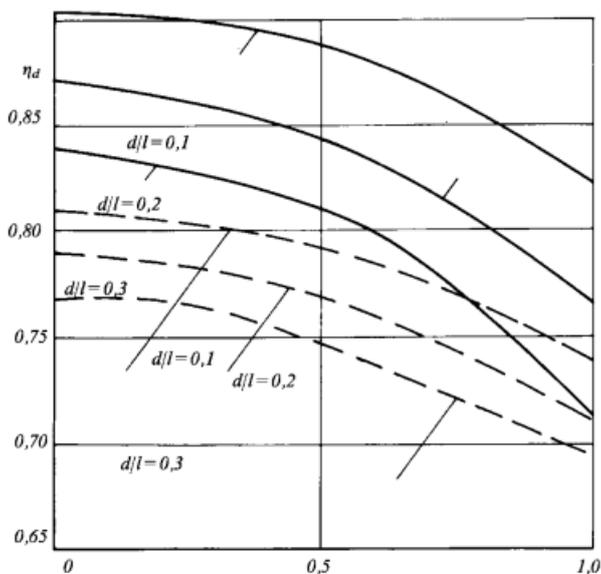


Рис. 3.1.2.4  
Зависимость поправочного коэффициента  $\eta_d$  от параметров  $\alpha$ ,  $d/l$ ,  $B/l$   
—  $B/l = 0,1$  — —  $B/l = 0,2$

**3.1.2.5** Коэффициенты податливости  $A$  определяются по формулам: при вертикальных колебаниях —

$$A = (1 - \nu) / 4Gr_0; \quad (3.1.2.5-1)$$

при горизонтальных колебаниях —

$$A = (2 - \nu) / 8Gr_0; \quad (3.1.2.5-2)$$

при вращательных колебаниях —

$$A = 3(1 - \nu)/8Gr_0^3; \quad (3.1.2.5-3)$$

при крутильных колебаниях —

$$A = 3/16Gr_0^3, \quad (3.1.2.5-4)$$

где  $G$  — модуль сдвига грунта, МПа;  
 $\nu$  — коэффициент Пуассона;  
 $r_0$  — радиус основания, м.

Если основание прямоугольное со сторонами  $B \times L$ , то вводится эквивалентный радиус

$$r_0 = \sqrt{BL/\pi} \quad \text{— для вертикальных и горизонтальных колебаний;}$$

$$r_0 = \sqrt[4]{BL^3/3\pi} \quad \text{— для вращательных колебаний вокруг горизонтальной оси;}$$

$$r_0 = \sqrt[4]{BL^3(B^2 + L^2)/\pi} \quad \text{— для крутильных колебаний.}$$

Для опор с заглублением, слой скольжения которых расположен на глубине, коэффициент податливости при вращательных колебаниях определяется по формуле

$$A = 3(1 - \nu)/16Gr_0^3. \quad (3.1.2.5-5)$$

**3.1.2.6** Наиболее нагруженным районом опорной колонны является область, расположенная в пределах между верхней и нижней направляющими, там, где нагрузки с колонн передаются на корпус.

Изгибающий момент в этом районе формируется частично горизонтальными усилиями от направляющих и частично вертикальными усилиями от механизма подъема. Относительный вклад вертикальных ( $M_v$ ) и горизонтальных ( $M_h$ ) усилий определяется параметром  $\beta$ :

$$\beta = M_v/(M_v + M_h). \quad (3.1.2.6-1)$$

При анализе общей прочности жесткость корпуса обычно можно принимать бесконечно большой по сравнению с жесткостью колонн. Опорный механизм представляется пружиной вращения с вращательной жесткостью  $K_m$ . В этом случае параметр  $\beta$  следует определять по формуле

$$\beta = \frac{1}{1 + \Delta_{zg}GF_c/K_m}, \quad (3.1.2.6-2)$$

где  $G$  — модуль сдвига материала колонны;  
 $F_c$  — сдвиговая площадь колонны, м<sup>2</sup>;  
 $\Delta_{zg}$  — расстояние между верхней и нижней направляющими, м;

$$K_m = \frac{1}{2}Kb^2, \quad (3.1.2.6-3)$$

где  $K = \frac{1}{1/K_{bend} + 1/K_{shear}}$ ;

$K_{bend}$  — изгибная жесткость колонны;  
 $K_{shear}$  — сдвиговая жесткость колонны.

### 3.1.3 Ветровые нагрузки.

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

3.1.3.2 Динамичность приложения ветровых нагрузок рекомендуется учитывать, начиная с периода собственных изгибных колебаний первого тона  $\tau = 130/\bar{w}_{10}$ , с.

В этом случае используется коэффициент динамичности  $K_w$ , согласно рис. 3.1.3.2, на котором

$$v_w = \omega_{max}/p; \quad (3.1.3.2)$$

где  $\omega_{max} = 4 \cdot 10^{-3} \bar{w}_{10}$  модальная частота спектральной плотности пульсаций ветра;

$p$  — частота собственных изгибных колебаний СПБУ;

$\delta_w/\pi$  — относительный декремент колебаний СПБУ.

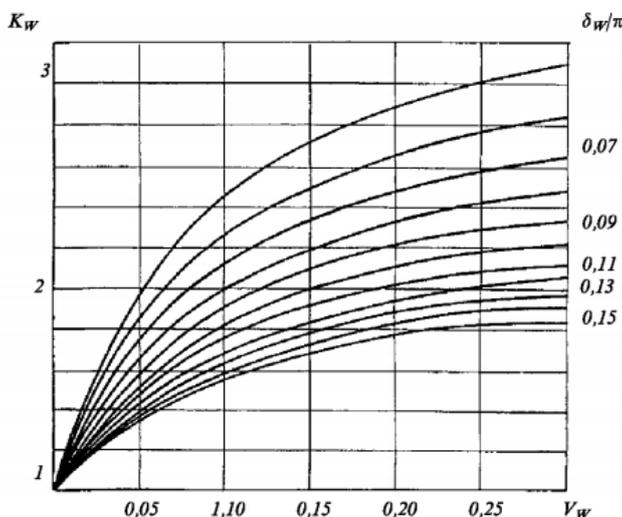


Рис. 3.1.3.2

Коэффициент динамичности ветровых нагрузок

3.1.3.3 При учете пульсационной составляющей ветровых нагрузок несинхронность их действия оценивается коэффициентом  $\eta$ .

Коэффициент несинхронности ветровых нагрузок  $\eta$  определяется по следующей формуле:

$$\eta = \frac{\sum_i K_{1i} K_{2i} S_i r_i}{\sum_i K_{1i} K_{2i} S_i}, \quad (3.1.3.3)$$

где  $r_i$  — коэффициенты корреляции между ветровыми давлениями на конструкции:

- а) протяженные по ширине и высоте установки;
- б) установленные вдоль направления действия ветра.

В первом приближении обобщенный коэффициент неоднородности ветровых давлений принимается как  $\eta = 0,8$ .

3.1.3.4 На каждом стационарном режиме определяются значения внутренних усилий статических воздействий ветра:

для четырехопорной СПБУ —

$$\bar{M}_w = 0,09 \bar{Q}_w l (2 - \alpha) \text{ — изгибающий момент;}$$

$$\bar{T}_w = 0,18 \bar{Q}_w, \text{ — перерезывающая сила;} \quad (3.1.3.4-1)$$

$$\bar{N}_w = 0,18 \bar{Q}_w \frac{l}{L} (2 - \alpha) \text{ — осевая сила;}$$

для трехопорной СПБУ —

$$\overline{M}_w = 0,165\overline{Q}_w l(2 - \varkappa) \text{ — изгибающий момент;}$$

$$\overline{T}_w = 0,33\overline{Q}_w, \text{ — перерезывающая сила;} \quad (3.1.3.4-2)$$

$$\overline{N}_w = 0,58\overline{Q}_w \frac{l}{L}(2 - \varkappa) \text{ — осевая сила,}$$

где  $\overline{Q}_w$  — значение  $Q_w$  при  $w_{10} = \overline{w}_{10}$ , см. формулы (2.3.8-1) — (2.3.8-3);  
 $L$  — расстояние в свету между опорными колоннами, см. рис. 3.1.2.1.

**3.1.3.5** На каждом стационарном режиме определяются стандартные отклонения составляющих внутренних усилий ветровых пульсаций:

для четырехопорной СПБУ —

$$\sigma_M^w = 0,18\overline{Q}_w \eta l(2 - \varkappa) \vartheta_w K_w;$$

$$\sigma_T^w = 0,36\overline{Q}_w \eta \vartheta_w K_w; \quad (3.1.3.5-1)$$

$$\sigma_M^w = 0,36\overline{Q}_w \eta \frac{l}{L}(2 - \varkappa) \vartheta_w K_w;$$

для трехопорной СПБУ —

$$\sigma_M^w = 0,33\overline{Q}_w \eta l(2 - \varkappa) \vartheta_w K_w;$$

$$\sigma_T^w = 0,66\overline{Q}_w \eta \vartheta_w K_w; \quad (3.1.3.5-2)$$

$$\sigma_M^w = 1,15\overline{Q}_w \eta \frac{l}{L}(2 - \varkappa) \vartheta_w K_w,$$

где  $\vartheta_w$  — коэффициент изменчивости ветровых пульсаций, равный  $\vartheta_w = 2,45\sqrt{K_{fr}}$ ;  
 $K_{fr}$  — коэффициент лобового сопротивления подстилающей поверхности, см. табл. 2.2.2.4-1.

**3.1.3.6** Параметр масштаба  $a_w$  внутренних усилий от воздействия ветра оценивается как

$$a_w = 0,85\sigma_w. \quad (3.1.3.6)$$

### 3.1.4 Волновые нагрузки.

**3.1.4.1** Волновые нагрузки на элементы опорных колонн СПБУ определяются в соответствии с 2.3.9.1. Значения коэффициентов инерционного  $C_{in}$  и скоростного  $C_{sr}$  сопротивления для сечений круглой и прямоугольной формы должны быть не менее указанных на рис. 3.1.4.1. При наличии рейки коэффициент сопротивления  $C_{drag}^r$  рекомендуется определять по формуле

$$C_{drag}^r = C_{sr} + 4 \frac{a+b/2}{D}, \quad (3.1.4.1)$$

где  $D$  — диаметр цилиндра;

- $a$  — высота основания зуба;  
 $b$  — высота зуба рейки.

Для более сложных форм расчетные значения коэффициентов  $C_{in}$  и  $C_{sr}$  подлежат согласованию с Регистром.

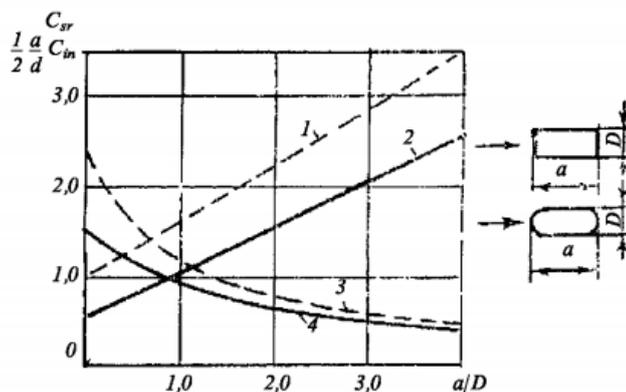


Рис. 3.1.4.1

Коэффициенты скоростного  $C_{sr}$  (3, 4) и инерционного  $C_{in}$  (1, 2) сопротивления сечений:  
— эллиптических (круглых  $a/D = 1$ );  
- - - прямоугольных

**3.1.4.2** При расчете волновых нагрузок должно быть учтено влияние обрастания конструкций, проявляющееся в увеличении приведенных размеров сечений и коэффициентов  $C_{in}$  и  $C_{sr}$ .

**3.1.4.3** Динамичность приложения волновых нагрузок оценивается с помощью графиков, изображенных на [рис. 3.1.4.3](#). Здесь  $\bar{\omega}$  — средний период поверхностного волнения,  $p$  — частота собственных изгибных колебаний,  $\delta/\pi$  — относительный декремент колебаний.

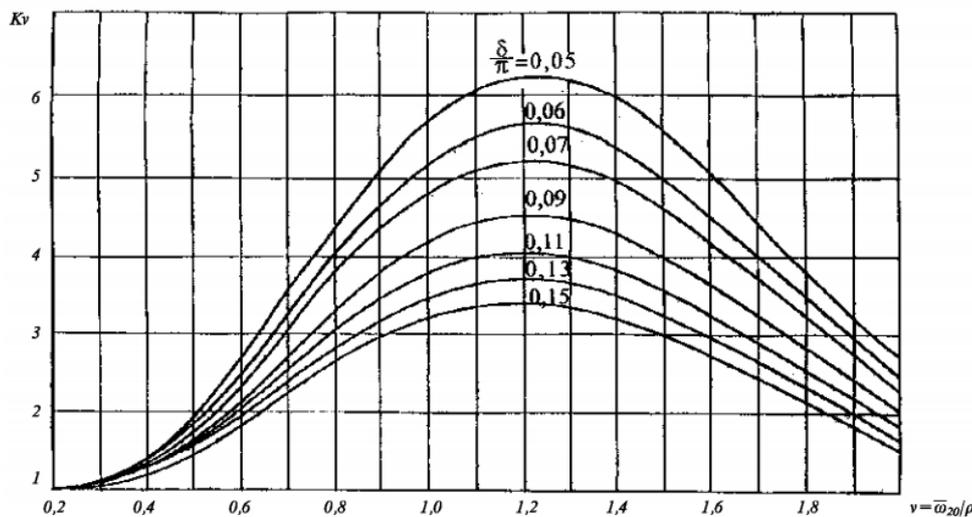


Рис. 3.1.4.3

Коэффициент динамичности скоростной и инерционной составляющих волновой нагрузки

**3.1.4.4** Гидродинамические нагрузки на модуль опорной колонны, состоящий из набора вертикальных, горизонтальных и наклонных связей, определяются поэлементным суммированием гидродинамических нагрузок с учетом расположения связей в пространстве, что равносильно введению коэффициентов влияния на волновую нагрузку горизонтальных и наклонных связей  $\mu_{sr}$  и  $\mu_{in}$ :

$$\mu_{sr} = 1 + \frac{\sum_{i=1}^{n_{\Sigma}} n_i d_i l_i C_{sr}^i(\theta_i) \cos^2 \theta_i}{n_B d_B \Delta z C_{sr}^B}, \quad (3.1.4.4-1)$$

$$\mu_{in} = 1 + \frac{\sum_{i=1}^{n_{\Sigma}} n_i d_i^2 l_i C_{in}^i(\theta_i) \cos \theta_i}{n_B d_B \Delta z C_{in}^B}, \quad (3.1.4.4-2)$$

где  $d_B$  – поперечный размер вертикальной рейки, м;  
 $n_{\Sigma}$  – общее число горизонтальных и наклонных связей;  
 $d_i, l_i$  – соответственно диаметр и длина наклонных и горизонтальных связей, м;  
 $\Delta z$  – высота модуля, м;  
 $\theta_i$  – угол, образованный наклонной связью с плоскостью, перпендикулярной направлению распространения волны;  
 $C_{sr}^B, C_{in}^B$  – коэффициенты скоростного и инерционного сопротивления вертикальных связей (несущих реек);  
 $C_{sr}^i, C_{in}^i$  – коэффициенты скоростного и инерционного сопротивления наклонных и горизонтальных связей.

Значения  $C_{sr}^B, C_{in}^B, \mu_{sr}, \mu_{in}$  должны определяться для расчетного курсового угла  $\varphi_d$  согласно [3.1.4.6](#).

**3.1.4.5** Допускается пренебрегать в расчетах волновой нагрузки: инерционным компонентом, если

$$h_3 \geq 8,5 d_B C_{in}^B \cdot \bar{u}_{in} / C_{sr}^B \mu_{sr} \bar{u}_{sr}; \quad (3.1.4.5-1)$$

скоростным компонентом, если

$$h_3 \leq 2,1 d_B C_{in}^B \cdot \bar{u}_{in} / C_{sr}^B \mu_{sr} \bar{u}_{sr}, \quad (3.1.4.5-2)$$

где  $\bar{u}_{in}$  и  $\bar{u}_{sr}$  – значения ординат формы колебаний опорных колонн СПБУ на уровне аппликаты равнодействующих волновых давлений, соответствующих инерционной и скоростной составляющим:

$$\bar{u}_{in} = \bar{u} \text{ при } z = z_{in} = H_1(1 - \Phi),$$

$$\bar{u}_{sr} = \bar{u} \text{ при } z = z_{sr} = H_1(1 - \Phi/2),$$

$$\bar{u} = \frac{6(1-\varepsilon)}{4-3\varepsilon} \cdot \frac{z}{l} + \frac{3\varepsilon}{4-3\varepsilon} - \frac{2}{4-3\varepsilon} (z/l)^3;$$

$z$  – отсчитывается от опорной пяты вверх, м;

$$\Phi = g/H_1 \omega_0^2;$$

$\bar{\omega}_0$  – средняя частота поверхностного волнения;

$H_1$  – расстояние от пяты опорной колонны до уровня спокойной воды, м.

**3.1.4.6** Напряженное состояние конструкций СПБУ оценивается для наиболее неблагоприятных курсовых углов, называемых в дальнейшем расчетными. Расчетные курсовые углы  $\varphi_d$  оцениваются по следующим формулам:

для четырехопорной СПБУ —

$$\varphi_d = \frac{\pi}{4}(2i - 1), i = 1, 2, 3, 4; \quad (3.1.4.6-1)$$

для трехопорной СПБУ —

$$\varphi_d = \frac{\pi}{3}(2i - 1), i = 1, 2, 3, \quad (3.1.4.6-2)$$

где  $i$  — номер направления.

**3.1.4.7** Значения стандартов скоростных составляющих волновых нагрузок для расчетных курсовых углов определяются согласно зависимостям:

для четырехопорной установки —

$$\begin{aligned} \sigma_M^{sr} &= 0,35\overline{u_{sr}}\sigma_Q^{sr}K_v l(2 - \varkappa)\gamma_4; \\ \sigma_T^{sr} &= 0,70\overline{u_{sr}}\sigma_Q^{sr}K_v\gamma_4; \end{aligned} \quad (3.1.4.7-1)$$

$$\sigma_N^{sr} = 0,70\overline{u_{sr}}\sigma_Q^{sr}K_v l/L(2 - \varkappa)\gamma_4;$$

для трехопорной установки —

$$\begin{aligned} \sigma_M^{sr} &= 0,5\overline{u_{sr}}\sigma_Q^{sr}K_v l(2 - \varkappa)\gamma_3; \\ \sigma_T^{sr} &= \overline{u_{sr}}\sigma_Q^{sr}K_v\gamma_3; \end{aligned} \quad (3.1.4.7-2)$$

$$\sigma_N^{sr} = 1,7\overline{u_{sr}}\sigma_Q^{sr}K_v l/L(2 - \varkappa)\gamma_3,$$

где  $\sigma_Q^{sr} = 1,34 \cdot 10^{-2} m_k C_{sr}^B \mu_{sr} \gamma d_B h_3^2$ ;  
 $m_k$  — число вертикальных связей;  
 $K_v$  — коэффициент динамичности волновых нагрузок, определяемый по [рис. 3.1.4.3](#);  
 $\gamma_3$  и  $\gamma_4$  —  $f$  коэффициенты влияния расстояния между опорными колоннами на волновую нагрузку;

$$\gamma_4 = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{1 + \cos(\bar{\omega}^2 L_4 / g)};$$

$$\gamma_3 = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{1 + \cos(\bar{\omega}^2 L_3 / g)};$$

$$L_4 = \sqrt{2}L;$$

$$L_3 = (\sqrt{3}/3)L.$$

**3.1.4.8** Статистические характеристики внутренних усилий в конструкциях опорных колонн, отвечающие инерционной составляющей волновой нагрузки для

курсовых углов, указанных в [3.1.4.6](#), определяются по формулам ([3.1.4.7-1](#)) и ([3.1.4.7-2](#)) с заменой в них  $\bar{u}_{sr}$  на  $\bar{u}_{in}$ ,  $\sigma_Q^{sr}$  на

$$\sigma_Q^{in} = 18,7 \cdot 10^{-2} m_k C_{in}^B \mu_{in} S h_3, \quad (3.1.4.8)$$

где  $S$  – площадь контура сечения вертикальной связи, м<sup>2</sup>.

### 3.1.4.9 В зависимости от величины соотношения

$$\frac{\sigma_{in}}{\sigma_{sr}} = \frac{6,2\sqrt{S}\mu_{in}C_{in}^B\bar{u}_{in}}{h_3\mu_{sr}C_{sr}^B\bar{u}_{sr}} \quad (3.1.4.9-1)$$

по графикам на [рис. 3.1.4.9](#), а и б определяются параметры распределения статических внутренних усилий  $a_{v_0}$  и  $k_0$  от воздействия волн на каждом стационарном режиме. Параметр  $\sigma_{Qsr}$  на [рис. 3.1.4.9](#) определяется по [рис. 3.1.4.13-1](#).

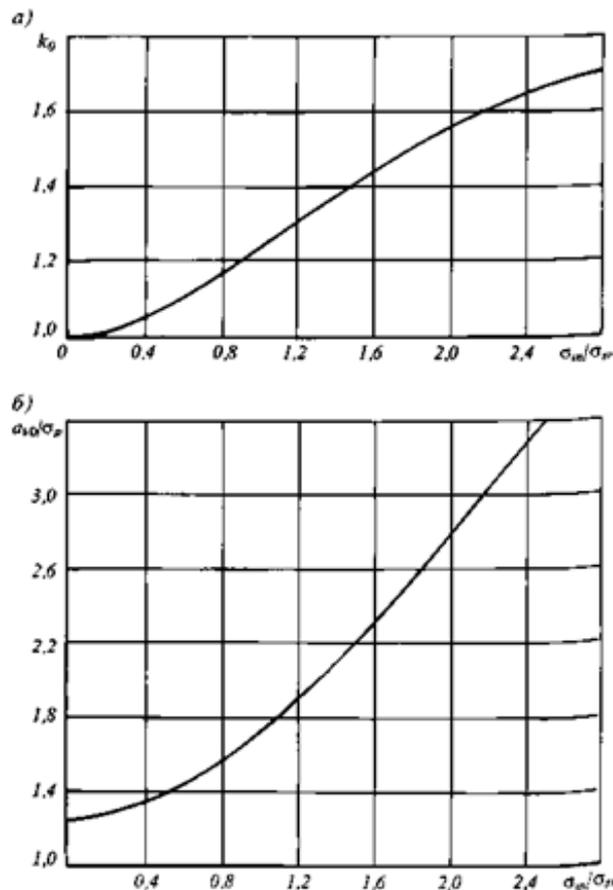


Рис. 3.1.4.9

Зависимость параметров распределения Вейбулла  $k_0$  и  $a_{v_0}$  от соотношения  $\sigma_{in}/\sigma_{sr}$

Статические значения  $a_{v_0}$  и  $k_0$  уточняются за счет динамических эффектов по формулам:

$$k = k_0 + \frac{(2-k_0)v^4}{1+(1-v)^4}, \quad (3.1.4.9-2)$$

$$a_v = a_{v_0} 5^{1/k_0 - 1/k}, \quad (3.1.4.9-3)$$

где  $v = \bar{\omega}/p$ .

**3.1.4.10** На каждом стационарном режиме определяются экстремальные значения переменных внутренних усилий в расчетном сечении опорной колонны при совместном воздействии волнения и ветра:

$$M_{eij} = a_{vMij} [\ln n_{ij}(1 + \beta_{ij})]^{1/K_{ij}}, \quad (3.1.4.10-1)$$

$$T_{eij} = a_{vTij} [\ln n_{ij}(1 + \beta_{ij})]^{1/K_{ij}}, \quad (3.1.4.10-2)$$

$$N_{eij} = a_{vNij} [\ln n_{ij}(1 + \beta_{ij})]^{1/K_{ij}}, \quad (3.1.4.10-3)$$

где  $a_{vMij}, a_{vTij}, a_{vNij}$  – параметры распределения волновых изгибающих моментов, перерезывающих и осевых сил соответственно;

$$\beta_{ij} = a_{w_{ij}}/a_{v_{ij}};$$

$n_{ij} = 10^8 p h_3 \bar{t}$  – объем выборки, соответствующий стационарному режиму с повторяемостью;

$n_{ij} = 10^6 p h_3 \bar{t}$  – объем выборки для рабочего режима.

**3.1.4.11** На каждом стационарном режиме определяются значения внутренних усилий с учетом статических воздействий ветра и веса понтона, сил от течения, которые добавляются к полученным в [3.1.4.10](#) величинам:

$$M_{\Sigma} = M_e + M_p + \bar{M}_w + M_c; \quad (3.1.4.11-1)$$

$$T_{\Sigma} = T_e + \bar{T}_w + T_c; \quad (3.1.4.11-2)$$

$$N_{\Sigma} = N_e + N_p + \bar{N}_w + N_c, \quad (3.1.4.11-3)$$

где  $M_p$  и  $N_p$  – соответственно изгибающие моменты и осевые силы от веса понтона;

$M_e, T_e, N_e$  – см. [3.1.4.10](#);

$\bar{M}_w, \bar{T}_w, \bar{N}_w$  – см. [3.1.3.4](#);

$M_c, T_c, N_c$  – см. [3.1.5](#).

**3.1.4.12** Наибольшее из значений величин, определенных в [3.1.4.11](#), является расчетным.

**3.1.4.13** В условиях мелководья стандартное отклонение для инерционной составляющей волновой нагрузки  $\sigma_Q^{in}$  на одну опорную колонну определяется по формуле

$$\sigma_Q^{in} = 18,7 \cdot 10^{-2} m_k C_{in}^B \mu_{in} S h_3 \cdot t h \bar{k} H, \quad (3.1.4.13)$$

где  $\bar{k} = 2\pi/\bar{\lambda}$ ;

стандартное отклонение скоростной составляющей волновой нагрузки  $\sigma_Q^{sr}$  на одну опорную колонну определяется согласно графику на [рис. 3.1.4.13-1](#).

Апplikаты приложения равнодействующих  $Q_{sr}$  и  $Q_{in}$  (отсчитываются от уровня воды) определяются по [рис. 3.1.4.13-2](#) и [3.1.4.13-3](#) соответственно.

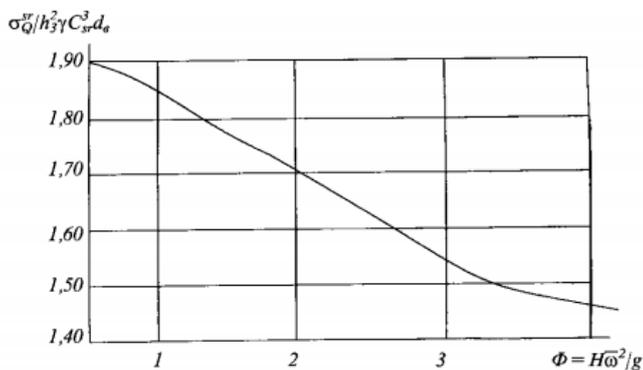


Рис. 3.1.4.13-1  
Зависимость  $\sigma_Q^{sr} / h_s^2 \gamma C_{sr}^3 d_a$  от параметра  $\Phi = H\bar{\omega}^2/g$

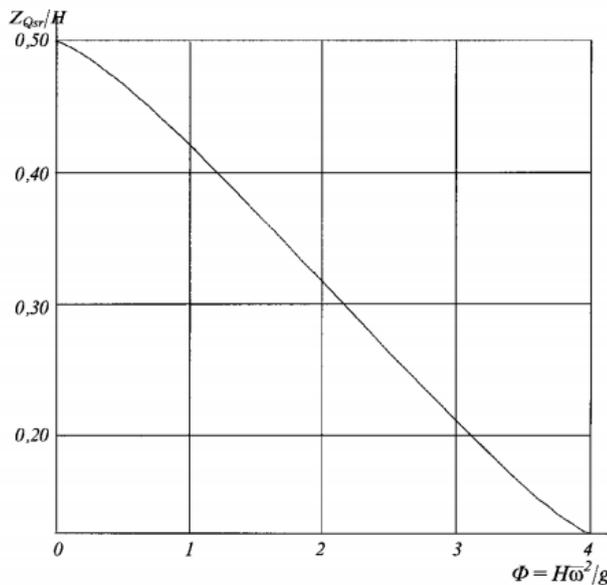


Рис. 3.1.4.13-2  
Зависимость  $Z_{Qsr} / H$  от параметра  $\Phi = H\bar{\omega}^2/g$

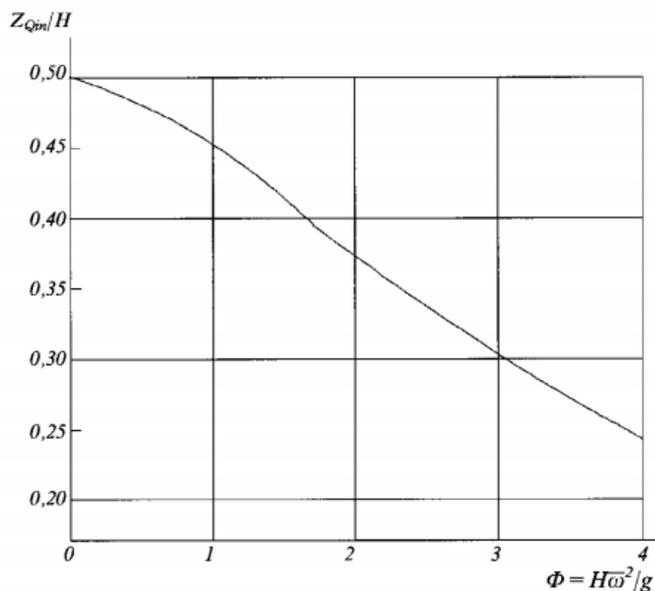


Рис. 3.1.4.13-3  
Зависимость  $Z_{Qin}/H$  от параметра  $\Phi = H\bar{\omega}^2/g$

### 3.1.5 Нагрузки от течения.

**3.1.5.1** В произвольном поперечном сечении опорной колонны внутренние усилия от постоянной составляющей течения равны:  
для трехпорной СПБУ ( $\varphi = 60^\circ$ ) —

$$M_c = (Q_c \bar{u}_c l / 2) \left( 2 \frac{z}{l} - \varkappa \right);$$

$$N_c = (2\sqrt{3} Q_c \bar{u}_c l / L) (2 - \varkappa); \quad (3.1.5.1-1)$$

$$T_c = Q_c \bar{u}_c;$$

для четырехпорной СПБУ ( $\varphi = 0^\circ$ ) —

$$M_c = (\sqrt{2} Q_c \bar{u}_c l / 4) \left( 2 \frac{z}{l} - \varkappa \right);$$

$$N_c = (2 Q_c \bar{u}_c l / L) (2 - \varkappa); \quad (3.1.5.1-2)$$

$$T_c = Q_c \bar{u}_c,$$

где  $Q_c = \rho C_{sr} d H_0 v_c^2 / 2$ ;  
 $H_0$  — глубина акватории, м;  
 $v_c$  — скорость течения, м/с;  
 $\bar{u}_c$  — значение параметра  $u$  (см. [3.1.4.5](#)) в сечении  $H_1/2$ .

**3.1.5.2** При совместном действии волнения и течения допустима аппроксимация

$$Q_{\Sigma} = Q_{sr} + 2\sqrt{Q_{sr}Q_c} + Q_c, \quad (3.1.5.2)$$

где  $Q_{sr}$  – скоростная составляющая волновой нагрузки, определяемая следующим образом:

$$Q_{sr} = a_v(\ln n)^{1/K},$$

где  $a_v$  и  $K$  – параметры масштаба и формы распределения Вейбулла, определяемые по графикам [рис. 3.1.4.9](#).

### 3.1.6 Сейсмические нагрузки.

**3.1.6.1** В ряде районов сейсмические нагрузки на СПБУ могут быть соизмеримы с волновыми.

Интегральное сейсмическое воздействие на СПБУ определяется по формуле

$$Q = M_{po}\beta_{\Sigma}a_{max}, \quad (3.1.6.1)$$

где  $M_{po}$  – приведенная масса понтона;  
 $a_{max}$  – максимальное значение амплитуды ускорений;  
 $\beta_{\Sigma}$  – обобщенный коэффициент динамичности по [рис. 3.1.6.1](#).

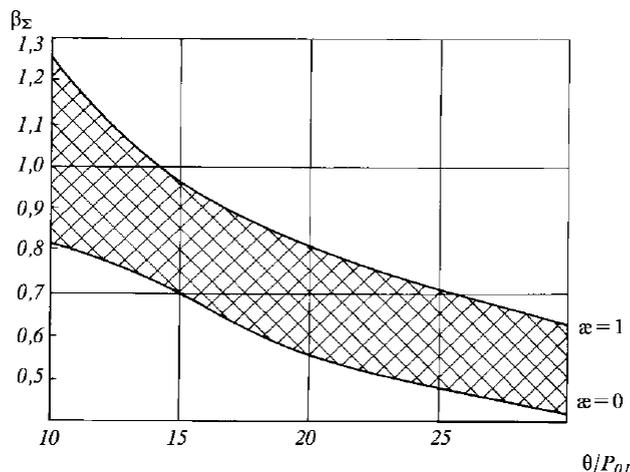


Рис. 3.1.6.1

Обобщенный коэффициент динамичности:

$\theta$  — несущая частота аксиллограммы;

$P_{01}$  — низшая частота горизонтальных колебаний

**3.1.6.2** Предельная нагрузка  $Q_{ult}^{\Sigma}$  которую может выдержать СПБУ, определяемая по формуле

$$Q_{ult}^{\Sigma} = nQ_{ult}^{modulus} \left(1 + \frac{l}{d} \cdot \frac{2-\alpha}{2}\right), \quad (3.1.6.2)$$

где  $n$  – число опорных колонн;  
 $Q_{ult}^{modulus}$  – предельная нагрузка на модуль опорной колонны, определяется на основе рассмотрения кинематического состояния модуля. Для типовой решетки СПБУ с К-образными узлами;

$$Q_{ult}^{modulus} = 2,32R_d \pi D_p t_p,$$

где  $R_d$  – расчетный предел текучести материала диагональных раскосов, МПа;  
 $D_p$  и  $t_p$  – соответственно диаметр и толщина диагональных раскосов, м;

$l$  – длина опорной колонны;  
 $d$  – расстояние между верхним и нижним упорами, м;  
 $\alpha$  – коэффициент опорной пары (см. [3.1.2.2](#)).

**3.1.6.3** Коэффициент запаса при сейсмических нагрузках:  
для землетрясений 1 раз в 100 лет —

$$K_a = Q_{ult}^{\Sigma} / Q \geq 1,25; \quad (3.1.6.3-1)$$

для землетрясений 1 раз в 500 лет —

$$K_a = Q_{ult}^{\Sigma} / Q \geq 1. \quad (3.1.6.3-2)$$

### **3.1.7 Задавливание и выдергивание опорных колонн.**

**3.1.7.1** В процессе задавливания опорных колонн и выдергивания из грунта в конструкции СПБУ могут возникнуть значительные усилия. В связи с этим должен быть выполнен расчет прочности опорных колонн и понтона.

Задачами расчета являются:

определение из условий прочности колонн допустимых уровней контролируемых параметров (углов крена и дифферента);

проверка прочности конструкций понтона при опирании его на диагонально расположенные опоры в случае четырехопорной СПБУ или при расчете на собственный вес с учетом принятого балласта в отсеки понтона в случае трехопорной СПБУ.

**3.1.7.2** Допустимые значения углов крена и дифферента определяются из условия, что в процессе выдергивания колонны в наиболее напряженных точках конструкции действующие напряжения не должны превосходить допускаемые значения.

При составлении условий прочности должны рассматриваться наиболее опасные положения точек приложения реакций понтона по высоте модуля опорной колонны и наиболее напряженные районы конструкции. К ним относятся опорные сечения горизонтальных стоек и раскосов, середина пролета вертикальной стойки опорной колонны.

**3.1.7.3** Усилия взаимодействия колонны и понтона должны определяться из условий совместности перемещений понтона и опорных колонн и выражаться через углы крена и дифферента, а также через вертикальное осевое усилие.

При определении неизвестных усилий должны учитываться силы тяжести и координаты точки приложения равнодействующей сил тяжести, силы плавучести и форма корпуса в подводной части, силы и моменты, возникающие в опорной части колонны в результате взаимодействия с грунтом.

**3.1.7.4** Исходя из условий прочности определяется область допустимых значений углов крена и дифферента и осевого усилия. Эти характеристики должны рассматриваться как исходные данные для разработки инструкции по эксплуатации.

**3.1.7.5** Допустимые значения углов крена и дифферента при заданной величине осевого усилия должны определяться по способу, изложенному в [3.1.8.3](#), полагая силы плавучести равными нулю, а знак усилия — обратным знаком сил при выдергивании.

### **3.1.8 Напряженное состояние опорных колонн.**

**3.1.8.1** Задачей расчета прочности опорных колонн является определение напряженного состояния конструкции в районе закрепления их в корпусе СПБУ и в районе закрепления их в грунте.

Конструкция колонны должна идеализироваться в виде пространственной рамной системы.

Расчет напряженного состояния конструкций опорных колонн следует проводить с помощью методов, дающих возможность учесть особенности напряженного состояния в элементах колонн, например, с помощью метода конечных элементов. Конструкции понтона и портала допустимо при этом принимать абсолютно жесткими.

**3.1.8.2** Районом закрепления опорной колонны в корпусе следует считать ее часть, ограниченную снизу поперечным сечением, находящимся ниже нижнего упора на расстоянии  $0,5$  пролета между верхним и нижним упорами, а сверху — поперечным сечением, отстоящим на  $0,25d$  вверх от верхней точки соприкосновения с верхним упором, или концевым сечением опорной колонны (см. [рис. 3.1.2.1](#)).

**3.1.8.3** В качестве силовых граничных условий в нижнем сечении рассматриваемого района опорной колонны должны приниматься значения интегральных сил и моментов, определенных на основании упрощенной модели СПБУ (см. [3.1.2.1](#)).

При задании ограничения на вертикальные перемещения в нижнем сечении отрезка колонны в число силовых граничных условий следует включать вертикальные усилия, передаваемые механизмом подъема на колонну. Величина и схема приложения этих усилий зависит от конструкции конкретного механизма подъема, способа крепления его к корпусу СПБУ и возможной задаваемой неравномерности распределения этих усилий, связанной с обеспечением условия прочности зуба.

**3.1.8.4** В результате расчета идеализированной конструкции опорной колонны, закрепленной в корпусе понтона, определяются значения перемещений и внутренних усилий в узлах стержневой системы, а также величины реакций и распределение напряжений в элементах конструкции.

Расчет напряжений для элементов наиболее напряженных модулей должен быть выполнен в трех поперечных сечениях по их высоте: в середине пролета и в опорных сечениях.

**3.1.8.5** Районом закрепления опорной колонны в грунте следует считать отрезок ее, ограниченный сверху поперечным сечением, находящимся на расстоянии  $0,5d$  от линии сопряжения колонны с опорным башмаком.

Для моделирования башмака колонны или другой подобной конструкции, являющейся частью нижнего конца опорной колонны, следует использовать идеализацию, позволяющую получить плоское напряженное состояние в элементах этой конструкции. Силовые граничные условия задаются на верхнем конце рассматриваемого отрезка опорной колонны, аналогично [3.1.2.1](#). В результате расчета должны быть получены значения внутренних усилий и перемещений, а также распределение напряжений.

**3.1.8.6** В случае невозможности выполнения положений [3.1.8.2 — 3.1.8.5](#) в силу принципиальных отличий от изложенной расчетной схемы допускается представлять в Регистр для согласования расчетную схему СПБУ, конкретно учитывающую конструктивные особенности установки.

### **3.1.9 Нагрузки на колонны СПБУ при транспортировке.**

В условиях транспортировки опорные колонны подняты вверх, чаще всего полностью. Комбинация инерционных нагрузок при бортовой и килевой каяке совместно

с ветровым воздействием вызывает большие изгибающие моменты и осевые силы в колоннах, а также большие реактивные усилия в портале и конструкциях корпуса.

Параметры качки могут быть получены либо по результатам модельных испытаний либо расчетом. К результатам расчетов параметров качки следует относиться с большой осторожностью из-за наличия ряда нетрадиционных особенностей понтонов СПБУ, обуславливающих появление ряда нелинейностей.

При расчете нагрузок в условиях перехода должны быть учтены:

инерционные силы, соответствующие спецификационной амплитуде бортовой или килевой качки с собственным периодом платформы;

статические силы, соответствующие максимальному наклонению колонн во время бортовой или килевой качки;

ветровые силы, отвечающие спецификации. Эффект вертикальной качки, сноса и рыскания допустимо учитывать введением поправочного коэффициента  $\gamma = 1,2$ .

Допускается, что бортовую или килевую качку можно описать с помощью зависимости

$$\theta = \theta_0 \sin \frac{2\pi t}{T_0}, \quad (3.1.9-1)$$

где  $t$  — время, с;  
 $T_0$  — собственный период бортовой или килевой качки;  
 $\theta_0$  — амплитуда бортовой или килевой качки, град.

Принимается, что центр колебаний расположен в плоскости ватерлинии.

Ускорение сосредоточенной массы, расположенной на расстоянии  $r$ , м, от центра колебаний, в  $m/c^2$  определяется как

$$a = -(2\pi/T_0)^2 \theta_0 r \sin \frac{2\pi t}{T_0}. \quad (3.1.9-2)$$

Амплитудные значения усилий на единицу длины опорной колонны определяются координатой  $z$ :

поперечные усилия —

$$F_{TS} = m(z)g \sin \theta_0 \text{ — статическое усилие;}$$

$$F_{TD} = m(z)\varepsilon_0 d \text{ — инерционное усилие;} \quad (3.1.9-3)$$

$$F_W = \frac{1}{2} \rho_W C_D [W(z) \cos \theta_0]^2 \text{ — ветровое усилие;}$$

продольные силы —

$$F_{LS} = m(z)g \cos \theta_0 \text{ — статическое усилие;}$$

$$F_{LD} = m(z)\varepsilon_0 d \text{ — инерционное усилие,} \quad (3.1.9-4)$$

где  $m(z)$  — единичная масса;  
 $W(z)$  — скорость ветра на уровне  $z$ ;  
 $g$  — ускорение силы тяжести;

$$\varepsilon_0 = 2\pi/T_0.$$

При приведении усилий к равнодействующим величинам следует учитывать собственный момент инерции рассматриваемой конструкции, например, при сведении участка колонны длиной  $l$  и погонной равномерной массой  $m$  собственный момент инерции  $M_j$  равен

$$M_j = \frac{ml^3}{12}.$$

Собственный период качки (бортовой или килевой) допустимо определять по формуле

$$T_0 = 2p\sqrt{(r_0^2 - a_0^2)/gGM}, \quad (3.1.9-5)$$

где  $r_0$  – радиус инерции для бортовой или килевой качки по отношению к оси, расположенной в плоскости ватерлинии, м;  
 $a_0$  – расстояние по вертикали между водной поверхностью и истинной осью вращения при бортовой и килевой качке, м,  
 $GM$  – поперечная или продольная метacentрическая высота, м.

Расстояние  $a_0$  в первом приближении может быть взято между поверхностью воды и центром тяжести.

Радиус инерции  $r_0$  может быть определен как

$$r_0 = \sqrt{I_m/M_m}, \quad (3.1.9-6)$$

где  $I_m = I_L + I_H + I_A$  – момент инерции масс по отношению к бортовой и килевой каяке;  
 $M_m = nM_L + M_H$  – масса;

$n$  – число колонн;  
 $I_L$  – момент инерции масс колонн;  
 $I_H$  – момент инерции массы корпуса;  
 $I_A$  – присоединенная масса момента инерции;  
 $M_L$  – масса одной колонны;  
 $M_H$  – масса корпуса.

### 3.1.10 Удар колонны о грунт при установке СПБУ на точку.

При установке и снятии с грунта опорная колонна может быть подвержена удару о грунт, вызванному качкой при установке на волнении.

Сила удара, вызванная качкой, может быть рассчитана с помощью упрощенного метода, основного на следующих допущениях:

грунта касается только одна колонна;  
 нижний конец колонны немедленно останавливается при касании колонной грунта;  
 грунт бесконечно жесткий.

Энергия вращения установки поглощается конструкцией колонны, что дает силу удара  $P$ :

$$P = \frac{2\pi\theta_0}{T_0} \sqrt{KI_m}, \quad (3.1.10-1)$$

где  $I_m$  – момент инерции массы установки по отношению к бортовой или килевой каяке;  
 $\theta_0$  – амплитуда качки;  
 $K$  – общая поперечная жесткость колонн.

Результат будет зависеть от интенсивности волновых условий и глубины акватории. Максимально допустимая величина ударного воздействия может быть определена исходя из критерия прочности. Максимально допустимая амплитуда бортовой и килевой качки во время постановки и снятия с грунта:

$$[\theta_0] = TP_{max}/2\pi\sqrt{KI_m}. \quad (3.1.10-2)$$

### 3.1.11 Прочность опорных колонн СПБУ при ледовых воздействиях.

Как правило, СПБУ не предназначены для работы во льдах. Тем не менее, возникающая необходимость продления срока эксплуатации СПБУ при наличии льда приводит к проблеме обеспечения безопасности при увеличении времени на бурение.

Для решения поставленной задачи должна быть определена сила взаимодействия ледяного поля массой  $m_i$ , движущегося со скоростью  $v_i$ , с конструкциями СПБУ. При этом должна быть учтена податливость опор сооружения.

Нагрузки от движущихся ледяных полей должны приниматься наименьшей из двух нагрузок: при остановке ледяного поля и прорезании ледяного поля.

### 3.1.12 Вихревые нагрузки.

Вихревые нагрузки определяются для «прозрачных» конструкций применительно к критическим скоростям ветра, определяемым по формуле:

в направлении, перпендикулярном ветровому потоку:

$$(w_{cr})_y = \frac{d}{(T)_y Sh}, \quad (3.1.12-1)$$

где  $(T)_y$  – период собственных колебаний рассматриваемой конструкции;  
 $Sh$  – число Струхала;  
 $d$  – поперечный размер конструкции;

в направлении вдоль ветрового потока:

$$(w_{cr})_x = \frac{d}{(T)_x Sh}. \quad (3.1.12-2)$$

Значение числа Струхала определяется формой поперечного сечения конструкции, углом набегающего потока и безразмерным числом Рейнольдса:

$$Re = \frac{d\bar{w}_{10}}{v},$$

где  $v$  – коэффициент кинематической вязкости воздуха.

Зависимость  $Sh = Sh(\alpha)$  для конкретного объекта нетрадиционной формы надежнее всего определять экспериментально на модели. При отсутствии экспериментальных данных рекомендуется прибегнуть к экспертным оценкам. В первом приближении можно использовать следующую формулу:

$$C_x Sh = 0,26(1 - e^{-2,38C_x}), \quad (3.1.12-3)$$

где  $C_x$  – коэффициент лобового сопротивления рассматриваемой конструкции.

## 3.2 ПОЛУПОГРУЖНЫЕ ПБУ

### 3.2.1 Общие требования.

**3.2.1.1** Прочность конструкции ППБУ в соответствии с положениями [2.4](#) должна проверяться для трех различных режимов:

выживания;

рабочего;

транспортировки

в соответствии с критериями [2.4](#).

Общие указания о назначении нагрузок в каждом из этих режимов приведены в [2.3](#).

**3.2.1.2** ППБУ в режиме выживания должна иметь клиренс  $h_c$ , м, определяемый как

$$h_c \geq 0,6h_{50} + 0,5, \quad (3.2.1.2)$$

где  $h_{50}$  – экстремальная высота, м, волны (1 раз в 50 лет) для данных районов эксплуатации.

**3.2.1.3** Для оценки по критерию усталостной прочности должен использоваться весь спектр долговременного распределения  $P(h_3, T_c)$  данного или наиболее тяжелого по волновым условиям района и весь период эксплуатации ППБУ.

**3.2.1.4** Волновая нагрузка представляет собой систему взаимно уравновешенных поверхностных гидродинамических нагрузок и объемных инерционных нагрузок собственных масс установки, возникающих при качке ППБУ на волнении.

Для определения нагрузок может использоваться линейная теория качки на волнении.

**3.2.1.5** При расчете прочности корпуса ППБУ следует руководствоваться положениями [2.5](#), а также нижеприведенными указаниями.

**3.2.1.6** Повреждение любой из основных связей корпуса или раскоса не должно приводить к разрушению корпуса ППБУ. Регистром могут быть потребованы расчеты, подтверждающие, что в условиях воздействия внешних нагрузок, соответствующих наибольшему в течение одного года для данного района эксплуатации, прочность корпуса с поврежденным основным элементом или раскосом будет обеспечена.

**3.2.1.7** Непроницаемые погружные или полупогружные элементы конструкции корпуса (отсеки) должны быть оборудованы средствами обнаружения нарушения непроницаемости.

### 3.2.2 Общие нагрузки.

**3.2.2.1** Общие нагрузки на корпус установки в условиях волнения могут быть определены одобренным Регистром расчетным методом, учитывающим качку ППБУ и случайный характер волнения, или экспериментальным методом, основанным на специальных модельных испытаниях, обеспечивающих надежность и адекватность результатов натурным данным.

**3.2.2.2** Общие волновые нагрузки могут быть представлены в виде распределенных нагрузок и в виде расчетных значений интегральных характеристик составляющих нагрузки с указанием способов определения соответствующих им распределенных нагрузок и расчетных композиций нагрузок для каждого расчетного режима эксплуатации для определения суммарных напряжений.

Распределенные нагрузки, определяемые обычно применительно к идеализации корпуса ППБУ, используемой в расчетах качки, для расчета напряженно-деформированного состояния конструкций корпуса следует преобразовать с учетом принятой идеализации и применяемой реализации метода конечных элементов.

**3.2.2.3** В качестве интегральных характеристик, в общем случае, следует рассматривать четыре составляющие волновой нагрузки:  $Q_1$  — симметричную,  $Q_2$  — кососимметричную,  $Q_3$  — крутящий в диаметральной плоскости ППБУ момент и  $Q_4$  — перерезывающую силу на четверти длины установки в долговременном распределении режимов волнения или их дисперсии на стационарном режиме.<sup>1</sup>

**3.2.2.3.1** Интегральная характеристика симметричной горизонтальной составляющей нагрузки:

$$Q_1^l = \frac{1}{2} \int_L (q_y^l - q_y^r) dx = -Q_1^r. \quad (3.2.2.3.1-1)$$

Соответствующая горизонтальная распределенная нагрузка, т/м:

$$q_1^l = Q_1^l/L, \text{ и } q_1^r = Q_1^r/L = -Q_1^l/L \quad (3.2.2.3.1-2)$$

приложена в плоскости ватерлинии в транспортном режиме и в плоскости палубы понтонов в режимах рабочем и выживания.

**3.2.2.3.2** Интегральная характеристика несимметричной составляющей:

$$Q_2^l = \frac{1}{2} \int_L (q_z^l - q_z^r) dx = -Q_2^r. \quad (3.2.2.3.2-1)$$

Соответствующая распределенная нагрузка представлена в каждом сечении понтона распределенными вертикальной силой  $q$ , т/м, и моментом  $M$ , т:

$$q_2^l = Q_2^l/L, \text{ и } M_2^l = (Q_2^l/L)(b_0 + B_1) \quad (3.2.2.3.2-2)$$

и

$$q_2^r = -Q_2^l/L, \text{ и } M_2^r = M_2^l, \quad (3.2.2.3.2-3)$$

приложенными  $q_2$  — в диаметральной плоскости понтонов,  $M_2$  — действуют относительно линии пересечения диаметральной плоскости понтонов и ватерлинии в транспортном режиме и диаметральной плоскости и плоскости палубы понтонов в режимах рабочем и выживания.

**3.2.2.3.3** Интегральная характеристика крутящей (в диаметральной плоскости ППБУ) составляющей:

$$Q_3^l = \frac{1}{2} \int_L x(q_z^l - q_z^r) dx = -Q_3^r. \quad (3.2.2.3.3-1)$$

Соответствующие вертикальные распределенные силы, т/м:

$$q_3^l = \frac{12Q_3^l}{L^3} x \text{ и } q_3^r = \frac{12Q_3^r}{L^3} x \quad (3.2.2.3.3-2)$$

приложены в диаметральной плоскости понтонов.

<sup>1</sup> Данные составляющие справедливы для ППБУ классического типа, которая состоит из двух понтонов, 4 — 8 стабилизирующих колонн, верхнего корпуса и, как правило, раскосов.

**3.2.2.3.4** Интегральная характеристика симметричной вертикальной составляющей:

$$Q_4^l = \frac{1}{2} \int_{L/4} (q_z^l - q_z^r) dx = Q_4^r \quad (3.2.2.3.4-1)$$

Соответствующие вертикальные распределенные силы, т/м:

$$q_4^l = q_4^r = (2\pi Q_4^l / L) \cos(2\pi x / L) \quad (3.2.2.3.4-2)$$

приложены в диаметральной плоскости понтонов.

В зависимостях, приведенных в [3.2.2.3.1 — 3.2.2.3.4](#), обозначены:

- $q_z^l, q_y^l, M^l$  и  $q_z^r, q_y^r, M^r$  – распределенные вертикальная и горизонтальная составляющие силы и момент для левого и правого понтонов соответственно, каждая из которых представляет собой сумму возмущающих, восстанавливающих, гидродинамических и инерционных собственных масс сил и моментов, а их главные вектор и момент равны нулю;
- $L, B_1$  – соответственно длина и ширина корпуса понтона;
- $b_0$  – расстояние между внутренними бортами понтонов.

**3.2.2.4** Напряжения, определенные по расчетным величинам интегральных характеристик составляющих нагрузки, имеют обеспеченность этих характеристик. Для определения расчетных суммарных напряжений следует использовать композиции составляющих нагрузки, приведенные в [табл. 3.2.2.4](#).

Таблица 3.2.2.4

Режим эксплуатации ППБУ	Расчетное волнение	Положение ППБУ на волнении	Расчетная композиция нагрузок
Транспортировки	$h_{3\%} = h_{per}^1$ $T_c = T_c^2$	на прямом курсе ( $\varphi = 0$ или $180^\circ$ )	$Q_4; 0,3Q_1; 0,3Q_2$ и $0,3Q_3$
		на косом курсе	$Q_3; 0,3Q_1; 0,3Q_2$ и $0,3Q_4$
		лагом к волне	$Q_1; Q_2; 0,3Q_2$ и $0,3Q_4$
Рабочий и выживания	$h_{min}^3 \leq h_{3\%} \leq h_{per}$ $T_c$ в соответствии с долговременным распределением при заданном для режима диапазоне $h_{3\%}$	на прямом курсе ( $\varphi = 0$ или $180^\circ$ )	$Q_4; 0,3Q_1; 0,3Q_2$ и $0,3Q_3$
		на косом курсе	$Q_3; 0,3Q_1; 0,3Q_2$ и $0,3Q_4$
		лагом к волне	$Q_1; Q_2; 0,3Q_2$ и $0,3Q_4$

<sup>1</sup>  $h_{per}$  — допустимая высота волны 3 %-ной обеспеченности для данного режима эксплуатации.  
<sup>2</sup>  $T_c$  — средняя величина среднего периода стационарных режимов волнения с  $h_{3\%} = h_{per}$ .  
<sup>3</sup>  $h_{min}$  — наименьшая высота волны 3 %-ной обеспеченности для режима выживания (для рабочего режима = 0).

Для напряжений, определяемых по распределенным нагрузкам, следует рассчитать их долговременное распределение или дисперсии напряжений на стационарном режиме волнения, позволяющие определить величины напряжений такой же обеспеченности, которая регламентируется в [2.3](#) для волновых условий в расчетных режимах эксплуатации ППБУ.

**3.2.2.6** Гидродинамические нагрузки на раскосы определяются в соответствии с [2.3.9](#).

Расчетные значения коэффициента присоединенных масс  $C_m$  определяются по методике, одобренной Регистром. Расчетные значения коэффициента сопротивления  $C_{sr}$  должны быть не менее указанных на [рис. 3.1.4.1](#).

**3.2.2.7** Допускается не учитывать в расчетах скоростную составляющую нагрузки, если:

$$h_{3\%} \leq \pi D C_{in} / C_{sr}, \quad (3.2.2.7)$$

где  $h_{3\%}$  – высота волны 3 %-ной обеспеченности;

$$C_{in} = 1 + C_m.$$

**3.2.2.8** При использовании ППБУ на акваториях, покрытых льдом, следует рассматривать их взаимодействие с различными ледовыми образованиями, характерными для данного периода времени в данном море. Для расчета составляющих глобальных ледовых нагрузок должны использоваться методы, указанные в [3.3.2](#) применительно к стационарным платформам.

### 3.2.3 Местные нагрузки.

**3.2.3.1** Местные нагрузки определяют интенсивность поперечной нагрузки на наружную обшивку, ребра жесткости, перекрытия понтонов, стабилизирующих колонн и верхнего корпуса.

**3.2.3.2** Суммарная местная нагрузка включает постоянную и переменную составляющие.

**3.2.3.3** Постоянная нагрузка определяется разностью наружного (по отношению к отсеку) и внутреннего давлений.

Расчетной величиной является самое неблагоприятное значение этой разницы. Если внутреннее давление создается расходуемым грузом или балластом, при определении расчетной местной нагрузки оно должно приниматься равным нулю.

**3.2.3.4** Переменные местные давления, кПа, определяются по следующим формулам: на погруженную часть конструкции —

$$p = gp \frac{h_{3\%}}{2} c e^{-kz}; \quad (3.2.3.4-1)$$

на надводную часть конструкции —

$$p = gp \left( \frac{h_{3\%}}{2} c - z_1 \right), \text{ но не менее } 5 \text{ кПа}, \quad (3.2.3.4-2)$$

где  $h_{3\%}$  – высота волны 3 %-ной обеспеченности волнового режима, имеющего в долговременном распределении для данного района эксплуатации обеспеченность  $P(h_{3\%}, T_c) \approx 10^{-2}$ , м;  
 $c$  – коэффициент, учитывающий дифракцию волн и неравномерность поля давлений по контуру погруженного элемента,  $c = 1,5$ ;

$$k = 4\pi^2 / gT_c^2;$$

$T_c$  – средний период режима волнения обеспеченностью  $10^{-2}$ , с;

$z$  – заглубление точки под свободной поверхностью воды погруженной части конструкции, м;

$z_1$  – возвышение точки над свободной поверхностью воды надводной части конструкции, м;

$g$  – ускорение свободного падения, м/с<sup>2</sup>;

$p$  – плотность морской воды, т/м<sup>3</sup>.

### 3.2.3.5 Ударные нагрузки на раскос.

**3.2.3.5.1** Расчетная скорость  $v_0$  относительного движения носового поперечного горизонтального раскоса при условии входа раскоса в воду (амплитуда  $R_0$  относительного перемещения  $R > 2b_1$ , где  $b_1$  — отстояние нижней кромки раскоса от поверхности воды) определяется выражением

$$v_0^2 = 2D_v(4 \ln 10 - 2b_1^2/D_R), \quad (3.2.3.5.1)$$

где  $D_v$  и  $D_R$  — дисперсии скорости и перемещений относительного движения раскоса.

Дисперсии  $D_v$  и  $D_R$  должны определяться с учетом волнового движения воды и вертикальной и килевой качки ППБУ на встречном курсовом угле относительно волнения в режимах транспортировки и выживания ([2.3.2.2](#) и [2.3.4.4](#)) с помощью методов, согласованных Регистром.

**3.2.3.5.2** Расчетная распределенная ударная нагрузка, т/м, определяется как

$$q_{ym} = 1,47v_0^2\rho D, \quad (3.2.3.5.2)$$

где  $D$  — диаметр раскоса, м.

**3.2.3.5.3** Наибольшая расчетная амплитуда перемещения  $z_0$  среднего сечения раскоса в процессе упругих колебаний и соответствующие напряжения  $\sigma_y$  определяются по формулам:

$$z_0 = \frac{F_{red}}{K_{red}} \frac{2,72a_1}{(1+a_1^2)^2} \left\{ [2a_1 + (1+a_1^2)\omega_1 t] \left( \frac{1}{2,72} \right) - 2a_1 \cos \omega_1 t - (1-a_1^2) \sin \omega_1 t \right\}; \quad (3.2.3.5.3-1)$$

$$\sigma_y = (ED/2)z_0 f_1''(y), \quad (3.2.3.5.3-2)$$

где  $a_1 = v_0/0,145D\omega_1$ ;

$\omega_1 = K_{red}/M_{red}$  — частота первого тона упругих колебаний раскоса;

$F_{red} = \int_0^l q_{ym} f_1 dy + F_{l/2} f_1$  — приведенная сила;

$K_{red} = \int_0^l EJ(f_1'')^2 dy + K_{l/2} f_1$  — приведенная жесткость;

$M_{red} = \int_0^l m f_1^2 dy + m_{l/2} f_1^2$  — приведенная масса;

$f_1$  — форма колебаний первого тона; вычисляется по формуле:

$$f_1 = 0,5 \left( \cos \frac{2\pi y}{l} - 1 \right) + \left( 1 - \sin \frac{\pi y}{l} \right), \quad (3.2.3.5.3-3)$$

либо форма изгиба балки определяется с учетом жесткости заделки  $\alpha$ , опоры в пролете с жесткостью  $K_{l/2}$  и других особенностей балки под воздействием равномерно распределенной нагрузки, приводящей к единичному прогибу в точке ее приведения.

**3.2.3.5.4** Напряжения  $\sigma_y$  следует учитывать при определении суммарных напряжений в раскосе, вызванных местными и общими нагрузками в режимах транспортировки и выживания.

**3.2.3.6** При использовании ППБУ на акваториях, покрытых льдом, следует рассматривать локальные ледовые нагрузки, определяемые так же, как и для стационарных сооружений (см. [3.3.2.3.23 — 3.3.2.3.24](#)).

**3.2.3.7** Динамические аспекты воздействия торосистых льдов на ПБУ должны быть дополнительно изучены при значениях безразмерного параметра  $1/3 < \chi < 3$ ,

определяющего относительную близость частоты ледовых воздействий к собственной частоте податливого сооружения:

$$\chi = \frac{0,4TV}{w_{\text{тор}} + X_{st}}, \quad (3.2.3.7)$$

где	$T$	–	собственный период горизонтальных колебаний ПБУ в положении статического равновесия;
	$w_{\text{тор}}$	–	ширина торося;
	$X_{st}$	–	смещение сооружения под действием максимальной нагрузки, соответствующей действию торося на неподвижное сооружение;
	$V$	–	скорость дрейфа льдов.

**3.2.3.8** Ввиду существенной зависимости динамических эффектов от параметров ледовых образований, геометрических особенностей ПБУ, характеристик системы ее удержания и скорости движения льдов оценку динамических аспектов ледовых воздействий на ПБУ целесообразно выполнять на основании математического моделирования взаимодействия ледовых образований с заякоренным сооружением с использованием компьютерных программ, одобренных Регистром.

#### **3.2.4 Определение напряженно-деформированного состояния.**

**3.2.4.1** Конструкция платформы считается линейной системой. Поэтому напряжения в конструкции могут быть получены в результате наложения результатов воздействия отдельных составляющих нагрузок.

**3.2.4.2** Для расчета напряженно-деформированного состояния конструкции ППБУ в целом рекомендуется использовать метод конечных элементов. При этом могут быть применены следующие трехмерные модели: стержневая, пластинчатая или пластинчато-стержневая.

Стержневую модель целесообразно использовать на ранних стадиях проектирования. Она является также удобной при наличии большого числа произвольно расположенных раскосов.

Пластинчатую и пластинчато-стержневую модели целесообразно использовать на завершающих стадиях проектирования. Последняя подразумевает идеализацию в виде стержневых конечных элементов либо только раскосов, либо раскосов, стабилизирующих колонн и понтонов.

**3.2.4.3** При расчете напряженно-деформированного состояния конструкции ППБУ в целом на базе стержневой модели должно быть выполнено следующее:

**.1** должны использоваться стержневые конечные элементы с шестью степенями свободы в узле, учитывающие деформации изгиба и сдвига в двух плоскостях, растяжения-сжатия и кручения;

**.2** геометрические характеристики поперечных сечений элементов, аппроксимирующих понтоны, стабилизирующие колонны и раскосы, должны определяться из условия, что продольные связи, включающие обшивку, продольные ребра жесткости и другие продольные элементы, участвуют в работе конструкции полной площадью;

**.3** геометрические характеристики поперечных сечений элементов, аппроксимирующих конструкцию верхнего корпуса, должны определяться в соответствии с положениями [3.2.4.4](#);

**.4** в местах соединения элементов с большими размерами поперечных сечений (например, соединение стабилизирующей колонны с понтоном или раскосом ([рис. 3.2.4.3.4](#)) и т.п. должны вводиться «абсолютно жесткие» конечные элементы, либо следует использовать стержневые конечные элементы с жесткими окончаниями.

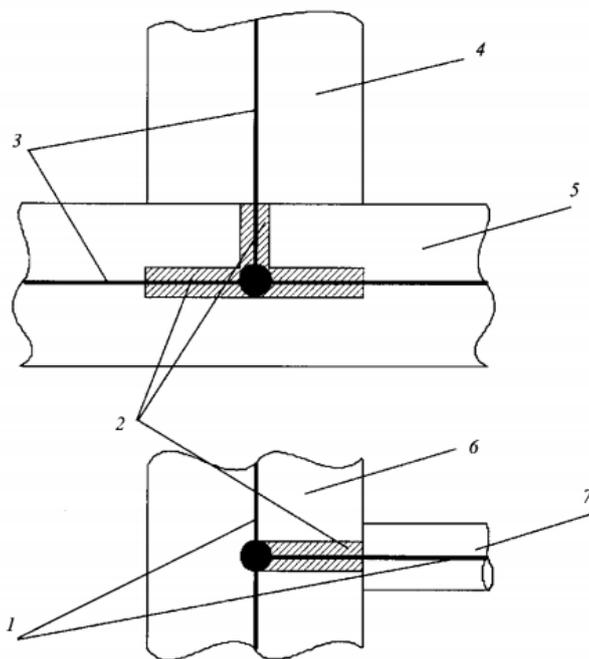


Рис. 3.2.4.3.4

«Абсолютно жесткие» конечные элементы:

1,3 — стержневые конечные элементы; 2 — «абсолютно жесткие» конечные элементы;  
4, 6 — стабилизирующая колонна; 5 — понтон; 7 — раскос

**3.2.4.4** Положения по определению геометрических характеристик поперечных сечений элементов, аппроксимирующих конструкцию верхнего корпуса, предусматривают следующее.

**3.2.4.4.1** Конструкция верхнего корпуса (рис. 3.2.4.4.1-1) может быть представлена в виде системы стержневых элементов (рис. 3.2.4.4.1-2), которые обладают свойствами реальной конструкции. Геометрическими характеристиками поперечных сечений стержневых элементов являются:

$J_x$  — момент инерции площади поперечного сечения элемента относительно горизонтальной оси;

$J_z$  — момент инерции площади поперечного сечения элемента относительно вертикальной оси;

$J_T$  — момент инерции площади поперечного сечения элемента на кручение;

$F_x$  — площадь поперечного сечения элемента, воспринимающая сдвиг в горизонтальном направлении;

$F_z$  — площадь поперечного сечения элемента, воспринимающая сдвиг в вертикальном направлении;

$F_{t-com}$  — площадь поперечного сечения элемента на растяжение-сжатие.

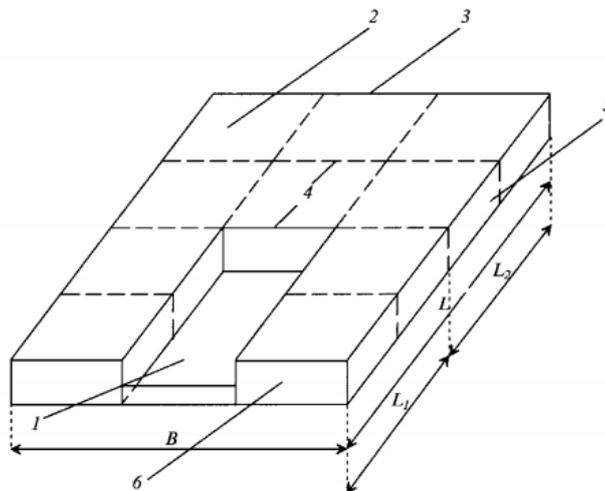


Рис. 3.2.4.4.1-1

Схема конструкции верхнего корпуса (пример):

$B$  — ширина верхнего корпуса;  $L$  — длина верхнего корпуса;  $L_1, L_2$  — расстояние между осями стабилизирующих колонн по длине; 1, 2 — палуба; 3, 6 — транец; 4 — переборки; 5 — борт

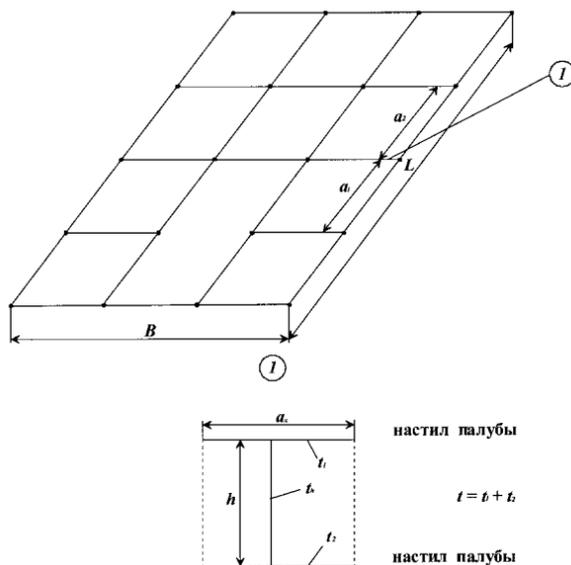


Рис. 3.2.4.4.1-2

Стержневая модель верхнего корпуса (пример):

1 — рассматриваемый стержневой элемент и его поперечное сечение;  $a_x$  — ширина присоединенного пояса;  $a_1$  и  $a_2$  — отстояние элемента от ближайших элементов того же направления;  $B$  — ширина верхнего корпуса;  $L$  — длина верхнего корпуса

**3.2.4.4.2** Момент инерции  $J_x$  определяется высотой стенки и шириной присоединенного пояса  $a_x$ , которая зависит от длины пролета элемента  $b$  и формы деформации конструкции. Должны рассматриваться все продольные связи, прилегающие к элементу.

Длина пролета  $b$  для поперечных элементов принимается равной ширине верхнего корпуса, если отсутствуют промежуточные опоры в виде раскосов, либо равной

половине ширины верхнего корпуса, если имеют место промежуточные опоры в виде раскосов. Длина пролета  $b$ , м, для продольных элементов принимается равной расстоянию между осями стабилизирующих колонн по длине.

Различаются следующие формы деформации конструкции: симметричный изгиб и кососимметричный изгиб. При симметричном изгибе ширина присоединенного пояска элементов принимается равной меньшей из величин, определяемых по формулам:

$$a_x = \frac{1}{3}b; \quad (3.2.4.4.2-1)$$

$$a_x = 0,5(a_1 + a_2). \quad (3.2.4.4.2-2)$$

При кососимметричном изгибе ширина присоединенного пояска элементов принимается равной меньшей из величин, определяемых по формулам:

$$a_x = \frac{1}{6}b; \quad (3.2.4.4.2-3)$$

$$a_x = 0,5(a_1 + a_2), \quad (3.2.4.4.2-4)$$

где  $a_1, a_2$  – отстояния рассматриваемого элемента от ближайших элементов того же направления, м, расположенных по обе стороны от рассматриваемого.

#### 3.2.4.4.3 Момент инерции $J_z$ , м<sup>4</sup>, определяется по формуле

$$J_z = (ta_z^3/12)(1/n_z), \quad (3.2.4.4.3-1)$$

где  $t$  – суммарная расчетная толщина настилов палуб, м;  
 $a_z$  – ширина присоединенного пояска при изгибе относительно вертикальной оси, м;  
 $n_z$  – количество поперечных элементов на длине верхнего корпуса при вычислении  $J_z$  для поперечных элементов либо количество продольных элементов на ширине верхнего корпуса при вычислении  $J_z$  для продольных элементов.

Ширину присоединенного пояска  $a_z$  следует определять по формуле

$$a_z = B \sqrt[3]{(L/2B) \frac{1}{1+v}}, \quad (3.2.4.4.3-2)$$

где  $B$  – ширина верхнего корпуса для поперечных элементов или длина верхнего корпуса для продольных элементов, м;  
 $L$  – длина верхнего корпуса для поперечных элементов или ширина верхнего корпуса для продольных элементов, м;  
 $v$  – коэффициент Пуассона.

3.2.4.4.4 При вычислении момента инерции  $J_T$  верхний корпус следует рассматривать в каждом продольном или поперечном сечении как замкнутую систему (системы), ограниченную по контуру настилами палуб и обшивкой бортов (транцев, переборок).

Момент инерции  $J_T$ , м<sup>4</sup>, определяется по формуле

$$J_T = (4S^2 / \int dl/t_c)(1/n_T), \quad (3.2.4.4.4)$$

где  $S$  – площадь замкнутого контура, образуемого настилами палуб и обшивкой бортов (транцев, переборок), рассматриваемой замкнутой системы, м<sup>2</sup>;

- $dl$  и  $t_c$  – элемент длины периметра контура и толщина стенки его в рассматриваемой точке периметра, м;
- $n_T$  – количество поперечных элементов, входящих в замкнутую систему при вычислении  $J_T$  для поперечных элементов, либо количество продольных элементов, входящих в замкнутую систему при вычислении  $J_T$  для продольных элементов.

Скачки изгибающих моментов в местах пересечения продольного и поперечного набора верхнего корпуса, обусловленные приведенным выше способом задания  $J_T$ , должны быть сглажены посредством осреднения значений изгибающих моментов.

**3.2.4.4.5** Площадь поперечного сечения  $F_x$ , если не доказано того, что сдвигом можно пренебречь ( $F_x \rightarrow \infty$ ), определяется по формуле

$$F_x = 0,5(a_1 + a_2)t, \quad (3.2.4.4.5)$$

где  $a_1, a_2$  – см. [3.2.4.4.2](#);  
 $t$  – см. [3.2.4.4.3](#).

**3.2.4.4.6** Площадь поперечного сечения  $F_z$ , м, если не доказано того, что сдвигом можно пренебречь ( $F_z \rightarrow \infty$ ), определяется по формуле

$$F_z = ht_h, \quad (3.2.4.4.6)$$

где  $h$  – высота поперечного сечения элемента, м;  
 $t_h$  – расчетная толщина стенки элемента, м.

**3.2.4.4.7** Площадь поперечного сечения  $F_{t-com}$  определяется высотой стенки и шириной присоединенного пояска  $a_{t-com}$ . Должны рассматриваться все продольные связи, прилегающие к элементу.

Ширина присоединенного пояска определяется по формуле

$$a_{t-com} = 0,5(a_1 + a_2), \quad (3.2.4.4.7)$$

где  $a_1, a_2$  – см. [3.2.4.4.2](#).

**3.2.4.5** В соответствии с [2.4.3.9](#) может допускаться потеря устойчивости пластин основных и второстепенных конструктивных элементов только для палубных настилов верхнего корпуса. В этом случае расчеты должны выполняться с учетом редуцирования гибких связей (пластин) под действием расчетных сжимающих напряжений.

### 3.3 МОРСКИЕ СТАЦИОНАРНЫЕ ПЛАТФОРМЫ

#### 3.3.1 Общие требования.

**3.3.1.1** 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 [3.3.3](#). 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](#).

**3.3.1.2** Клиренс верхнего строения платформы  $h_w$ , м, должен быть не менее большей из величин, определяемых из экстремальных воздействий волнения и льда: из условий волнения —

$$h_w = \Delta_{100} + 1,2(D/\lambda_{100})^{1/4}h_{100} + 1,5, \quad (3.3.1.2-1)$$

где  $\Delta_{100}$  — 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;  
 $\lambda_{100}$  — ассоциированная средняя длина волны, соответствующая длине 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 —

$$h_{\%0} = 4h_{raf100} + \Delta_{100} + 0,5, \quad (3.3.1.2-2)$$

где  $h_{raf100}$  — толщина, наслоенного 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.

**3.3.1.3** 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.

**3.3.1.4** При расчете прочности корпуса МСП следует руководствоваться положениями [2.5](#), а также положениями [3.3.4](#).

#### 3.3.2 Нагрузки.

##### 3.3.2.1 Волновые нагрузки.

**3.3.2.1.1** Волновые нагрузки на платформу и ее элементы определяются на основании уравнения Морисона (см. [2.3.9.1](#) и [2.3.9.2](#)).

**3.3.2.1.2** 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 [3.3.2.1.3 — 3.3.2.1.7](#) приводятся параметры волновых нагрузок.

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

$$\sigma_Q^{hor} = 3 \cdot 10^{-3} \gamma (h_3)_{max} D^2 K_v th \bar{K} H, \quad (3.3.2.1.3-1)$$

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

$$\sigma_Q^{hor} = 3 \cdot 10^{-3} \gamma (h_3)_{max} D^2 K_v th \bar{K} H \times \left\{ 1 - \frac{4}{\bar{K} D t g \alpha} \left( \bar{K} H - \frac{1}{\bar{K} H} + \frac{1}{sh \bar{K} H} \right) + \frac{4}{(\bar{K} D)^2 (t g \alpha)^2} \times [2 + (\bar{K} H)^2 - 2 \bar{K} H / th \bar{K} H] \right\}, \quad (3.3.2.1.3-2)$$

где  $\gamma$  — дельный вес воды, т/м<sup>3</sup>;  
 $(h_3)_{max}$  — 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);  
 $\alpha$  — угол наклона конуса к горизонту (при  $\alpha = 90^\circ$  опора становится вертикальной);  
 $H$  — глубина акватории, м.

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

$$Z_0/H = \frac{1}{\bar{K} H} \cdot (1 - ch \bar{K} H + \bar{K} H \cdot sh \bar{K} H) / sh \bar{K} H. \quad (3.3.2.1.4)$$

**3.3.2.1.5** 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. [3.3.2.1.7](#)).

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

$$Q = \sigma_Q \sqrt{2 \ln p N}, \quad (3.3.2.1.6)$$

где  $\sigma_Q$  — стандартное отклонение, определяемое согласно [3.3.2.1.3](#);

- $p$  – 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).

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

$$M_{cap} = \sqrt{(QZ_Q)^2 + M_V^2}, \quad (3.3.2.1.7-1)$$

- где  $Q$  – см. 3.3.2.1.6;
- $Z_Q$  – координата приложения нагрузки на цилиндрическую опору, м;
- $M_V$  – дополнительный опрокидывающий момент от вертикальных волновых давлений, определяется как:

$$M_V = \sigma_{M_V} \sqrt{2 \ln(pN)}; \quad (3.3.2.1.7-2)$$

- $\sigma_{M_V}$  – стандартное отклонение дополнительного опрокидывающего момента, определяется как

$$\sigma_{M_V} = \frac{\gamma h_3 D^3}{ch(2\pi H/\bar{\lambda})} \psi_V; \quad (3.3.2.1.7-3)$$

- $\psi_V$  – коэффициент дополнительного опрокидывающего момента от воздействия волн на дно преграды с учетом проницаемости основания, определяемый по рис. 3.3.2.1.7.

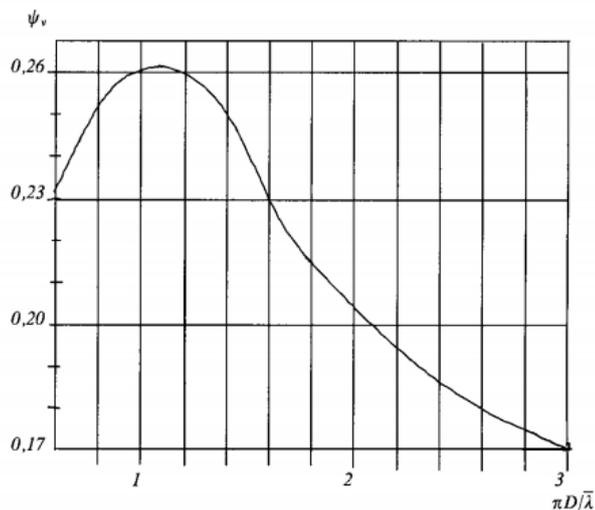


Рис. 3.3.2.1.7

Значение параметра  $\psi_V$  дополнительного опрокидывающего момента

**3.3.2.1.8** 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

$$Q = n\sigma_Q\gamma_n\sqrt{2\ln(pN)}, \quad (3.3.2.1.8.1)$$

где  $n$  – число опор;  
 $\sigma_Q$  – стандартное отклонение, определяемое согласно [3.3.2.1.3](#);  
 $\gamma_n$  – коэффициент влияния расстояния  $L$  между  $n$  опорами на волновую нагрузку и соответствует курсовому углу  $\varphi_d$ , определяемому как

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

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

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

$p$  – 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

$$Q = (\gamma\pi h/2)D^2(shKd/chKH)\beta, \quad (3.3.2.1.8.2)$$

где  $\gamma$  – удельный вес воды, т/м<sup>3</sup>;  
 $h$  – расчетная высота волны (1 %-ной обеспеченности), м;  
 $D$  – приведенный диаметр понтона, м;

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

где  $S$  – площадь понтона в плане, м<sup>2</sup>;

$d$  – высота понтона, м;

$H$  – глубина акватории, м;

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

$\beta$  – коэффициент, зависящий от отношения  $\pi D/\bar{\lambda}$  (см. [рис. 3.3.2.1.8.2](#)).

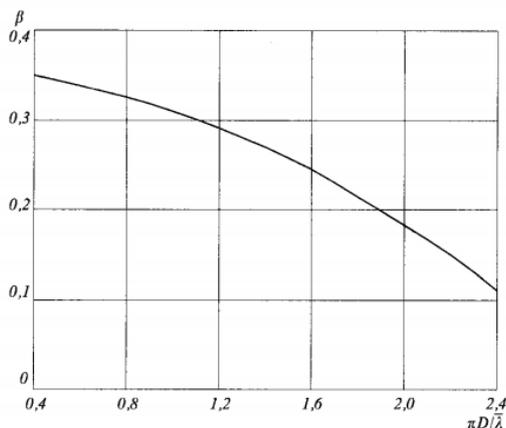


Рис. 3.3.2.1.8.2  
Зависимость коэффициента  $\beta$  от  $\pi D/\bar{\lambda}$

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

**3.3.2.1.10** 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. 3.3.2.1.10](#); 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 3.3.2.1.10

Положение поверхности	Давление, МПа	
	При эксплуатации МСП	Транспортировка МСП в целом или отдельных блоков <sup>1</sup>
Вертикальная	0,15	0,10
Отклонение от вертикали более 30°	0,10	0,05

<sup>1</sup> Данные приведены без учета слеминга, при учете слеминга они должны быть увеличены.

**3.3.2.2** Ветровые нагрузки и нагрузки от течения.

**3.3.2.2.1** Ветровые нагрузки определяются по [формулам \(2.3.8-1\) — \(2.3.8-3\)](#).

**3.3.2.2.2** 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

$$q = (\rho C_{sr} d / 2) (v + v_c) |v + v_c|. \quad (3.3.2.2.2-1)$$

Составляющая нагрузки чисто от течения на цилиндрическую опору определяется по формуле

$$Q = (\rho C_{sr} d / 2) v_c^2 H_0, \quad (3.3.2.2.2-2)$$

где  $\rho$  — массовая плотность воды, т/м<sup>3</sup>;  
 $C_{sr}$  — коэффициент скоростного сопротивления преграды;  
 $d$  — диаметр преграды, м;  
 $H_0$  — глубина акватории, м.

**3.3.2.2.3** 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

$$Q = (\rho C_{sr} d / 2) \left\{ v_c^2 H_0 + \sqrt{8/\pi} (1 + v_c^2 / \sigma_{v_0}^2) \left( \frac{g v_0 \sigma_{v_0}}{\bar{\omega}^2 + \omega^2} \right) \right\}, \quad (3.3.2.2.3)$$

где  $g$  — ускорение свободного падения, м/с<sup>2</sup>;  
 $v_0$  — амплитуда орбитальной скорости частиц воды поверхностной волны, м/с;  
 $\sigma_{v_0}$  — стандартное отклонение орбитальной скорости частиц воды поверхностной волны,  
 $\sigma_{v_0} = 0,19 h_3 \bar{\omega}$ ;  
 $\bar{\omega}$  — средняя частота волнения, с<sup>-1</sup>;  
 $h_3$  — высота волны 3 %-ной обеспеченности, м;  
 $\omega$  — частота волнения, с<sup>-1</sup>.

### 3.3.2.3 Ледовые нагрузки.

**3.3.2.3.1** 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.

**3.3.2.3.2** 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.

**3.3.2.3.3** 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.

**3.3.2.3.4** При взаимодействии одноопорной платформы с вертикальными бортами с движущимся полем выполняется сравнение глобальных нагрузок, соответствующих режиму прорезания согласно формуле (3.3.2.3.4-1), режиму остановки согласно формуле (3.3.2.3.4-2) и режиму торошения согласно формуле (3.3.2.3.4-3):

$$F_{x1} = mK_L K_V \sigma_c D^{0,85} h^{0,9}; \quad (3.3.2.3.4-1)$$

$$F_{x2} = 1,33h(\rho_i D)^{1/3}(\sigma_c D_1 V)^{2/3}; \quad (3.3.2.3.4-2)$$

$$F_{x3} = 2h^{1,25} D_1^{0,5}, \text{ МН, при } 100 \text{ м} < D_1 \leq 1500 \text{ м}; \quad (3.3.2.3.4-3)$$

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

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  $m = 1$ );  
 $\sigma_c$  – одноосная прочность льда на сжатие, МПа;  
 $\rho_i$  – плотность льда, кг/м<sup>3</sup>;  
 $K_L$  – коэффициент; который рассчитывается по формуле (3.3.2.3.4-4) 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 (3.3.2.3.4-5) и учитывает скорость движения льда  $V$  и толщину льда  $h$ ;

$$K_L = \begin{cases} 1, & \text{если } D_1/D \geq 10; \\ 1 - 0,0667(10 - D_1/D), & \text{если } 10 > D_1/D > 3; \\ 0,6, & \text{если } D_1/D \leq 3; \end{cases} \quad (3.3.2.3.4-4)$$

$$K_V = (1,6 - 20V/h), \text{ если } V/h < 3 \times 10^{-2} \quad (3.3.2.3.4-5)$$

$$K_V = 1, \text{ если } V/h \geq 3 \times 10^{-2}.$$

Если значение нагрузки, определяемое по формуле (3.3.2.3.4-1), меньше значения, определяемого по формуле (3.3.2.3.4-2), то реализуется режим прорезания, а глобальная нагрузка, определяемая по формуле (3.3.2.3.4-1), 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 (3.3.2.3.4-3), превышает нагрузку, соответствующую режиму прорезания согласно формуле (3.3.2.3.4-1) со скоростью дрейфа льдов  $V = 0,01$  м/с.

Режим остановки льдины реализуется, если значение нагрузки, определяемое по формуле (3.3.2.3.4-2), меньше значения, определяемого по формуле (3.3.2.3.4-1), 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 (3.3.2.3.4-3), меньше значения нагрузки от остановки, определяемого по формуле (3.3.2.3.4-2). При реализации режима остановки глобальная нагрузка, рассчитанная по формуле (3.3.2.3.4-2), принимается в качестве нормативной.

Режим торошения реализуется, если значение нагрузки, определяемое по формуле (3.3.2.3.4-2) меньше значения, определяемого по формуле (3.3.2.3.4-1), и при большой сплоченности льдов ( $C_p > 0,7$ ) и большой площади льдин  $D_1 > 100$  м) нагрузка, соответствующая режиму торошения согласно формуле (3.3.2.3.4-3), меньше нагрузки, соответствующей режиму прорезания согласно формуле (3.3.2.3.4-1) при  $V = 0,01$  м/с, но больше нагрузки, соответствующей режиму остановки согласно формуле (3.3.2.3.4-2). При возникновении режима торошения глобальная нагрузка, определяемая по формуле (3.3.2.3.4-3), принимается в качестве нормативной.

**3.3.2.3.5** Для вмержших в лед сооружений при мало изменяющимся в течение суток уровне воды расчет глобальных нагрузок выполняется по формуле (3.3.2.3.4-1) при  $V = 0,01$  м/с. Если сооружение вмержло в лед на срок более трех суток при температуре окружающей среды ниже  $-5$  °С, то глобальная нагрузка определяется по формуле

$$F_{1f} = 1,6mK_L\sigma_c D^{0,85} h^{0,9}. \quad (3.3.2.3.5)$$

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

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

**3.3.2.3.8** Глобальная нагрузка от консолидированного слоя тороса на одноопорную платформу с вертикальными бортами определяется по формулам (3.3.2.3.4-1) — (3.3.2.3.4-3) при подстановке в них вместо  $h$  толщины консолидированного слоя  $h_c$ , а вместо  $\sigma_c$  — прочности консолидированной части тороса  $\sigma_{cr}$ .

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

$$F_{k1} = \mu(h_k - h_c)D \left[ \frac{(h_k - h_c)\mu\gamma_e}{2} + 2C_k \right] \left( 1 + \frac{(h_k - h_c)}{6D} \right); \quad (3.3.2.3.9-1)$$

$$F_{k2} = \gamma_e t g \varphi_k (h_k - h_c) [DW_k + (h_k - h_c)W_k] + C_k W_k D + 2C_k W_k (h_k - h_c); \quad (3.3.2.3.9-2)$$

$$F_k = F_{k1}, \text{ если } F_{k2} > 2F_{k1}; \quad (3.3.2.3.9-3)$$

$$F_k = 2 \frac{F_{k1} F_{k2}}{2F_{k1} + F_{k2}}, \text{ если } F_{k1} > 2F_{k2}, \quad (3.3.2.3.9-4)$$

где  $\mu = tg(45^\circ + \varphi_k/2)$ ;  
 $\gamma_e = g(1 - p_k)(\rho_{wat} - \rho_i)$ ;  
 $h_k$  – осадка кия тороса;  
 $C_k$  – сцепление материала кия тороса, МПа;  
 $\varphi_k$  – угол внутреннего трения кия тороса;  
 $p_k$  – коэффициент пористости (пустотелости) кия тороса;  
 $\rho_{wat}$  – плотность морской воды, кг/м<sup>3</sup>;  
 $W_k$  – ширина кия тороса перпендикулярно его фронту, м.

**3.3.2.3.10** 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 кия 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.

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

$$F_n = 0,85F_1K_1K_2[1 + (n - 1)(\cos \alpha_i + 0,3 \sin \alpha_i)]; \quad (3.3.2.3.11-1)$$

$$k_1 = 0,83 + 0,17n^{-1/2}; \quad (3.3.2.3.11-2)$$

$$K_2 = \begin{cases} 0,7 + 0,06(L/D - 1), & \text{если } L/D < 6; \\ 1, & \text{если } L/D > 6, \end{cases} \quad (3.3.2.3.11-3)$$

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 (3.3.2.3.4-1) — (3.3.2.3.4-5);  
 $\alpha_i$  – 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. 3.3.2.3.11);  
 $D$  – диаметр колонн, м.

Формулы (3.3.2.3.11-1) — (3.3.2.3.11-3) справедливы при  $L/D > 2$ . В противном случае, нагрузку на все сооружение следует определять, как нагрузку на протяженное сооружение длиной  $L(n-1)$ .

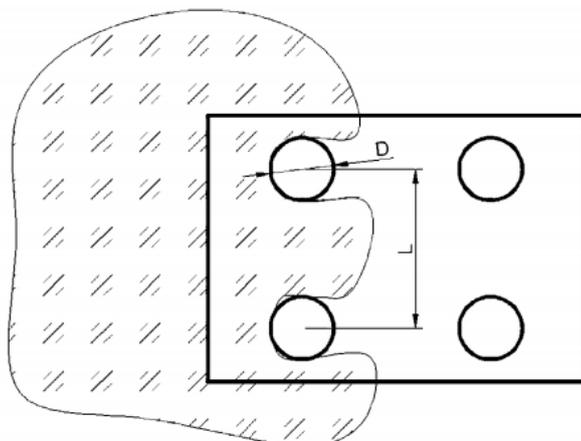


Рис. 3.3.2.3.11  
Многоопорная платформа

**3.3.2.3.12** Глобальная горизонтальная нагрузка при воздействии ограниченного ледового поля на однорядную систему колонн выбирается, как минимальное значение из значений, определенных по формулам (3.3.2.3.11-1) и (3.3.2.3.4-2). При этом в формуле (3.3.2.3.4-2)  $D$  следует заменить на  $nD$ .

**3.3.2.3.13** 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:

$$F_n = 0,85nF_1K_1K_3; \quad (3.3.2.3.13-1)$$

$$K_3 = \begin{cases} 0,7, & \text{если } L/D > 5 \\ 0,45 + 0,05L/D, & \text{если } 5 \leq L/D < 3, \end{cases} \quad (3.3.2.3.13-2)$$

где  $K_3$  – коэффициент; учитывающий взаимное влияние колонн;  
 $F_1, K_1$  – см. 3.3.2.3.11.

При  $L/D < 3$  глобальная нагрузка определяется как нагрузка на многоопорную платформу при забивании льда между опорами (см. 3.3.2.3.16).

**3.3.2.3.14** 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 (3.3.2.3.11-1) для фронтальных опор и по формуле (3.3.2.3.4-2) путем замены в ней  $D$  на  $n_1D$ , где  $n_1$  — число фронтальных колонн. Минимальная из этих нагрузок принимается в качестве нормативной.

**3.3.2.3.15** При вмержании многорядной системы колонн в лед глобальная горизонтальная нагрузка определяется по формулам:

$$F_{nf} = F_1K_{3f}, \quad (3.3.2.3.15-1)$$

$$K_{3f} = n, \text{ если } L/D > 4; \quad (3.3.2.3.15-2)$$

$$K_{3f} = n(0,5 + L/8D), \text{ если } 2 < L/D < 4, \quad (3.3.2.3.15-3)$$

где  $F_{1f}$  – нагрузка на одну опору, вмержшую в лед, определяемая по формуле (3.3.2.3.5).

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

$$F_{nz} = 0,8F_{nf}. \quad (3.3.2.3.16)$$

**3.3.2.3.17** Глобальная нагрузка на многоопорное сооружение от торосов определяется путем суммирования нагрузки от консолидированного слоя и кия тороса. Глобальная нагрузка от консолидированного слоя тороса определяется по формуле (3.3.2.3.13-1). При этом  $F_1$  вычисляется согласно 3.3.2.3.4 путем подстановки свойств консолидированного слоя тороса. Глобальная нагрузка от кия 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 кия тороса на каждую из опор определяется по формуле (3.3.2.3.9-1) путем замены  $(h_k - h_c)$  на  $(h_{ki}(t) - h_c)$ , где  $h_{ki}(t)$  — осадка кия у  $i$ -ой опоры в момент времени  $t$ .

**3.3.2.3.18** 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:

$$F_{xc} = K_V [A_1 \sigma_f h^2 + A_2 \rho_{wat} g h D^2 + A_3 \rho_{wat} g p_1 h_r (D^2 - D_b^2)] A_4; \quad (3.3.2.3.18-1)$$

$$F_{zc} = B_1 F_{xc} + K_V B_2 \rho_{wat} g p_1 h_r (D^2 - D_b^2); \quad (3.3.2.3.18-2)$$

где  $\sigma_f$  – 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. 3.3.2.3.18-1);  
 $h_r \cong 2h$ ;  
 $p_1$  – 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 (3.3.2.3.18-3);  
 $A_1, A_2, A_3, A_4, B_1, B_2$  – коэффициенты, значения которых приведены на рис. 3.3.2.3.18-2 — 3.3.2.3.18-6;  
 $h_m$  – максимально возможная высота напоязания льда на платформу, приближенно определяемая по формуле (3.3.2.3.18-4);

$$K_V = \begin{cases} 1, & \text{если } V < 0,5 \text{ м/с} \\ 1 + 0,7(V - 0,5), & \text{если } V \geq 0,5 \text{ м/с} \end{cases}; \quad (3.3.2.3.18-3)$$

$$h_m = \begin{cases} 3 + 4h & \text{при } D/l_c \geq 2,0 \\ 5h \sin \alpha & \text{при } D/l_c \leq 0,5 \\ 5h \sin \alpha + \frac{3+h(4-5 \sin \alpha)}{1,5} (D/l_c - 0,5) & \text{при } 0,5 < D/l_c < 2,0, \end{cases} \quad (3.3.2.3.18-4)$$

где  $\alpha$  – угол наклона борта к горизонту;

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

$E$  – модуль упругости ровного или наслоенного льда, МПа;  
 $\nu$  – коэффициент Пуассона,  $\nu = 0,3$ .

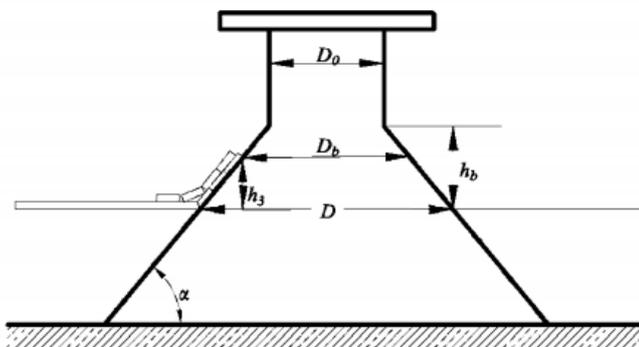


Рис. 3.3.2.3.18-1

Платформа с расширяющимися вниз коническими бортами

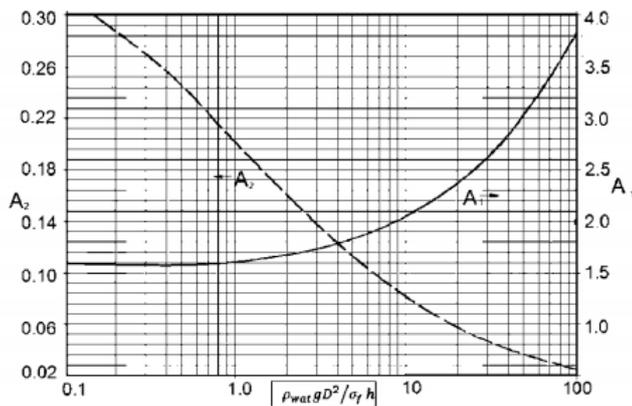


Рис. 3.3.2.3.18-2

Значения коэффициентов  $A_1, A_2$

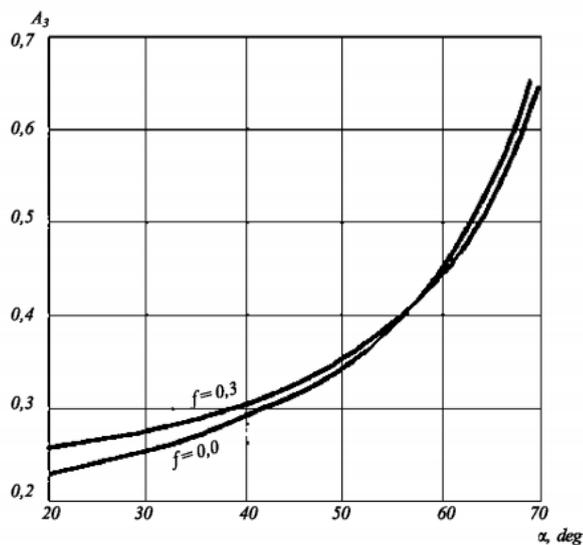


Рис. 3.3.2.3.18-3

Значения коэффициента  $A_3$  в зависимости от угла наклона борта платформы при различных коэффициентах его трения  $f$  со льдом

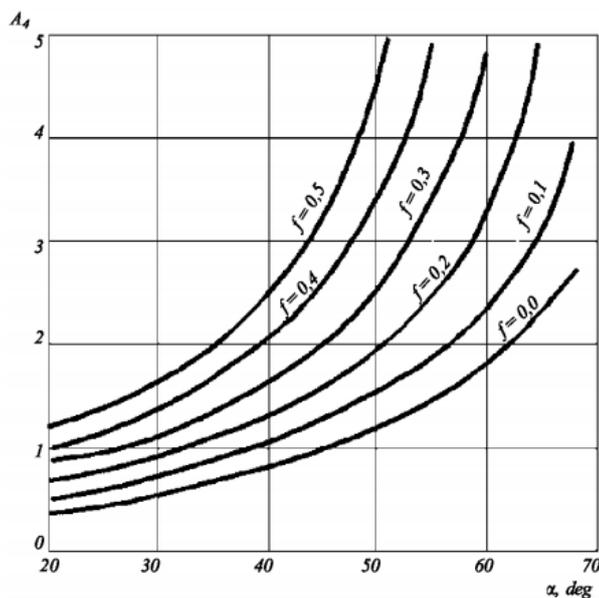


Рис. 3.3.2.3.18-4

Значения коэффициента  $A_4$  в зависимости от угла наклона борта платформы при различных коэффициентах его трения  $f$  со льдом

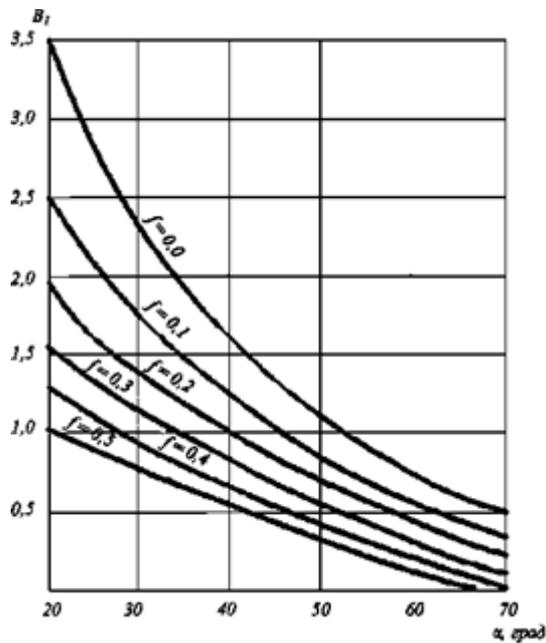


Рис. 3.3.2.3.18-5

Значения коэффициента  $B_1$  в зависимости от угла наклона борта платформы при различных коэффициентах его трения  $f$  со льдом

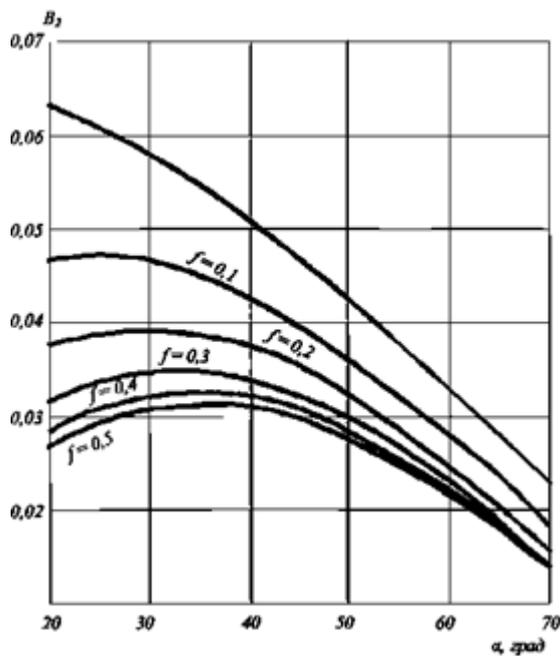


Рис. 3.3.2.3.18-6

Значения коэффициента  $B_2$  в зависимости от угла наклона борта платформы при различных коэффициентах его трения  $f$  со льдом

**3.3.2.3.19** Глобальная горизонтальная и вертикальная составляющие нагрузки от ровного или наслоенного льда на платформы с расширяющимися вверх наклонными

бортами определяются по формулам (3.3.2.3.18-1), (3.3.2.3.18-2) путем замены в них  $\rho_{wat}$  на  $(\rho_{wat} - \rho_i)$ , принимая  $h_r \cong h$  и определяя  $D_b$  на отметке, соответствующей низу наклонной части платформы (колонны).

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

$$F_{1f} = 1,6k_f\sigma_c D^{0,85} h^{0,9}, \quad (3.3.2.3.20)$$

где  $k_f$  – коэффициент, зависящий от угла наклона борта, значения которого приведены в [табл. 3.3.2.3.20](#).

Таблица 3.3.2.3.20

**Значения коэффициента  $k_c$  в зависимости от угла наклона  $\alpha$  образующих конуса либо поверхности граней к горизонту**

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

**3.3.2.3.21** Глобальная нагрузка от торосов на платформы с наклонными бортами определяется путем суммирования нагрузки от консолидированной части тороса и кия тороса. Глобальная нагрузка от консолидированного слоя тороса определяется по [формулам \(3.3.2.3.18-1\) — \(3.3.2.3.18-4\)](#), в которые вместо параметров ровного (наслоенного льда) подставляются параметры консолидированной части тороса. Глобальная нагрузка от кия тороса на платформы с наклонными бортами определяется по формуле

$$F_{xc} = F_k \sin \alpha, F_{zk} = F_k \cos \alpha, \quad (3.3.2.3.21)$$

где  $F_k$  определяется по формуле [\(3.3.2.3.9-1\)](#).

При динамических расчетах сооружений в формулу [\(3.3.2.3.9-1\)](#) подставляется текущее значение  $h_k(t)$ , определяемое его подводной формой.

Точка приложения глобальных сил от консолидированной части и кия тороса принимается согласно [3.3.2.3.10](#).

**3.3.2.3.22** Протяженность ледового пояса платформы  $l$ , м, должна быть не менее

$$l = \Delta_{100} + 2\alpha_1 h_{c,100}, \quad (3.3.2.3.22)$$

где  $\Delta_{100}$  – максимальный размах изменения уровня моря относительно среднего уровня, м, возможный 1 раз в 100 лет;  
 $\alpha_1$  – 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.

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

$$p = \bar{\sigma}_c \left( 1 + 2 \sqrt{\frac{2}{A_1}} \right) \frac{\sqrt{\alpha}}{8,5}, \text{ МПа,} \quad (3.3.2.3.23)$$

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, м<sup>2</sup>;

$\alpha$  – угол наклона образующей конуса к горизонту, град.;  $18^\circ < \alpha < 72^\circ$ .

При  $\alpha < 18^\circ$  давление  $p$  определяется как при  $18^\circ$ ; при  $\alpha > 72^\circ$  давление  $p$  определяется как при  $72^\circ$ ; 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 множитель  $\sqrt{\alpha}/8,5$ .

**3.3.2.3.24** Локальные ледовые давления на конструкции в районах выше и ниже ледового пояса (см. [3.3.2.3.23](#)) 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  $p_n = p/4$ , но не менее 2 МПа, где  $p$  соответствует [3.3.2.3.23](#). 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 торола определяются в соответствии с зависимостью  $p_b = p/8$ , но не менее 1,5 МПа, где  $p$  соответствует [3.3.2.3.23](#).

**3.3.2.3.25** При расчете вертикальных цилиндрических или прямоугольных платформ следует учитывать обледенение. Обледенение приводит к дополнительной вертикальной нагрузке от массы наростшего 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 наростшего на колонну льда  $\Delta_i$ , м, из-за колебаний уровня воды определяется по формуле

$$\Delta_i = (0,0054 + 0,00146|T_{cp}|)N, \quad (3.3.2.3.25-1)$$

где  $T_{cp}$  – 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  $-2^\circ\text{C}$ .

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

$$G_1 = 0,8h_n \Delta_i g \rho_n, \quad (3.3.2.3.25-2)$$

где  $\rho_n$  – плотность наросшего льда, кг/м<sup>3</sup>.

#### **3.3.2.3.26** 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:

$$T = \frac{600h^{0,2}D^{0,8}}{VE} \sigma_c, \text{ с.} \quad (3.3.2.3.26-1)$$

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:

$$T = 7h/V. \quad (3.3.2.3.26-2)$$

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.

**3.3.2.3.27** 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.

#### **3.3.2.4 Сейсмические воздействия.**

**3.3.2.4.1** 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 ремонтпригодность 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, качеством выполнения строительно-монтажных работ, включением в проекты МСП специального раздела о проведении в процессе эксплуатации сооружения слежения за землетрясениями.

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

**3.3.2.4.3** 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.

**3.3.2.4.4** 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.

**3.3.2.4.5** 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).

**3.3.2.4.6** 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.

**3.3.2.4.7** 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.

**3.3.2.4.8** 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:

$$a_p^{de} = k_\tau^{de} g A_{100}; \quad (3.3.2.4.8-1)$$

$$a_p^{mde} = k_\tau^{mde} g A_{500}, \quad (3.3.2.4.8-2)$$

где  $k_\tau^{de}$  – коэффициент, учитывающий вероятность рассматриваемого сейсмособытия за расчетный срок службы МСП для ПЗ, см. [табл. 3.3.2.4.8-1](#);  
 $k_\tau^{mde}$  – коэффициент, учитывающий вероятность рассматриваемого сейсмособытия за расчетный срок службы МСП для МРЗ, см. [табл. 3.3.2.4.8-1](#);  
 $g$  – ускорение свободного падения, равное 9,81 м/с<sup>2</sup>;  
 $A_{100}$  – выраженная в долях  $g$  расчетная амплитуда ускорения основания, значение  $A_{100}$  принимается по [табл. 3.3.2.4.8-2](#);  
 $A_{500}$  – выраженная в долях  $g$  расчетная амплитуда ускорения основания, значение  $A_{500}$  принимается по [табл. 3.3.2.4.8-2](#).

Таблица 3.3.2.4.8-1

Расчетный срок службы, лет	$k_\tau^{de}$	$k_\tau^{mde}$
10	0,5	0,70
20	0,63	0,80
50	0,70	0,90

Таблица 3.3.2.4.8-2

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

**3.3.2.4.9** 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:

$$P_{ijk}^{de} = 0,5 k_H k_\psi m_k a_p^{de} \beta_i \eta_{ikj}; \quad (3.3.2.4.9-1)$$

$$P_{ijk}^{mde} = 0,5k_H k_\psi m_k a_p^{mde} \beta_i \eta_{ikj}, \quad (3.3.2.4.9-2)$$

- 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;
- $k_\psi$  – коэффициент, учитывающий демпфирующие свойства конструкций:  
значения коэффициента  $k_\psi$  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 [3.3.2.4.8](#);
- $\beta_i$  – коэффициент динамичности, соответствующий  $i$ -му тону собственных колебаний сооружения;
- $\eta_{ikj}$  – коэффициент формы собственных колебаний сооружения по  $i$ -й форме колебаний.

**3.3.2.4.10** Значение коэффициента формы  $\eta_{ikj}$  определяется по формуле

$$\eta_{ikj} = U_{ikj} \sum_k m_k \sum_{j=1}^3 U_{ikj} \cos(\theta_{ikj}) / \sum_k m_k \sum_{j=1}^3 U_{ikj}^2, \quad (3.3.2.4.10)$$

- где  $U_{ikj}$  – проекции по направлениям  $j$  смещений узла  $k$  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).

**3.3.2.4.11** Значения коэффициента динамичности  $\beta_i$  определяются по следующим зависимостям (или по графикам на [рис. 3.3.2.4.11](#)):

$$\left. \begin{aligned} \beta(T_i) &= 1 + \frac{T_i}{T_1} (\beta_0 - 1), \quad 0 < T_i \leq T_1; \\ \beta(T_i) &= \beta_0, \quad T_1 < T_i \leq T_2; \\ \beta(T_i) &= \beta_0 T_2^{0,5} / T_1^{0,5}, \quad T_2 < T_i, \end{aligned} \right\} \quad (3.3.2.4.11)$$

- где  $\beta_0, T_1, T_2$  – параметры, значения которых даны в [табл. 3.3.2.4.11](#);
- $T_i$  – период собственных колебаний платформы, с.

Величина произведения  $k_\psi \beta$  должна составлять не менее 0,80, при этом значение коэффициента  $k_\psi$  определяется в соответствии с [3.3.2.4.9](#).

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

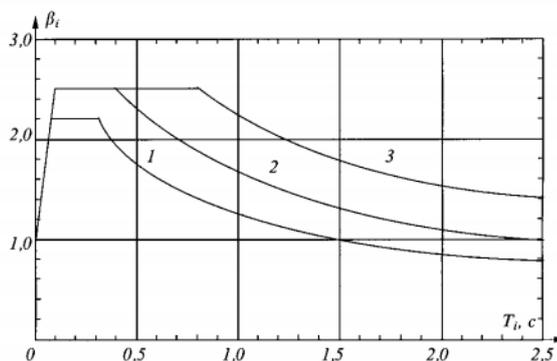


Рис. 3.3.2.4.11

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 3.3.2.4.11

Категория грунтов по сейсмическим свойствам	$\beta_0$	$T_1$	$T_2$
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.  $H_s$  — толщина грунтов, подстилаемая грунтом I категории.  
3. При  $20 \text{ м} < H_s < 40 \text{ м}$  значения параметров  $T_1$  и  $T_2$  принимаются линейной интерполяцией между значениями этих параметров при  $H_s \leq 20 \text{ м}$  и  $H_s \geq 40 \text{ м}$ .

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

$$W_j = \sqrt{\sum_{i=1}^q W_{ij}^2}, \quad (3.3.2.4.12)$$

где  $W_j$  — обобщенное значение компонент расчетных смещений (деформаций, напряжений или усилий), возникших в рассматриваемых точках или сечениях под влиянием сейсмических воздействий;  
 $W_{ij}$  — обобщенное значение компонент 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.

**3.3.2.4.13** 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.

**3.3.2.4.14** 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.

**3.3.2.4.15** 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.

**3.3.2.5** Нагрузки от грунта на днище гравитационных платформ.

**3.3.2.5.1** 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.

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

**3.3.2.5.3** 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. 3.3.2.5.3](#) для основных типов грунтов.

Таблица 3.3.2.5.3

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 $0,25 \leq l_L \leq 0,75$ , 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	

### 3.3.3 Дополнительные критерии прочности для конструкций МСП ледостойкого типа.

**3.3.3.1** Критерий предельной прочности для расчета перекрытий наружного борта определяется выражениями:

$$\begin{aligned} \sigma &\leq R_{eH}; \\ \tau &\leq 0,57R_{eH}, \end{aligned} \tag{3.3.3.1}$$

где  $\sigma$  и  $\tau$  — наибольшие нормальные и касательные напряжения в элементах поперечных сечений рамных балок при действии локальных ледовых давлений.

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

$$P_p \leq P_{ult}/\gamma, \quad (3.3.3.2)$$

где  $P_p$  – расчетная нагрузка на конструктивный элемент, обусловленная локальными ледовыми давлениями;  
 $P_{ult}$  – предельная нагрузка на конструктивный элемент;  
 $\gamma$  – коэффициент запаса по предельной нагрузке, равный:  
1,2 — для специальных конструктивных элементов;  
1,1 — для основных конструктивных элементов.

### **3.3.4 Особенности расчета прочности конструкций ледового пояса.**

**3.3.4.1** 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.

**3.3.4.2** Если нагружена конструкция в целом, то в качестве расчетных принимаются глобальные ледовые нагрузки, определенные в соответствии с [3.3.2.3](#). 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](#).

**3.3.4.3** Если нагружены перекрытия конструкции, то в качестве расчетных нагрузок принимаются локальные ледовые давления, определенные по [3.3.2.3.11](#). 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, м<sup>2</sup>.

На основании расчета перекрытия выбираются размеры рамных балок, и для них должен быть удовлетворен критерий прочности (указанный в [3.3.3.1](#)). При определении напряжений следует руководствоваться положениями [2.5.3](#).

**3.3.4.4** Если нагружены отдельные конструктивные элементы — пластины, ребра жесткости, то в качестве расчетных нагрузок принимаются локальные ледовые давления, определенные по [3.3.2.3.11](#). 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

$$p_{ult} = 4R_d(s/a)^2[1 + 2(a/b)^2], \quad (3.3.4.4-1)$$

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

$$Q_{ult} = \frac{16W_{ult}}{l} R_r \bar{Q}, \quad (3.3.4.4-2)$$

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

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

$F_w$  – расчетная площадь поперечного сечения стенки ребра жесткости, м<sup>2</sup>;  
 $W_{ult}$  – предельный момент сопротивления поперечного сечения с учетом присоединенного пояса, м<sup>3</sup>;  
 $a$  – расстояние между ребрами, м;  
 $l$  – пролет ребра жесткости между его опорами, м.

Для пластин и ребер жесткости должны быть удовлетворены критерии прочности, указанные в [3.3.3](#).

### 3.4 ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И СТАЛЕБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ МСП

#### 3.4.1 Общие требования.

**3.4.1.1** 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 настоящих Правилах ПБУ/МСП называются сталебетонными, в необходимых случаях приведены соответствующие уточнения.

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

**3.4.1.3** При проектировании железобетонных, сталебетонных и композитных конструкций корпусов МСП там, где это уместно, могут использоваться положения Правил постройки корпусов морских судов и плавучих сооружений с применением железобетона Регистра.

#### 3.4.2 Нагрузки.

**3.4.2.1** 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](#), [3.3.1](#) и [3.3.2](#).

**3.4.2.2** 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 свежешелюженным 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.

#### 3.4.3 Основные расчетные требования.

**3.4.3.1** 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.;

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.

**3.4.3.2** 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  $\eta$  должны приниматься по [табл. 2.4.2.5](#), как для критерия прочности, указанного в формуле [\(2.4.2.3.1\)](#).

#### **3.4.4 Материалы.**

##### **3.4.4.1** Бетон и его составляющие.

**3.4.4.1.1** Бетон железобетонных и сталебетонных конструкций корпусов МСП должен удовлетворять требованиям государственных стандартов, Правил постройки корпусов морских судов и плавучих сооружений с применением железобетона и настоящего раздела Правил ПБУ/МСП.

**3.4.4.1.2** 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/м<sup>3</sup> 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/м<sup>3</sup> на плотном мелком заполнителе.

**3.4.4.1.3** 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.

**3.4.4.1.4** 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 микрозаполнителей. Оптимальное содержание добавок и наполнителей следует устанавливать экспериментально при подборе составов бетонов.

**3.4.4.1.5** 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. 3.4.4.1.5.2](#);

Таблица 3.4.4.1.5.2

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  $-10^{\circ}\text{C}$ ; суровые —  $-10^{\circ}\text{C} \div -20^{\circ}\text{C}$ , особо суровые — ниже  $-20^{\circ}\text{C}$ .  
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  $-30^{\circ}\text{C}$ , 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. 3.4.4.1.5.3](#).

Таблица 3.4.4.1.5.3

Температура воды, $^{\circ}\text{C}$	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.

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

**3.4.4.1.7** 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.

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

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

**3.4.4.1.10** 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.

**3.4.4.1.11** 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.

**3.4.4.1.12** 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. 3.4.4.1.12](#).

Таблица 3.4.4.1.12

Проектный класс бетона	Нормативное сопротивление бетона, расчетное сопротивление бетона для 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					
V20	15,0	1,40	11,5	0,90	27,0
V30	22,0	1,80	17,0	1,20	32,5
V40	29,0	2,10	22,0	1,40	36,0
V50	36,0	2,30	27,5	1,55	39,0
V60	43,0	2,50	33,0	1,65	40,0
Легкий и мелкозернистый бетон					
V30	22,0	1,80	17,0	1,20	26,0/19,5 <sup>1</sup>
V40	29,0	2,10	22,0	1,40	28,5/21,0 <sup>1</sup>

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

**3.4.4.1.13** Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы  $R_b$  и  $R_{bt}$  следует вводить в расчет с учетом коэффициентов условий работы  $\gamma_{bi}$ , значения которых приведены в [табл. 3.4.4.1.13-1](#). При назначении расчетных сопротивлений бетона для предельных состояний второй группы  $R_{b2}$  и  $R_{bt2}$  учитывается только один коэффициент условий работы бетона  $\gamma_{b1}$  по [табл. 3.4.4.1.13-2](#).

Таблица 3.4.4.1.13-1

№ п/п	Факторы, обуславливающие введение коэффициента условия работы бетона	Коэффициент условий работы бетона	
		Условное обозначение	Условное обозначение
1	Многokrратно повторяющаяся нагрузка	$\gamma_{b1}$	см. <a href="#">табл. 3.4.4.1.13-2</a>
2	Бетонирование в вертикальном положении при высоте слоя бетонирования свыше 1,5 м	$\gamma_{b2}$	0,85
3	Попеременное замораживание и оттаивание	$\gamma_{b3}$	
	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

№ п/п	Факторы, обуславливающие введение коэффициента условия работы бетона	Коэффициент условий работы бетона	
		Условное обозначение	Условное обозначение
	минус 5 и выше		0,95
	б) в условиях эпизодического водонасыщения:		
	ниже минус 40		0,90
	минус 40 и выше		1,00
4	Бетон в железобетонных конструкциях	$\gamma_{b4}$	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  $\gamma_{b1}$  учитывается только при расчете на выносливость и по образованию трещин в бетоне.  
3. При превышении марки бетона по морозостойкости по сравнению с требуемой согласно [табл. 3.4.4.1.5.2](#) коэффициент  $\gamma_{b3}$  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 3.4.4.1.13-2

Состояние бетона по влажности	Коэффициент условий работы бетона при многократно повторяющихся нагрузках и коэффициенте асимметрии цикла $\rho_b$ , 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  $\rho_b$  равен отношению наименьшего к наибольшему напряжению в бетоне в пределах цикла изменения нагрузки.

**3.4.4.1.14** Для бетонов, подвергающихся попеременному замораживанию и оттаиванию значения начального модуля упругости, указанные в [табл. 3.4.4.1.12](#), следует умножить на коэффициент условий работы  $\gamma_{b3}$ , принимаемый по [табл. 3.4.4.1.13-1](#).

**3.4.4.1.15** 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. 3.4.4.1.15](#).

Таблица 3.4.4.1.15

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

**3.4.4.1.16** Коэффициент линейной температурной деформации бетона  $d_{bt}$  в расчетах следует принимать  $1/10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ .

**3.4.4.1.17** Начальный коэффициент поперечной деформации бетона (коэффициент Пуассона)  $\mu$  принимается равным 0,2.

**3.4.4.1.18** Модуль сдвига бетона принимается равным 0,4 соответствующих значений начальных модулей упругости бетона, указанных в [табл. 3.4.4.1.12](#).

### 3.4.4.2 Арматура.

**3.4.4.2.1** В качестве ненапрягаемой стержневой и проволочной арматуры следует применять:

- .1 стержневую классов А-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-и арматурную проволоку класса В<sub>p</sub>-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).

**3.4.4.2.2** Для корпусных конструкций МСП, находящихся в суровых и особо суровых климатических условиях эксплуатации (см. [3.4.4.1.5](#)), не допускается применять стержневую арматуру диаметром более 16 мм из полуспокойной стали.

**3.4.4.2.3** Нормативные сопротивления стержневой и проволочной арматуры указанных в [3.4.4.2.1](#) классов и расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой и второй группы (см. [3.4.3.1](#)), в зависимости от характера нагружения, а также модули упругости и относительные удлинения представлены в [табл. 3.4.4.2.3](#).

Таблица 3.4.4.2.3

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 $R_{SC}$			
			Продольной $R_S$	Поперечной (хомутов и отогнутых стержней) $R_{SW}$				
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 <sup>1</sup>	355	$2,00 \cdot 10^5$	≥14	90° $c = 3d$
В <sub>p</sub> -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	$1,70 \cdot 10^5$	—	—

<sup>1</sup> 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.

**3.4.4.2.4** Нормативные и расчетные сопротивления листовой стальной арматуры для сталежелезобетонных и сталебетонных конструкций определяются в соответствии с [1.5.1.5](#).

**3.4.4.2.5** 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.

**3.4.4.2.6** Расчетные сопротивления арматуры  $R_S$ ,  $R_{SC}$  и  $R_{SW}$ . Для предельных состояний первой группы вводятся в расчет с учетом коэффициентов условий работы  $\gamma_S$  и  $\gamma_{Si}$ , значения которых приведены в [табл. 3.4.4.2.6-1](#) и [3.4.4.2.6-2](#).

Таблица 3.4.4.2.6-1

Фактор, обуславливающий введение коэффициента условий работы стержневой арматуры	Коэффициенты условий работы стержневой арматуры $\gamma_s$
Железобетонные элементы	1,05
Сталежелезобетонные элементы	1,0
Многokrратно повторяющиеся нагрузки при коэффициенте асимметрии цикла $\rho_s$ :	
-1,0 – 0	0,6 <sup>1</sup>
0 – 0,4	0,7 <sup>1</sup>
0,4 – 0,8	0,9 <sup>1</sup>
0,8 – 1,0	1,0 <sup>1</sup>
<sup>1</sup> 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 $\rho_s$ равен отношению наименьшего к наибольшему напряжению в арматуре в пределах цикла изменения нагрузки.	

Таблица 3.4.4.2.6-2

Фактор, обуславливающий введение коэффициента условий работы листовой арматуры	Коэффициент условий работы листовой арматуры $\gamma_{Si}$
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 анкерровкой в бетон по расчету в соответствии с требованиями <a href="#">3.4.6.5</a>	0,9

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

**3.4.5.1** 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.

**3.4.5.2** 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.

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

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

**3.4.5.5** 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.

**3.4.5.6** 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.

**3.4.5.7** 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.

**3.4.5.8** 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.

**3.4.5.9** 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.

**3.4.5.10** 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.

**3.4.5.11** 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 [3.4.6.5](#), рекомендуется также применение внешней листовой арматуры с профилированной поверхностью.

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

**3.4.5.13** 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.

**3.4.5.14** 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  $25\delta$  толщин для сталей обычной прочности и не более  $20\delta$  толщин для сталей повышенной прочности.

**3.4.5.15** Прикрепления конструкций объединения: упоров и анкеров к стальной части следует рассчитывать в соответствии с указаниями по расчету соединений сварных стальных конструкций Правил классификации, при этом в расчет принимают величины нагрузок, определяемые на основе требований [3.4.6.5](#) настоящей части.

**3.4.5.16** 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.

### **3.4.6 Расчет на прочность и выносливость.**

#### **3.4.6.1 Основные расчетные положения.**

**3.4.6.1.1** 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.

**3.4.6.1.2** Расчеты напряженного состояния элементов конструкций при изгибе на основе указанных в [3.4.6.1.1](#) 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.

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

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

$$F_{bl} = \Sigma(F_b + F_s E_s / E_b); \quad (3.4.6.1.3-1)$$

$$F_{sl} = \Sigma(F_s + F_b E_b / E_s), \quad (3.4.6.1.3-2)$$

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.

**3.4.6.1.4** 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 редуцированным коэффициентом (см. [2.5.2](#)).

**3.4.6.1.5** 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.

**3.4.6.1.6** При аналитических оценках напряженно-деформированного состояния железобетонных и сталебетонных перекрытий для определения внутренних усилий в сечениях перекрытия рекомендуется использовать расчетную схему пластины с учетом [3.4.6.1.2 — 3.4.6.1.5](#).

**3.4.6.1.7** 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.

**3.4.6.1.8** 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.

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

$$M_T \leq 0,1 R_b b^2 h, \quad (3.4.6.1.9-1)$$

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

При этом значение  $R_b$  для бетонов классов выше В30 принимается как для бетона класса В30.

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

$$\tau_{max} \leq 1,86R_{btn}, \quad (3.4.6.1.9-2)$$

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

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

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

**3.4.6.2.1** Расчет прочности элементов в сечениях, нормальных к продольной оси элемента, следует производить в соответствии с [3.4.3.2](#) и [3.4.6.1.8](#) с соблюдением условия

$$\xi = x/h_0 < \xi_R, \quad (3.4.6.2.1-1)$$

где  $\xi, x$  – 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;  
 $\xi_R$  – 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

$$M < R_b S_0, \quad (3.4.6.2.1-2)$$

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 3.4.6.2.1

Класс арматуры	Граничные значения $\xi_R$ при классе бетона	
	В20, В25, В30	В35 и выше
A-I	0,65	0,60
A-II, Bp-I, A-III	0,60	0,50

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

$$\Phi = M; R = \gamma_b R_b S_b + \gamma_s R_{sc} S_s; \quad (3.4.6.2.2-1)$$

$$\gamma_s R_s F_s - \gamma_s R_{sc} F'_s = \gamma_b R_b F_b. \quad (3.4.6.2.2-2)$$

Для прямоугольного симметричного сечения (см. [рис. 3.4.6.2.2-1](#))

$$S_b = bx(h_0 - 0,5x); S_s = F'_s(h_0 - a'); F_b = bx.$$

Если высота сжатой зоны бетона, определяемая без учета сжатой арматуры, меньше двойной толщины защитного слоя, т.е. меньше  $2a'$  (см. [рис. 3.4.6.2.2-1](#)), сжатую арматуру в расчете можно не учитывать.

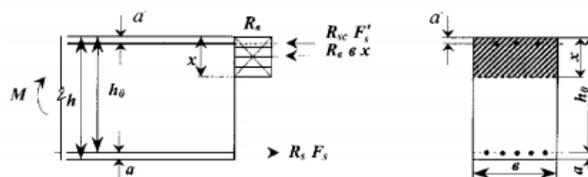


Рис. 3.4.6.2.2-1

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. 3.4.6.2.2-2](#)):

$$\Phi = M; R = \gamma_b R_b b x (h_0 - 0,5x) + \gamma_s R_{sc} F'_s (h_0 - a') + \gamma_{si} R_{si} F'_{si} (h_0 + 0,5d_{si}); \quad (3.4.6.2.2-3)$$

$$\gamma_s R_s F_s - \gamma_s R_{sc} F'_s + \gamma_{si} R_{si} F_{si} - \gamma_{si} R'_{si} F'_{si} = \gamma_b R_b b x. \quad (3.4.6.2.2-4)$$

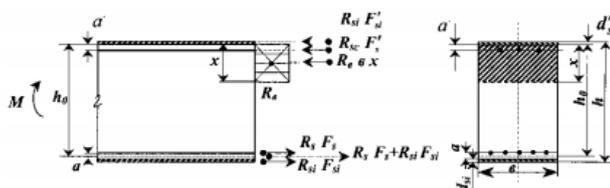


Рис. 3.4.6.2.2-2

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

$$R = (\gamma_{si} R_{si} F_{si} + \gamma_s R_s F_s) (h_0 + 0,5d'_{si}). \quad (3.4.6.2.2-5)$$

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. <a href="#">3.4.4</a> );   |
| $\gamma_b, \gamma_s, \gamma_{si}$ | – | коэффициенты условий работы бетона, стержневой и листовой арматуры соответственно, принимаемые по <a href="#">табл. 3.4.4.1.13-1</a> , <a href="#">3.4.4.2.6-1</a> и <a href="#">3.4.4.2.6-2</a> . |

Расчет сталебетонных элементов следует выполнять по формулам (3.4.6.2.2-3) — (3.4.6.2.2-5), приняв  $F_s = F'_s = 0$ .

**3.4.6.2.3** Расчет внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов с поперечным сечением прямоугольной формы, а также расчет элементов с тавровым и двутавровым поперечными сечениями при изгибе, внецентренной сжатии и растяжении рекомендуется выполнять по формулам Правил постройки корпусов морских судов и плавучих сооружений с применением железобетона Регистра на основе расчетных характеристик материалов и расчетных коэффициентов, принятых в Правилах ПБУ/МСП с учетом 3.4.6.2.1 и 3.4.6.2.2.

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

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

$$Q \leq 0,25\eta\gamma_{b4}R_bbh_0, \quad (3.4.6.3.1)$$

где  $b$  — минимальная ширина элемента в сечении;  
 $\eta$  — коэффициент безопасности (см. 2.4.1.1 и 3.4.3.2).

**3.4.6.3.2** Расчет сечений элементов может не производиться, если выполняется условие

$$Q \leq \eta\delta(0,5 + 2\xi)R_{bt}bh_0, \quad (3.4.6.3.2)$$

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;  
 $\xi$  — 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  $S_b \leq 0,8S_0$ , —

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

$\mu$  — 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.

**3.4.6.3.3** 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.

**3.4.6.3.4** Расчет поперечной арматуры в наклонном сечении железобетонного, сталежелезобетонного и сталебетонного элемента (см. [рис. 3.4.6.3.4](#)) следует проводить по следующим формулам:

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

$$\Phi = Q, R = \sum \gamma_s R_{sw} F_{sw} + \sum \gamma_{si} R_{si} F_{swi} + \gamma_b \delta (0,5 + 2\xi) R_{bt} b h_0, \quad (3.4.6.3.4-1)$$

для внецентренно растянутых элементов с малым эксцентриситетом —

$$\Phi = Q, R = \sum \gamma_s R_{sw} F_{sw} + \sum \gamma_{si} R_{si} F_{swi}, \quad (3.4.6.3.4-2)$$

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;  
 $\xi$  — относительная высота сжатой зоны в сечении, определяемая по условию ([3.4.6.3.2](#));  
 $\gamma_b, \gamma_s, \gamma_{si}$  — коэффициенты условий работы бетона и арматуры, принимаемые по [табл. 3.4.4.1.13-1](#), [3.4.4.2.6-1](#), [3.4.4.2.6-2](#).

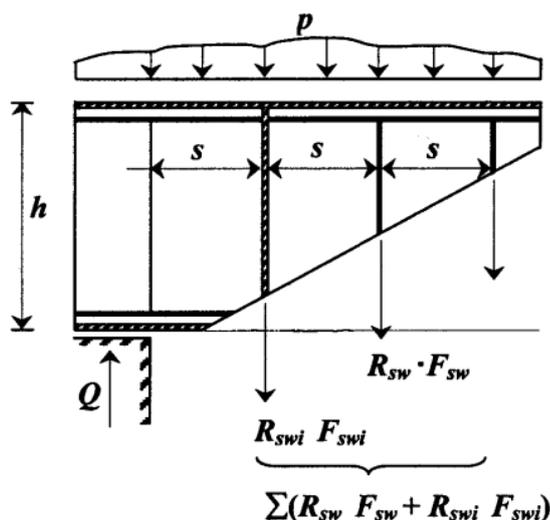


Рис. 3.4.6.3.4

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

**3.4.6.3.5** 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 ([3.4.6.1.9-1](#)) и ([3.4.6.1.9-2](#)), при этом наибольшие касательные напряжения определяются в соответствии с требованиями [3.4.6.1.5](#). 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.

**3.4.6.3.6** Расстояние между поперечными связями (см. [рис. 3.4.6.3.4](#)) в случае наклонных стержней между концом предыдущего и началом последующего отгиба, ближайшего к опоре, должно быть не более величины  $s_{max}$ , определяемой по формуле

$$s_{max} = \eta(0,5 + 2\xi)\gamma_b R_{bt} b h_0^2 / Q_1, \quad (3.4.6.3.6)$$

где  $Q_1 = R$  определяется по формуле ([3.4.6.3.4-1](#)).

**3.4.6.4** Расчет железобетонных и сталебетонных конструкций на выносливость.

**3.4.6.4.1** 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.

**3.4.6.4.2** 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. 3.4.4.1.13-1](#), [3.4.4.2.6-1](#), [3.4.4.2.6-2](#)).

**3.4.6.4.3** В трещиностойких элементах напряжения в крайних фибрах бетона, напряжения в стержневой и листовой арматуре определяются по приведенным сечениям (см. [3.4.6.1.3](#)) с учетом работы бетона всего сечения и с учетом указаний [3.4.4.1.15](#).

В нетрещиностойких элементах геометрические характеристики сечений определяются по приведенным сечениям без учета бетона растянутой зоны и с учетом требований [3.4.4.1.15](#).

Сжатая арматура на выносливость не рассчитывается.

**3.4.6.4.4** 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  $R_{swi}$ .

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

**3.4.6.5.1** Конструкции соединения листовой стали с бетоном по их контактными 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.

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

$$T \leq m T_{sup} n, \quad (3.4.6.5.2)$$

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 [3.4.6.5.7](#) и [3.4.6.5.8](#);  
 $n$  – количество упоров в пределах рассматриваемого участка элемента.

**3.4.6.5.3** 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:

$$T = QS_{red}u/J_{red} \quad (3.4.6.5.3-1)$$

или

$$T = N_{p(i-1)} - N_{p(i)}, \quad (3.4.6.5.3-2)$$

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.

**3.4.6.5.4** 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. [3.4.5.12](#)). 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.

**3.4.6.5.5** 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

$$N_p = R_{si}F_{si}, \quad (3.4.6.5.5)$$

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 ([3.4.6.5.3-1](#)).

**3.4.6.5.6** 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 [3.4.6.5.8](#);
- .3 при наклонных анкерах — исходя из условий работы анкера на сочетание растяжения и изгиба со смятием бетона.

**3.4.6.5.7** Расчет конструкции соединения на жестких упорах следует выполнять по формулам:

по прочности —

$$T_{sup} \leq 1,6R_b F_{b,cm}; \quad (3.4.6.5.7-1)$$

на выносливость —

$$T_e \leq 1,5\gamma_{b1} R_b F_{b,cm}, \quad (3.4.6.5.7-2)$$

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

**3.4.6.5.8** 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) —

$$T_{sup} \leq 0,55(t_{fr} + 0,5t_w)b_{dz}\sqrt{10R_b}, \text{ кН}; \quad (3.4.6.5.8-1)$$

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

$$T_{sup} \leq 0,24ld\sqrt{10R_b}, \text{ кН}; \quad (3.4.6.5.8-2)$$

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

$$T_{sup} \leq d^2\sqrt{10R_b}, \text{ кН}; \quad (3.4.6.5.8-3)$$

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

$$T_1 \leq 0,063d^2mR_\gamma, \text{ кН}, \quad (3.4.6.5.8-4)$$

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;
- $R_\gamma$  — расчетная прочность материала стальной конструкции;
- $m$  — коэффициент условий работы стальной конструкции.

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

**3.4.7.1** 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 [3.4.3.2](#):

**.1** для центрально растянутых элементов —

$$\Phi = N, R = 1,5R_{bt2}F_{red}, \quad (3.4.7.1.1)$$

где  $F_{red}$  — приведенная площадь поперечного сечения элемента;

**.2** для изгибаемых элементов —

$$\Phi = M, R = 1,75R_{bt2}W_{red}, \quad (3.4.7.1.2)$$

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

**.3** для внецентренно сжатых элементов —

$$\Phi = M/W_{red} - N/F_{red}, R = 1,75R_{bt2}; \quad (3.4.7.1.3)$$

**.4** для внецентренно растянутых элементов —

$$\Phi = M/W_{red} - N/F_{red}, R = 1,2R_{bt2}. \quad (3.4.7.1.4)$$

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

$$\Phi = \sigma_{mt}, R = 1,5R_{bt2}, \quad (3.4.7.2)$$

где  $\sigma_{mt}$  — главные растягивающие напряжения в бетоне, определяемые в соответствии с требованиями [3.4.6.1.5](#).

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

$$\Phi = \sigma_{bt}, R = \gamma_{b1}R_{bt2}, \quad (3.4.7.3)$$

где  $\sigma_{bt}$  — максимальные нормальные, главные растягивающие напряжения в бетоне;  
 $\gamma_{b1}$  — коэффициент условий работы бетона при многократно повторяющихся нагрузках.

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

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

$$\Phi = a_c, R = [a_c], \quad (3.4.7.5)$$

где  $a_c$  – расчетная ширина раскрытия трещины, мм;  
 $[a_c]$  – допускаемая ширина раскрытия трещины, мм, (см. [3.4.7.8](#)).

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

$$a_c = 7C_D \varphi \varepsilon_s (4 - 100\mu) d^{0,5}, \quad (3.4.7.6)$$

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  $C_D = 2 - \rho_s$

$\rho_s$  – коэффициент асимметрии цикла;

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

$\varepsilon_s$  – деформации в растянутой арматуре, вычисленные как  $\sigma_s/E_s$  без учета работы растянутого в сечении бетона.

$\mu$  – 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 [\(3.4.7.6\)](#) вместо  $d$  следует использовать  $d_r 1,5(F_{si}/\pi)^{0,5}$ , где  $F_{si}$  — площадь листовой растянутой арматуры, мм<sup>2</sup>, на участке сечения шириной 0,1 м.

2. При расчете внецентренно и центрально растянутых элементов результат расчета по формуле [\(3.4.7.6\)](#) следует увеличить на 20 %.

**3.4.7.7** 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

$$\tau_{max} \leq 1,86R_{bt2}, \quad (3.4.7.7)$$

при этом  $\tau_{max}$  определяется в соответствии с [3.4.6.1.5](#).

**3.4.7.8** 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. 3.4.7.8](#).

Таблица 3.4.7.8

Район корпуса МСП	Допускаемая ширина раскрытия трещины, [a <sub>c</sub> ], 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

### 3.5 ПБУ НА НАТЯЖНЫХ СВЯЗЯХ

#### 3.5.1 Общие требования.

**3.5.1.1** ПБУНС состоит из следующих трех основных компонентов (групп конструкций):

- корпуса;
- натяжных связей;
- донного фундамента (якоря).

При проектировании указанных компонентов и ПБУНС в целом следует использовать приемлемые требования [разд. 1](#) и [2](#) с учетом дополнительных указаний и пояснений, содержащихся в настоящей главе.

**3.5.1.2** Прочность конструкции ПБУНС в соответствии с требованиями [3.5.3](#) должна проверяться для следующих расчетных режимов:

- экстремального нагружения;
- рабочего;
- транспортировки;
- установки на точку;
- снятия с точки;
- замены натяжных связей, если это предусмотрено в процессе эксплуатации.

Режим замены натяжной связи подразумевает, что одна (или более) натяжная связь может сниматься для осмотра, текущего ремонта или замены. Данный режим следует определять, принимая во внимание ожидаемую частоту снятия связи и протяженность времени, в течение которого натяжная связь будет выведена из эксплуатации.

**3.5.1.3** ПБУНС должна иметь клиренс  $h_c$ , м, не менее большей из величин, определяемых по формулам:

$$h_c = \Delta_{100} + 1,2(D/\lambda_{100})^{1/4}h_{100} + 1,5; \quad (3.5.1.3-1)$$

$$h_c = \Delta_{100} + 4h_{raf_{100}} + 0,5, \quad (3.5.1.3-2)$$

где	$\Delta_{100}$	–	максимальная амплитуда изменения уровня моря, возможная 1 раз в 100 лет; включая штормовой нагон, м;
	$h_{100}, \lambda_{100}$	–	соответственно высота и длина волны, возможные 1 раз в 100 лет, м;
	$h_{raf_{100}}$	–	толщина наслоенного льда, возможная 1 раз в 100 лет, м;
	$D$	–	диаметр/габаритный размер опорной части на уровне ватерлинии, м.

**3.5.1.4** В дополнение к требованиям [1.3](#) техническому наблюдению в процессе изготовления и установки на точку подлежат следующие конструкции ПБУНС:

- натяжные связи;
- донный фундамент.

Применительно к ним справедливы все требования указанного пункта.

**3.5.1.5** Если в технических требованиях к проекту оговорено, что натяжные связи подлежат замене в процессе эксплуатации, т.е. их срок службы меньше срока службы ПБУНС, то надбавки на износ для натяжных связей должны определяться, исходя из их собственного фактического срока службы.

**3.5.1.6** Требования к материалам стальных конструкций ПБУНС указаны в [3.5.5](#). Требования к материалам железобетонных и композитных конструкций донного фундамента и ледового пояса корпуса ПБУНС должны соответствовать [1.5.2](#).

**3.5.1.7** Требования к натяжным связям, содержащиеся в настоящей главе, в основном сформулированы применительно к связям, состоящим из трубчатых стальных элементов. В том случае, если натяжная связь выполнена из троса или цепи,

при проектировании следует руководствоваться требованиями части III «Устройства, оборудование и снабжение ПБУ/МСП» и дополнительно требованиями настоящей части в той степени, насколько они приемлемы.

### **3.5.2 Нагрузки.**

**3.5.2.1** При определении нагрузок на ПБУНС и отдельные ее компоненты, таких как ветровые, от течения, ледовые, сейсмические, на палубы, при швартовке судов и др., следует руководствоваться требованиями [2.2](#), [2.3.6 — 2.3.10](#), [2.3.12](#), [2.3.13](#) и [3.3.2](#). При формировании комбинаций нагрузок рекомендуется принимать во внимание требования [2.3.11](#). Дополнительные требования по определению нагрузок, которыми также следует руководствоваться, см. в [3.5.2.2 — 3.5.2.6](#).

#### **3.5.2.2** Переменные ветровые нагрузки.

Связь между максимальной  $w_{max}$  и средней скоростью  $\bar{w}$  задается с помощью коэффициента порывистости  $G$  аналогично [2.2.2.3](#).

Имея в виду, что силуэт надводной части ПБУНС состоит из протяженных элементов, пульсационную составляющую ветровой нагрузки  $Q_w$  следует определять с учетом коэффициентов корреляции пульсаций ветра. Обобщенный коэффициент корреляции  $\eta$  следует принимать равным 0,8.

#### **3.5.2.3** Волновые нагрузки.

Нагрузки от волнения являются одними из самых значимых для ПБУНС не только по интенсивности, но и по частотному составу, поскольку собственные периоды системы «натяжные связи — корпус» зачастую попадают в диапазон периодов энергонесущих волн.

Учитывая нерегулярную природу волновых условий, методология оценок волновых нагрузок должна опираться на статистические подходы.

**3.5.2.3.1** При оценке статистических характеристик волновых нагрузок рекомендуется использовать один из двух подходов. Первый связан с представлением периода эксплуатации в виде набора стационарных режимов волнения, для каждого из которых ищется реакция сооружения с последующим суммированием реакций по всем режимам, характеризуемым высотой волны заданной обеспеченности, средним периодом волнения, курсовым углом и повторяемостью.

Другой подход базируется на концепции наиболее тяжелого режима, на котором наиболее вероятно реализуется экстремальная величина реакции (см. [2.2.3.5](#), [3.1.4.10](#), [3.1.4.11](#), [3.1.4.12](#)).

**3.5.2.3.2** В качестве базовой зависимости для оценок волновых нагрузок может использоваться уравнение Морисона с учетом дифракционных поправок (см. [2.3.9.1](#) и [2.3.9.2](#)).

При получении вероятностных характеристик волновых нагрузок в случае применения уравнения Морисона следует использовать распределение Вейбулла, параметры которого (масштаба и формы) следует определять на основе графиков и зависимостей, представленных на [рис. 3.1.4.9](#). По оси абсцисс на этих графиках следует отложить отношение стандартных отклонений инерционной и скоростной составляющих нагрузок.

**3.5.2.3.3** Метод, использующий уравнение Морисона, основан на предположении, что сооружение не вносит искажений в поле скоростей и ускорений движения частиц жидкости в волне, что не позволяет строго учесть эффекты дифракции и гидродинамическое взаимодействие элементов конструкции. Однако этот метод обеспечивает возможность в полной мере использовать различные теории волн, учитывать вязкостные эффекты, конечность амплитуды волны и колебаний сооружения, эффекты, связанные с мелководьем.

Метод целесообразно использовать, когда размеры сооружения или его конструктивных элементов малы настолько, что в волновых нагрузках преобладают вязкостные силы.

При больших диаметрах сооружений ( $D/\lambda > 0,2$ ) и относительно малых высотах волн целесообразно использовать дифракционную теорию расчета. Уравнение Морисона предпочтительнее использовать при малых диаметрах ( $D/\lambda < 0,2$ ).

Метод линейной дифракционной теории основывается на предположении о малости высоты волн и амплитуды колебаний платформы, потенциальном характере движения жидкости, исключая строгий учет вязкостных эффектов. Однако этот метод позволяет учесть эффекты дифракции, возникающие при обтекании больших тел и связанные с искажением поля скоростей в волне. Метод применим для расчета нагрузок на сооружения с большими поперечными размерами или на многоколонные платформы, когда дифракционные эффекты существенны, а вязкостные силы пренебрежимо малы.

**3.5.2.3.4** Требования [3.5.2.3.1](#) — [3.5.2.3.3](#) не исключают использования других подходов, одобряемых Регистром после соответствующего рассмотрения. В частности, может найти применение методика расчета волновых нагрузок на ПБУНС с помощью пакета программ ANCHORED STRUCTURES, одобренных Регистром.

**3.5.2.3.5** Возмущающие силы волновых нагрузок, действующих на ПБУНС, допускается принимать аналогичными таковым для ППБУ соответствующего конструктивно-архитектурного типа, а для местных нагрузок на ПБУНС волновые нагрузки следует принимать согласно [3.2.3.4](#).

**3.5.2.4** Высокочастотные волновые нагрузки.

При эксплуатации ПБУНС на низкочастотное волновое нагружение могут наложиться высокочастотные нагрузки, как правило импульсного или ударного характера (например, при реализации явлений «спрингинг» и «рингинг»), соответственно, вертикальная вибрация ПБУНС высокой частоты, вызванная импульсными нагрузками, и вертикальная вибрация ПБУНС высокой частоты, вызванная циклическими нагрузками от вертикальной, килевой и бортовой качки ПБУНС с резонансными или околорезонансными периодами. Ощутимое присутствие в ряде случаев высокочастотной составляющей заставляет рассматривать этот вопрос с точки зрения ее влияния на усталостную долговечность.

**3.5.2.5** Вихревые нагрузки.

Силы вихревой природы, благодаря течению действующие на конструкции корпуса и натяжные связи, определяются в соответствии с нижеследующими пунктами.

**3.5.2.5.1** Вихревая вибрация плохообтекаемых элементов конструкций ПБУНС, вызванная течением, при некоторых скоростях потока может приводить к неблагоприятным последствиям. Большое значение при этом имеет частота срыва вихрей, определяемая формулой

$$f = Sh \frac{v_t \sin \varphi}{D}, \text{ Гц} \quad (3.5.2.5.1)$$

где  $Sh$  — число Струхаля;  
 $v_t$  — скорость потока, м/с;  
 $D$  — характерный поперечный размер (диаметр) конструкции, м;  
 $\varphi$  — угол между осью конструкции и направлением потока.

Частота, указанная в формуле ([3.5.2.5.1](#)), соответствует изменению вихревых сил поперек потока; частота изменения сил вдоль потока в два раза выше частоты, определяемой по формуле ([3.5.2.5.1](#)).

**3.5.2.5.2** В общем случае значение  $Sh$ , соответствующее частоте срыва вихрей, определяется в зависимости от числа Рейнольдса  $R_e$ . На основании многочисленных

экспериментальных исследований для определения частоты возмущающих сил, действующих на плохообтекаемые конструкции, можно использовать следующие зависимости:

$$Sh = 0,20 \text{ при } Re \leq 2,5 \times 10^5;$$

$$Sh = 0,27 \text{ при } Re > 2,5 \times 10^5.$$

**3.5.2.5.3** При совпадении частот нестационарных сил с частотами свободных колебаний конструкции возникают резонансные явления с возможной значительной амплитудой колебаний. Вихревая вибрация в общем случае носит гидроупругий характер и должна исследоваться соответствующими методами. Главной особенностью возникающих автоколебаний являются растянутые по скорости зоны резонансных колебаний, что объясняется синхронизацией срывов вихрей автоколебаний.

**3.5.2.5.4** Для протяженных конструкций, какими являются натяжные связи, резонансные колебания могут возникать на всех эксплуатационных скоростях потока. На протяженных натяжных связях возникают, как правило, поперечные колебания более интенсивные, чем колебания вдоль потока.

**3.5.2.6** Динамические аспекты поведения ПБУНС.

**3.5.2.6.1** Динамические характеристики ПБУНС являются одними из важнейших при оценке ветроволновых, ледовых, сейсмических воздействий и воздействий от течения.

**3.5.2.6.2** Частота собственных колебаний платформы при  $i$ -ой степени свободы определяется по формуле

$$p_i = \sqrt{K_i/M_i}, \quad (3.5.2.6.2)$$

где  $K_i$  и  $M_i$  – соответственно жесткость системы ПБУНС, включая натяжные связи, и масса ПБУНС с присоединенной массой (либо момент инерции масс относительно точки закрепления).

**3.5.2.6.3** Жесткость системы с вертикальными связями при горизонтальном смещении для малых углов вращения, кН/м, определяется по формуле

$$K_x = \frac{n_{t.l.} T_{t.l.}}{L_{Rt.l.}} + \frac{n_r T_r}{L_{Rr}} + n_{t.l.} \left( W_{t.l.} - \gamma \frac{\pi D_{t.l.}^2}{4} \right) \frac{L_{At.l.}}{2L_{Rt.l.}} + n_r \left( W_r - \gamma \frac{\pi D_r^2}{4} \right) \frac{L_{Ar}}{2L_{Rr}}, \quad (3.5.2.6.3)$$

где  $n_{t.l.}$  – число натяжных связей;  
 $n_r$  – число райзеров;  
 $T_{t.l.}$  – предварительное натяжение натяжной связи, кН;  
 $T_r$  – натяжение райзера, кН;  
 $W_{t.l.}$  – вес натяжной связи на единицу длины в воздухе, кН/м;  
 $W_r$  – вес райзера на единицу длины, включая содержащуюся в нем жидкость, в воздухе, кН/м;  
 $D_{t.l.}, D_r$  – диаметр натяжной связи и райзера соответственно, м;  
 $L_{At.l.}, L_{Ar}$  – эффективная осевая длина натяжной связи и райзера соответственно, м;  
 $L_{Rt.l.}, L_{Rr}$  – радиус вращения натяжной связи;  
 $\gamma$  – удельный вес воды.

**3.5.2.6.4** Нелинейность системы в горизонтальном направлении следует учитывать при соотношениях:

для системы с вертикальными связями —

$$u/L_{Rt.l.} \geq 0,02; \quad (3.5.2.6.4-1)$$

для системы с наклонными связями —

$$u/L_{Rt.l.\beta} \cos \beta \geq 0,1. \quad (3.5.2.6.4-2)$$

**3.5.2.6.5** Жесткость системы с вертикальными связями при вертикальных колебаниях, кН/м, определяется по формуле

$$K_z = n_{t.l.} K_l + \rho g S, \quad (3.5.2.6.5)$$

где  $S$  — суммарная площадь действующей ватерлинии, м<sup>2</sup>;  
 $\rho$  — массовая плотность воды, кН·с<sup>2</sup>/м<sup>4</sup>;  
 $G$  — ускорение силы тяжести, м/с<sup>2</sup>.

**3.5.2.6.6** Жесткость системы с наклонными связями при вертикальных колебаниях, кН/м, определяется по формуле

$$K_z = n_{t.l.} K_l \sin \beta + \rho g S. \quad (3.5.2.6.6)$$

**3.5.2.6.7** Жесткость системы при вращательных колебаниях, кН/м, определяется по формуле

$$K_{xz} = 4K_l a^2 - \lambda_B, \quad (3.5.2.6.7)$$

где  $\lambda_e = G\overline{KG} - F_B\overline{KB}$ ,  
 $G$  и  $F_B$  — масса конструкций и интеграл сил поддержания;  
 $\overline{KG}$  и  $\overline{KB}$  — соответственно отстояние центра тяжести и центра величины от уровня клюзовых точек, м;  
 $a$  — половина расстояния между клюзовыми точками закрепления натяжных связей, м.

**3.5.2.6.8** Присоединенные массы и моменты инерции присоединенных масс для  $i$ -ой степени свободы зависят от частоты волны и определяются на основе известных теоретических решений для тел простейшей формы и модельных испытаний для тел сложной конфигурации.

**3.5.2.6.9** Динамические аспекты, связанные с воздействием айсбергов на ПБУНС, могут оказаться существенными при расчетах общей и местной прочности сооружений, а также запасов прочности якорных линий. Динамические эффекты появляются из-за развития колебаний ПБУНС и айсберга в результате контакта айсберга с корпусом ПБУНС или якорными линиями. Дальнейшее развитие контактного взаимодействия во многом определяется сложным законом перемещения айсберга относительно ПБУНС.

**3.5.2.6.10** При анализе динамических аспектов взаимодействия ПБУНС с айсбергом необходимо учитывать возможность потери айсбергом остойчивости, которая может привести к его опрокидыванию в непосредственной близости от ПБУНС в процессе контактного взаимодействия с корпусом или якорными линиями.

**3.5.2.6.11** Ввиду существенной зависимости динамических эффектов от параметров айсбергов, геометрических особенностей айсбергов и ПБУНС, характеристик системы ее удержания и скорости движения льдов оценку динамических аспектов воздействий айсбергов на ПБУНС целесообразно выполнять на основании математического моделирования взаимодействия айсбергов с заякоренным сооружением с использованием компьютерных программ, одобренных Регистром.

### 3.5.2.7 Глобальные нагрузки от айсбергов на ПБУНС.

**3.5.2.7.1** Глобальные нагрузки от айсбергов на ПБУНС определяются в зависимости от площади контакта айсберга и сооружения. Площадь контакта, изменяющаяся во времени, должна вычисляться с учетом формы взаимодействующих объектов, их взаимной ориентации, направления дрейфа айсбергов и податливости платформы по методикам или с помощью программных средств, одобренных Регистром.

**3.5.2.7.2** Глобальные нагрузки от айсбергов на ПБУНС вычисляются по следующей формуле:

$$F_{\text{гор}} = 7,4A \text{ МПа при } A \leq 1 \text{ м}^2;$$

$$F_{\text{гор}} = 7,4A^{0,3} \text{ МПа при } 1 \text{ м}^2 < A \leq 10 \text{ м}^2; \quad (3.5.2.7.2)$$

$$F_{\text{гор}} = 1,48A \text{ МПа при } A \leq 10 \text{ м}^2,$$

где  $A$  – проекция текущей площади контакта на плоскость, перпендикулярную направлению внедрения сооружения в айсберг.

### 3.5.3 Критерии прочности.

#### 3.5.3.1 Общие положения.

**3.5.3.1.1** В целом для конструкций ПБУНС справедливы общие требования, содержащиеся в [2.4.1](#). Дополнительно к перечисленным в [2.4.1.2](#) опасным состояниям должно быть включено следующее: появление ненапрянутого состояния натяжной связи. Соответственно должен выдерживаться критерий обеспечения натяжения связи.

**3.5.3.1.2** Угол натяжной связи в верхнем и нижнем соединениях должен выбираться из условия неповреждаемости связи в районе ее взаимодействия с конструктивными элементами корпуса и якоря с учетом характеристик податливых элементов.

**3.5.3.1.3** Критерий устойчивости для конструктивных элементов корпуса и фундамента ПБУНС должен соответствовать требованиям [2.4.3](#).

#### 3.5.3.2 Критерий предельной прочности.

**3.5.3.2.1** Критерий предельной прочности при экстремальном нагружении для корпуса и якоря определяется выражением ([2.4.2.2](#)) с учетом выражений ([2.4.2.3.1](#)) и ([2.4.2.3.2](#)). При этом коэффициент безопасности  $\eta_1$  должен определяться согласно [3.5.3.2.4](#).

**3.5.3.2.2** Критерий предельной прочности при экстремальном нагружении для натяжных связей определяется выражением

$$T_{\Sigma} < \eta_1 A \sigma_t, T_{\Sigma} \leq \eta_1 T_b, \quad (3.5.3.2.2)$$

где  $T_{\Sigma}$  – суммарное расчетное натяжение связи, вызванное всеми возможными расчетными постоянными и переменными нагрузками (компоненты натяжения охарактеризованы в [3.5.4](#)), кН;

$A$  – расчетная площадь поперечного сечения связи, м<sup>2</sup>;

$\sigma_t$  – временное сопротивление материала связи, МПа;

$T_b$  – разрывное усилие связи, кН.

**3.5.3.2.3** Критерии предельной прочности конструкций ПБУНС для режимов рабочего, транспортировки, установки на точку и снятия с точки и соответственно коэффициенты безопасности должны соответствовать [2.4.2.4](#), [2.4.2.5](#) и [3.3.1.1](#).

**3.5.3.2.4** Коэффициенты безопасности  $\eta_1$  для критериев [3.5.3.2.1](#) и [3.5.3.2.2](#) должны быть не менее значений, приведенных в [табл. 3.5.3.2.4](#).

Таблица 3.5.3.2.4

Наименование конструкции	Критерий прочности	Конструктивные элементы		
		специальные	основные	второстепенные
Корпус и фундамент вне зоны взаимодействия с натяжными связями	п. <a href="#">3.5.3.2.1</a> , критерий <a href="#">2.4.2.3.1</a>	0,75	0,80	0,83
	п. <a href="#">3.5.3.2.1</a> , критерий <a href="#">2.4.2.3.2</a>	1,25	1,35	1,45
Корпус и фундамент в зоне взаимодействия с натяжными связями	п. <a href="#">3.5.3.2.1</a> , критерий <a href="#">2.4.2.3.1</a>	0,65	0,70	–
	п. <a href="#">3.5.3.2.1</a> , критерий <a href="#">2.4.2.3.2</a>	1,20	1,30	–
Натяжные связи	<a href="#">3.5.3.2.2</a>	0,55	0,60	–

**3.5.3.2.5** Для режима замены натяжной связи коэффициент безопасности применяется в соответствии с [табл. 3.5.3.2.4](#). При этом при выполнении расчетов необходимо учесть изменение посадки ПБУНС, вызванное приемом дополнительного балласта.

**3.5.3.2.6** Дополнительные критерии предельной прочности для конструкций ледового пояса ПБУНС ледостойкого типа должны соответствовать [3.3.3](#).

**3.5.3.3** Критерий усталостной прочности.

**3.5.3.3.1** Критерий усталостной прочности должен применяться к конструктивным частям, для которых усталость может являться критической формой разрушения, например, узлы соединения натяжных опор с фундаментом и конструкциями корпуса, равно как и элементы натяжных связей. Перечень узлов согласовывается проектантом с Регистром.

**3.5.3.3.2** Проектирование конструкций ПБУНС следует вести по критерию «безопасного повреждения», согласно которому реализация усталостного критерия ориентирована на стадию образования макротрещин, а не их развития. Характеристики предельно допустимых уровней относительной повреждаемости определены в [2.4.4](#).

**3.5.3.3.3** Источником циклических нагрузок являются волнение, ветер, течение, лед, сейсмика. Исходными данными для каждого вида циклических нагрузок является повторяемость внешних условий.

**3.5.3.3.4** При отсутствии необходимой статистической информации по нагруженности конструкций усталостную долговечность при волновых, сейсмических и переменных ледовых нагрузках рекомендуется определять на базе аналитических зависимостей.

**3.5.3.3.5** Влияние высокочастотных составляющих волнового нагружения от «спрингинга» и «рингинга» (см. [3.5.2.4](#)) на уровень усталостной долговечности натянутых связей определяется редуцирующим коэффициентом  $\gamma$ , зависящим от соотношения стандартных отклонений высокочастотной и низкочастотной составляющих, а также параметра  $m$ .

**3.5.3.4** Критерий обеспечения натяжения связи.

**3.5.3.4.1** Критерий обеспечения натяжения связи устанавливает требования, направленные на исключение появления ненапрянутого состояния связи, в результате которого связь можно полагать исключенной из работы ПБУНС.

**3.5.3.4.2** Данный критерий может быть сформулирован следующим образом:

$$T_{\Sigma^{\theta}} \leq \eta_1 * T_0, \quad (3.5.3.4.2)$$

где  $T_{\Sigma^{\theta}}$  – расчетное усилие связи, обусловленное расчетными нагрузками, которые приводят к минимизации натяжения связи, исключая предварительное (начальное) натяжение на тихой воде;  
 $T_0$  – предварительное (начальное) натяжение связей на тихой воде;  
 $\eta_1 *$  – коэффициент безопасности;  $\eta_1 * = 0,70$ .

### **3.5.4 Особенности расчета прочности и проектирования конструкций.**

#### **3.5.4.1 Общие положения.**

**3.5.4.1.1** Для расчета конструкции ПБУНС в целом справедливы положения, сформулированные в [2.5.1](#) и [2.5.2](#). Дополнительно следует отметить, что важными реакциями ПБУНС являются линейные и угловые перемещения корпуса, а также внутренние осевые усилия в натяжных связях.

**3.5.4.1.2** Повреждение любой из натяжных связей не должно вызывать прогрессирующего разрыва других связей или чрезмерных деформаций (повреждений) корпуса или фундамента в местах взаимодействия со связями. Регистром могут быть потребованы расчеты, подтверждающие, что в условиях воздействия внешних нагрузок, соответствующих наибольшему в течение одного года для данного района эксплуатации, прочность конструкции ПБУНС с поврежденной натяжной связью будет обеспечена.

**3.5.4.1.3** Проектирование ПБУНС должно вестись таким образом, чтобы перемещения корпуса относительно донного фундамента не приводили к возникновению повреждений в конструкциях и, как следствие, к аварийным ситуациям.

#### **3.5.4.2 Корпус.**

**3.5.4.2.1** Конкретная методика расчета корпуса ПБУНС должна определяться особенностями конструкции. При расчете прочности корпуса многоколонной ПБУНС возможно применение требований [3.2](#), относящихся к ППБУ. При расчете прочности корпуса башенноподобной ПБУНС возможно применение требований [3.3](#), относящихся к моноподам (моноконам).

**3.5.4.2.2** Расчет балочных систем, отдельных балок, пластин, расчеты устойчивости конструктивных элементов следует выполнять в соответствии с [2.5.3 — 2.5.5](#).

**3.5.4.2.3** Конструкции ледового пояса ледостойкой ПБУНС следует рассчитывать в соответствии с требованиями [3.3.4](#). При этом следует полагать, что ледовые образования не могут касаться районов соединения корпуса с натяжными связями.

**3.5.4.2.4** Расчет сталебетонного ледового пояса следует выполнять в соответствии с требованиями [3.4](#).

#### **3.5.4.3 Натяжные связи.**

**3.5.4.3.1** Натяжная связь состоит из трех основных частей:

участка взаимодействия с корпусом;

участка взаимодействия с фундаментом;

основной части связи — соединения между указанными элементами.

Участок взаимодействия с корпусом предназначен для выполнения следующих функций: контроль и регулирование требуемого натяжения связи, соединение натяжной связи с корпусом, восприятие поперечных сил и изгибающих моментов. Участок взаимодействия с фундаментом предназначен для выполнения таких функций как: обеспечение конструктивного соединения связи с фундаментом, восприятие поперечных сил и изгибающих моментов.

Особенности работы каждого участка определяют характер напряженно-деформированного состояния и соответствующие подходы к расчету прочности конструкций.

**3.5.4.3.2** Натяжение в любой натяжной связи является суммой ряда компонентов, имеющих различную физическую природу, т.е.:

$$T_{\Sigma} = \sum_{i=1}^n T_i, \quad (3.5.4.3.2)$$

где  $n$  – число принятых во внимание компонентов.

Эти компоненты делятся на две принципиально отличающиеся группы: детерминистические (включая постоянные) и случайные.

**3.5.4.3.2.1** Полный состав компонентов натяжения выглядит следующим образом: детерминистические (или квазидетерминистические) компоненты:

$T_0$  — начальное натяжение при среднем уровне глубины воды;

$T_t$  — натяжение от штормового нагона;

$T_{\lambda}$  — натяжение в связи от изменения веса балласта, грузов и т.п.;

$T_m$  — натяжение, вызванное опрокидывающим моментом от ветровой нагрузки и течением;

$T_s$  (волна или лед) — натяжение, вызванное просадкой из-за статических нагрузок и медленно изменяющегося смещения (волновой дрейф или постоянная составляющая ледовой нагрузки, ветер, течение);

$T_f$  (волна или лед) — натяжения, вызванные смещением фундамента при действии волны или льда;

случайные компоненты:

$T_w$  (или  $T_{ice}$ ) — переменная составляющая натяжения от волновых или ледовых сил относительно среднего смещения (включает в себя натяжения от горизонтальных усилий, вертикальных усилий, качки (бортовой и килевой), в общем случае от вращательных усилий);

$T_i$  — натяжение, вызванное вертикальной, килевой и бортовой качкой, на собственной частоте колебаний платформы (рингинг и спрингинг, включая возможные подпапубные слеминговые нагрузки).

**3.5.4.3.2.2** Стандартное отклонение суммарного натяжения определяется по формуле

$$\sigma_{T_{\Sigma}}^2 = \sum_i \sigma_{T_i}^2 + 2 \sum_i \sum_j \rho_{ij} \sigma_{T_i} \sigma_{T_j}, \quad (3.5.4.3.2.2)$$

где  $\sigma_{T_i}$ ,  $\sigma_{T_j}$  – стандартные отклонения отдельных компонентов, определяемые на основе идей статистической динамики;

$\rho_{ij}$  – коэффициент корреляции между отдельными компонентами натяжения.

**3.5.4.3.2.3** В качестве закона распределения волновых натяжений рекомендуется распределение Вейбулла с параметрами масштаба  $a$  и формы  $K$  (см. [3.1.4.8](#) и [3.1.4.9](#)).

**3.5.4.3.2.4** В качестве закона распределения ледовых натяжений рекомендуется распределение Вейбулла с параметрами масштаба  $\bar{b}$  и формы  $K$ , определяемые в зависимости от отношения  $a_h/D$ , где  $a_h$  — параметр масштаба распределения толщин льда,  $D$  — диаметр преграды на уровне ватерлинии (см. [3.3.2.3.3](#) и [3.3.2.3.5](#)).

**3.5.4.3.3** Основные этапы процедуры расчетного проектирования натяжных связей, включающие учет критериев предельной и усталостной прочности, а также влияние на связь корпуса и фундамента, могут быть представлены как следующие:

размеры платформы — определение общей конфигурации ПБУНС;

предварительный расчет связи — оценка предварительного натяжения и других входных данных, необходимых для определения размеров ПБУНС;

анализ реакций — установление движений сооружения и максимального и минимального натяжения связи;

горизонтальные реакции связи — вычисление изгибающих моментов в связи и горизонтальных колебаний;

минимальное натяжение — установление минимального допустимого натяжения натянутой связи;

предварительный анализ напряжений — проверка предварительного уровня максимальных напряжений и усталостной долговечности;

проверка эксплуатационных ограничений — проверка приемлемых смещений сооружения, а также колебаний и перемещений связи;

усталостная долговечность — вычисление усталостной долговечности при воздействии комбинации осевых и изгибающих усилий;

конечная проверка — проверка максимальных напряжений, минимального натяжения, усталостной долговечности и т.п.;

взаимный анализ — определение необходимости проведения анализа взаимных реакций;

модельные испытания (необязательны) — подтверждение колебаний и нагрузок натянутой связи.

#### **3.5.4.4** Донный фундамент.

**3.5.4.4.1** Основная функция донного фундамента — заякоривание натяжных связей платформ, восприятие нагрузок от них и передача последних частично или полностью на грунт основания морского дна.

Основное требование к фундаментным системам — надежно удерживать совместно с натяжными связями плавучее сооружение в заданном месте открытого моря, ограничивать перемещение его в заданных допусках и обеспечивать тем самым нормальные условия эксплуатации. От надежной работы системы удержания зависит сохранность всего сооружения, срыв с места удержания недопустим.

**3.5.4.4.2** Для удержания центральных натяжных связей могут использоваться конструкции фундаментов с забивными сваями, а также гравитационного или смешанного типа. Конструкции могут быть выполнены или в виде единой, удерживаемой сваями или массами, или их комбинацией, цельной конструкции, к которой крепятся все натяжные связи и райзеры, или в виде системы отдельных, независимых друг от друга фундаментных конструкций для групп или пучков натяжных связей и скважинных труб.

В качестве периферийных фундаментных систем наряду с указанными могут рассматриваться якоря, состоящие из одной или нескольких засасывающих свай, а также якоря типа Stevmanta или SEPLA.

**3.5.4.4.3** Передача нагрузки на грунт может быть достигнута разными способами, например, через натяжные связи, напрямую присоединенные к сваям, через поверхностные, опирающиеся на морское дно опорные плиты (ростверки), которые перераспределяют силы от натяжных связей на сваи и через них на грунт, через поверхностное гравитационное основание.

**3.5.4.4.4** Расчеты донных фундаментов должны содержать расчеты деформирования и прочности фундаментной конструкции и расчеты устойчивости и перемещений фундамента на грунте.

При расчете фундаментной конструкции ПБУНС должны быть рассмотрены вопросы, учитывающие особенности и специфику условий работы этих конструкций:

эксцентриситеты нагружения, являющиеся результатом изменения усилий натяжной связи внутри группы;

последствия установки натяжной связи/райзера — возможные подъем (выбирание) и передислокация натяжных связей/райзера за время эксплуатационной жизни платформы;

позиционные (установочные) и эксплуатационные (регулируемые) расчетные допуски;

вопросы осмотра и контроля соответствия фундаментов требуемым эксплуатационным качествам.

**3.5.4.4.5** Расчет прочности стальных, железобетонных и сталебетонных конструкций донных фундаментов следует выполнять в соответствии с приемлемыми требованиями, изложенными в [2.5](#) и [3.4](#).

**3.5.4.4.6** Расчеты устойчивости фундаментов на грунте должны удовлетворять критериям, сформулированным в [разд. 4](#).

**3.5.4.5** Соединения.

**3.5.4.5.1** Соединение корпуса с натяжными связями.

**3.5.4.5.1.1** Конструкции соединения корпуса с натяжными связями воспринимают реакцию связи двумя опорными поясами:

верхним поясом, воспринимающим, в основном, силу натяжения связей;

нижним поясом, воспринимающим поперечные реакции, возникающие при горизонтальных смещениях платформы.

**3.5.4.5.1.2** Конструкции, подкрепляющие верхний опорный пояс, должны быть рассчитаны на действие натяжителя и максимально возможную вертикальную реакцию связи. При этом должно быть проверено с учетом статики и динамики смещения платформы достаточное сопротивление конструкций:

потере устойчивости и необходимой жесткости;

напряжениям смятия, сдвига и изгиба.

Должна быть учтена возможная неравномерность распределения реакции натяжителя связи.

**3.5.4.5.1.3** Конструкции, подкрепляющие нижний опорный пояс, должны быть рассчитаны на действие податливой вставки (элемента) и максимально возможной горизонтальной реакции с учетом статики и динамики смещения платформы. Должно быть проверено достаточное сопротивление указанных конструкций:

потере устойчивости;

напряжениям смятия, сдвига и изгиба, локальным пиковым контактными напряжениями.

**3.5.4.5.1.4** Должна быть регламентирована достаточная твердость рабочих контактирующих поверхностей для обеспечения их работоспособности в течение всего срока службы платформы.

**3.5.4.5.2** Соединения якоря с натяжными связями.

**3.5.4.5.2.1** Конструкции соединения якоря с натяжными связями представляют собой два опорных пояса:

верхний пояс с податливой вставкой, воспринимающий горизонтальные реакции при смещении платформы;

нижний пояс, воспринимающий вертикальные реакции при смещении платформы.

**3.5.4.5.2.2** Конструкции, подкрепляющие верхний пояс якоря, должны быть рассчитаны на действие податливой вставки максимально возможной горизонтальной реакции с учетом статического и динамического воздействия на платформу и натяжную связь. Должно быть проверено сопротивление конструкций:

потере устойчивости;

напряжениям смятия, изгиба и сдвига;

локальным пиковым контактными напряжениями;

внешнему давлению для сухих донных ящиков и изолированных объемов.

**3.5.4.5.2.3** Конструкции, подкрепляющие нижний опорный пояс, должны быть рассчитаны, преимущественно, на действие вертикального максимально возможного с учетом статики и динамики натяжения связи. Должно быть проверено расчетным путем сопротивление конструкций якоря:

- потере устойчивости и жесткости;
- напряжениям смятия, сдвига и изгиба;
- локальным пиковым напряжениям.

**3.5.4.5.2.4** Конструкции соединения якоря с натяжной связью должны быть выполнены с запасом по толщине, учитывающим повышенный эрозионноабразивный износ и возможную химическую коррозию материала.

**3.5.4.5.2.5** При использовании тросов в качестве натянутых связей конструкции верхнего и нижнего поясов могут сливаться в единую.

**3.5.4.5.3** Соединения элементов натяжной связи.

**3.5.4.5.3.1** Основным конструктивным путем при проектировании равнопрочных натяжной связи ее соединений является снижение действующих напряжений путем увеличения площади сечения в соединении.

**3.5.4.5.3.2** При проектировании соединений натяжной связи в расчетах ее прочности должны быть учтены:

- общее натяжение связи;
- общий изгиб связи в рассматриваемом районе;
- локальный изгиб вследствие эксцентриситета сечения;
- локальная концентрация напряжений вследствие особенностей исполнения соединения и/или сварного шва.

**3.5.4.5.3.3** Если внутренний объем натяжной связи является изолированным, то в расчетах прочности должно быть дополнительно учтено влияние внешнего и внутреннего давлений на напряженное состояние соединения.

**3.5.4.5.3.4** Для конструкций соединений и элементов натяжной связи должен быть выполнен проверочный расчет местной прочности на действие реакций, передаваемых с верхних и нижних опорных поясов конструкций якоря и корпуса с учетом деформации их податливых элементов.

**3.5.4.5.3.5** Если проверка прочности соединений натяжной связи показывает, что прочность и долговечность их не обеспечивает реальный срок службы платформы, то следует повторить указанные расчеты уже с учетом процедуры замены натяжных связей в процессе эксплуатации платформы.

**3.5.4.5.4** Конструкции гидродемпфирующих устройств.

**3.5.4.5.4.1** Общие положения.

**3.5.4.5.4.1.1** Область распространения.

Настоящие положения распространяются на гидродемпфирующие устройства для плавучих сооружений, характеризующихся значительной качкой в эксплуатационных условиях, требующей своего смягчения, в частности, для платформ типа *Spar*.

**3.5.4.5.4.1.2** Определения и пояснения.

**3.5.4.5.4.1.2.1** В настоящих рекомендациях приняты следующие определения:

Высота закрылка — полная высота цилиндрической поверхности, перпендикулярной диску (или удвоенное расстояние от плоскости диска до крайней точки закрылка).

Демпфирующие устройства — горизонтальные диски, крепящиеся к корпусу платформы по ее высоте.

Закрылки демпферов — цилиндрические поверхности, установленные вертикально по краям демпфирующего диска.

Коэффициент перфораций — отношение площади неперфорированной поверхности к общей площади поверхности диска; коэффициент перфорации, равный 1, соответствует неперфорированному диску.

Относительный коэффициент сопротивления диска — коэффициент сопротивления рассматриваемого диска или системы дисков, отнесенный к коэффициенту сопротивления сплошного одиночного диска.

Перфорация — прорези кольцевидной или круговой форм в демпфирующем диске.

Платформа *Spar* — платформа на натяжных и якорных связях, предназначенная преимущественно для больших глубин, корпус которой вытянут по высоте.

#### 3.5.4.5.4.1.3 Конструктивные элементы.

Конструктивные элементы платформ разделяются в зависимости от уровня напряжений, влияния возможного их повреждения на прочность и надежность плавучего сооружения на специальные, основные и второстепенные.

По степени ответственности гидродемпфирующие устройства (диски) следует отнести к категории основных, как элементы, обеспечивающие общую прочность корпуса (при выходе гидродемпфирующих дисков из строя увеличивается качка со всеми вытекающими отсюда последствиями в части снижения уровня общей прочности).

#### 3.5.4.5.4.2 Принципы проектирования гидродемпфирующих устройств.

##### 3.5.4.5.4.2.1 Общие положения.

Конструкции гидродемпфирующих устройств должны быть спроектированы таким образом, чтобы:

- их эксплуатационные параметры удовлетворяли требованиям по умерению качки;
- их прочность (применительно к внешним условиям районов эксплуатации) в течение всего срока службы удовлетворяла принятым критериям в следующих расчетных режимах: транспортировки, рабочем, выживания или экстремального нагружения.

##### 3.5.4.5.4.2.2 Нагрузки.

При расчете гидродемпфера учитываются нагрузки, возникающие в ветроволновых условиях и от течения.

Нагрузки, которые должны рассматриваться при расчетах прочности конструкций гидродемпфирующих устройств, должны включать в себя:

- глобальные и локальные гидродинамические нагрузки в условиях экстремального волнения с учетом ветра;

- гидродинамические циклические нагрузки;

- нагрузки от течения;

- высокочастотные нагрузки импульсного или ударного характера (вертикальная вибрация сооружения высокой частоты, вызванная импульсными нагрузками, и вертикальная вибрация сооружения высокой частоты, вызванная циклическими нагрузками от вертикальной, килевой и бортовой качки сооружения, с резонансными или околорезонансными периодами). Ощутимое присутствие в ряде случаев высокочастотной составляющей заставляет рассматривать этот вопрос с точки зрения ее влияния на усталостную долговечность;

- вихревые нагрузки; силы вихревой природы, действующие на демпфирующие устройства благодаря течению, определяются в соответствии с учетом анализа условия

$$f = Sh \frac{v_t}{D}, \text{ Гц}, \quad (3.5.4.5.4.2.2)$$

где  $Sh$  — число Струхала,

$v_t$  — скорость потока, м/с,

$D$  — характерный поперечный размер (диаметр) конструкции демпфирующего устройства,

$f$  — частота срыва вихрей.

Частота, определяемая по формуле (3.5.4.5.4.2.2), соответствует изменению вихревых сил поперек потока, частота изменения сил вдоль потока в два раза выше частоты, определяемой по формуле (3.5.4.5.4.2.2).

В общем случае значение  $Sh$ , соответствующее частоте срыва вихрей, определяется в зависимости от числа Рейнольдса  $R_e$ .

При совпадении частот нестационарных сил с частотами свободных колебаний сооружения (или отдельных его частей) возникают резонансные явления с возможной значительной амплитудой колебаний. Вихревая вибрация в общем случае носит гидроупругий характер и должна исследоваться соответствующими методами.

#### 3.5.4.5.4.2.3 Критерии прочности.

Конструкция демпфирующих дисков должна быть спроектирована таким образом, чтобы в течение ее срока службы выполнялось общее требование безопасности

$$\Phi \leq R\eta, \quad (3.5.4.5.4.2.3-1)$$

где  $\Phi$  – расчетное значение обобщенного силового воздействия, по которому производится оценка предельного состояния;  
 $R$  – расчетное значение обобщенной несущей способности;  
 $\eta$  – коэффициент безопасности, который связан со степенью ответственности демпфирующего диска, за прочность и надежность сооружения.

При выполнении требования (3.5.4.5.4.2.3-1) практически должны быть исключены следующие виды опасных состояний:

чрезмерные деформации материала;  
потеря устойчивости формы;  
распространение усталостных трещин.

Соответственно должны выдерживаться критерии предельной и усталостной прочности, а также устойчивости.

Для элементов конструкции демпфирующих дисков в части прочности и устойчивости справедливы положения, содержащиеся в Правилах ПБУ/МСП.

Критерий предельной прочности для режима выживания (экстремального нагружения) определяется выражением

$$\sigma_d \leq \eta_1 R_d, \quad (3.5.4.5.4.2.3-2)$$

где  $\sigma_d$  – расчетные напряжения в конструкции при действии наиболее неблагоприятных сочетаний нагрузок, МПа;  
 $\eta_1$  – коэффициент безопасности; коэффициент безопасности для конструкций демпфирующих устройств принимается равным  $\eta_1 = 0,8$ ;  
 $R_d$  – расчетный предел текучести материала.

Критерий устойчивости регламентирует требования к параметрам элементов конструкции демпферов, обеспечивающим устойчивое состояние заданной формы. Опасными считаются критические напряжения, соответствующие переходу конструкции из одной формы равновесия в другую.

Критерий устойчивости определяется выражением

$$\sigma_x \leq \eta_2 \sigma_{cr}, \quad (3.5.4.5.4.2.3-3)$$

где  $\sigma_x$  – расчетные напряжения в конструкции демпфера для заданного расчетного режима, МПа,  
 $\sigma_{cr}$  – критические напряжения, МПа,

$\eta_2$  – коэффициент безопасности; коэффициент безопасности должен быть не более

$$\eta_2 = 0,84(1 - 0,2R_d/\sigma_e) + 0,06,$$

где  $\sigma_e$  – эйлерово напряжение, соответствующее минимальному значению всех рассматриваемых эйлеровых напряжений и форм напряженного состояния, МПа.

Влияние высокочастотных составляющих волнового нагружения от явлений, описанных в [3.5.4.5.4.2.2](#), на уровень усталостной долговечности натянутых связей определяется редуцирующим коэффициентом, зависящим от соотношения стандартных отклонений высокочастотной и низкочастотной составляющих.

**3.5.4.5.4.3** Специальные вопросы проектирования конструкций гидродемпфирующих устройств.

**3.5.4.5.4.3.1** Определение гидродинамических сил, действующих на систему гидродемпфирующих устройств, в первом приближении может производиться без учета колебаний в горизонтальном направлении, а только в вертикальном в вязкой жидкости. На достаточном расстоянии от обтекаемого тела вода может рассматриваться неподвижной относительно дна. На самом демпфере ставятся условия прилипания (т.е. скорость воды совпадает со скоростью демпфера). При этом демпфер может совершать как поступательное движение (стационарное обтекание), так и колебаться (нестационарное обтекание). На входе, выходе и боковой границе следует задавать скорость равную скорости набегающего потока, что означает пренебрежимо малое влияние демпфера на границе области.

**3.5.4.5.4.3.2** При целевой перфорации задача носит симметричный характер относительно центральной оси диска, что обуславливает исследование течения в двумерной области.

При моделировании обтекания дискового демпфера перфорированными круглыми или квадратными отверстиями задачу следует рассматривать в трехмерной постановке.

**3.5.4.5.4.3.3** Гидродинамическая нагрузка на гидродемпфирующие устройства имеет два компонента: скоростной (вязкостный) и инерционный.

**3.5.4.5.4.3.4** Скоростной компонент гидродинамической нагрузки пропорционален квадрату скорости и коэффициенту скоростного сопротивления  $C_v$ :

$$C_v = \frac{F_v}{(\rho V^2 S)/2}, \quad (3.5.4.5.4.3.4-1)$$

где  $F_v$  – компонент силы сопротивления диска;  
 $V$  – скорость набегающего потока;  
 $S$  – площадь диска;  
 $\rho$  – массовая плотность воды.

Инерционный компонент гидродинамической нагрузки пропорционален присоединенной массе.

Присоединенная масса определяется по формуле

$$m_a = F_a/a_y, \quad (3.5.4.5.4.3.4-2)$$

где  $a_y$  – ускорение диска.

**3.5.4.5.4.3.5** При оптимизации гидродинамических нагрузок, действующих на гидродемпфирующие устройства, рекомендуется рассмотреть следующие факторы:

степень перфорации дисков, форму перфорации, влияние «закрылков», систему демпферов, влияние дна.

**3.5.4.5.4.3.5.1** Степень перфорации. Влияние степени перфорации может быть неоднозначным: при уменьшении коэффициента перфорации коэффициент сопротивления сначала может существенно увеличиваться, а затем плавно падать, присоединенная масса имеет тенденцию быстро уменьшаться. Как правило, наибольший эффект достигается при коэффициенте перфорации 0,9.

При перфорации с помощью отверстий с уменьшением их диаметра динамический коэффициент сопротивления и присоединенная масса слабо растут.

**3.5.4.5.4.3.5.2** Форма перфорации. Перфорация демпфера квадратными и круглыми отверстиями обеспечивает качественно и количественно сходные эффекты, что и перфорация концентрическими щелями. При этом динамический коэффициент повышается в 1,5 — 1,8 раз, а присоединенная масса падает на 20 — 30 % по сравнению с неперфорированным демпфером.

Форма отверстий (круглая или квадратная), которыми производится перфорация демпфера, практически не влияет на его динамические характеристики.

**3.5.4.5.4.3.5.3** Влияние закрылков. Наличие закрылков несколько уменьшает коэффициент сопротивления и увеличивает присоединенную массу. При увеличении высоты закрылков коэффициент сопротивления растет с одновременным увеличением присоединенной массы. Применение закрылков повышает прочностные свойства демпфера. При использовании конусных «закрылков» динамический коэффициент сопротивления растет с увеличением угла  $\alpha$  от 0° (прямые закрылки) до 90° (отсутствие закрылков) почти линейно, а присоединенная масса сначала незначительно растет, а затем падает.

Влияние длины (периода) волны, как правило, незначительно.

**3.5.4.5.4.3.5.4** Ребра жесткости. Использование концентрических ребер жесткости для повышения прочностных свойств демпфера практически не сказывается на его гидродинамических свойствах.

**3.5.4.5.4.3.5.5** Система демпферов. При увеличении расстояния между соседними дисками системы из трех дисков растут относительный коэффициент сопротивления и безразмерная присоединенная масса.

**3.5.4.5.4.3.5.6** Система перфорированных демпферов. Коэффициенты сопротивления и присоединенная масса системы трех перфорированных демпферов существенно превосходят сопротивление одиночного сплошного демпфера.

**3.5.4.5.4.3.5.7** Влияние дна. При достаточно большом расстоянии между дисками системы из трех дисков близость дна увеличивает относительный коэффициент сопротивления и при практически неизменной безразмерной присоединенной массе.

**3.5.4.5.4.3.6** Введение гидродемпфирующих устройств может существенно изменить присоединенную массу платформы в целом, увеличивая собственный период вертикальных колебаний платформы.

**3.5.4.5.4.3.7** Введение гидродемпфирующих устройств может снизить вертикальную волновую нагрузку на платформу в целом.

**3.5.4.5.4.3.8** Введение системы гидродемпфирующих устройств может в несколько раз снизить амплитуду вертикальных колебаний платформы.

**3.5.4.5.4.3.9** При выполнении расчетов гидродемпфирующих устройств рекомендуется использование модели пористой среды, позволяющей получить результаты, качественно похожие на результаты моделирования реальных отверстий. При этом данные этих расчетов можно рассматривать как асимптотические оценки коэффициентов сопротивления и присоединенных масс в случае «бесконечного числа

отверстий бесконечно малого диаметра» при фиксированном коэффициенте перфорации.

**3.5.4.6** Особенности расчета конструкций при сейсмических воздействиях.

**3.5.4.6.1** При проектировании ПБУНС в сейсмически активных районах должны быть обеспечены прочность и несущая способность якорей, прочность натяжных связей и корпуса ПБУНС с учетом возможности крупномасштабных деформаций морского дна, возможного разжижения грунта, а также «моретрясения», то есть гидроакустического воздействия на конструкции ПБУНС.

**3.5.4.6.2** Следует избегать размещения якорей на участках морского дна, где при землетрясении возможны крупномасштабные деформации поверхности грунта.

Если, тем не менее, якоря размещены на участках дна с большими сейсмическими подвижками, то необходимо выполнять проверку несущей способности якорей с учетом указанных подвижек дна (например, оползней подводных склонов).

**3.5.4.6.3** При оценке надежности якорей с учетом сейсмических воздействий должны быть обеспечены как прочность самой конструкции, так и несущая способность подверженных динамическим воздействиям грунтов дна.

Следует учитывать возможность временного снижения несущей способности якорей вследствие динамического разжижения грунта. При этом должны быть определены степень снижения несущей способности, а также сроки восстановления расчетной несущей способности (исходя из времени, требуемого для консолидации грунта). Указанные сроки рекомендуется учитывать при выборе расчетных характеристик грунтов основания применительно к различным сочетаниям нагрузок и воздействий.

**3.5.4.6.4** В расчетах напряженного состояния и устойчивости якорей следует учитывать массу якоря, а также присоединенные массы воды и якорных

**3.5.4.6.5** Последствия передачи сейсмического воздействия со дна акватории по натяжным связям на корпус ПБУНС следует учитывать в тех случаях, когда сейсмические горизонтальные и вертикальные перемещения участков дна акватории в районе нахождения анкерных опор превышают соответствующие допускаемые смещения ПБУНС от волновых воздействий в режиме бурения. В этих случаях усилия в натяжных связях должны определяться по величинам ожидаемых сейсмических перемещений анкерных опор на дне акватории.

Величины указанных усилий следует использовать для проверки прочности натяжных связей и в расчетах на прочность конструкций ПБУНС, в том числе элементов крепления натяжных связей к корпусу ПБУНС и к анкерной опоре.

**3.5.4.6.6** В качестве расчетного гидроакустического воздействия на корпус ПБУНС и натяжные связи следует рассматривать приложенное к днищу ПБУНС гидродинамическое давление, изменяющееся во времени по гармоническому закону с периодом  $T^{de}$  и амплитудным значением  $p_{amp}^{de}$ , определяемым по формуле

$$p_{amp}^{de} = kT^{de} \exp(0,72J^{de}), \quad (3.5.4.6.6)$$

где  $k = 0,003, \text{ МПа} \cdot \text{с}^{-1}$ .

При отсутствии достаточной сейсмологической информации разрешается принимать величину  $T^{de}$  равной 0,50 с.

### **3.5.5 Требования к материалам.**

#### **3.5.5.1 Общее.**

**3.5.5.1.1** Материалы, используемые в конструкциях корпуса и якоря ПБУНС вне районов соединения с натяжными связями, должны соответствовать требованиям [1.5.1](#) настоящей части и части XII «Материалы».

**3.5.5.1.2** Данный раздел включает уточненные требования к материалу корпуса и якоря в районах соединений с натяжными связями (в основном, специальные конструктивные элементы), а также требования к материалу натяжных связей, которые следует рассматривать как дополнение к требованиям, содержащимся в [1.5.1](#) настоящей части и части XII «Материалы».

**3.5.5.1.3** Для всех перечисленных в [3.5.5.1.2](#) конструкций должно быть оценено сопротивление материалов водородной хрупкости.

#### **3.5.5.2** Корпус.

**3.5.5.2.1** Совокупность механических свойств материала конструкций корпуса, взаимодействующих с натяжной связью, натяжителем и податливым элементом, должна быть оценена дополнительно в отношении следующих видов возможного повреждения вследствие локальных контактных напряжений на рабочих поверхностях конструктивных элементов:

- пластического деформирования, смятия и выдавливания материала;
- эрозионно-абразивного износа поверхностей контакта;
- усталостного разрушения по поверхности износа;
- хрупкого разрушения по поверхности износа и выкрашивания материала по поверхности износа.

**3.5.5.2.2** Для конструкций корпуса, воспринимающих реакции натяжной связи, желательно использование стальных материалов в толщинах менее 70 мм с пределом текучести  $\sigma_{0,2} \leq 550\sigma_t$ , МПа.

**3.5.5.2.3** Временное сопротивление материала конструкций корпуса  $\sigma$ , для обеспечения достаточного запаса по прочности и пластичности должно отвечать соотношению  $\sigma_{0,2} \leq 0,85\sigma_t$ .

**3.5.5.2.4** Для обеспечения достаточной пластичности специальных конструкций корпуса ПБУНС материал должен иметь остаточное относительное сужение  $Z_z$  при растяжении в направлении, перпендикулярном плоскости листа:  $Z_z \geq 25\%$ . Относительное удлинение  $A_5$  при испытании образцов должно составлять не менее  $A_5 \geq 18\%$ .

**3.5.5.2.5** Контактные рабочие поверхности специальных конструкций корпуса должны быть рассчитаны на смятие и обладать достаточной твердостью, препятствующей абразивному износу поверхностей.

**3.5.5.2.6** Принимая во внимание существенные динамические составляющие нагружения для изготовления специальных корпусных конструкций не допускаются стали нормальной прочности.

#### **3.5.3.3** Якорь.

**3.5.3.3.1** Механические свойства конструкций якоря, взаимодействующих с натяжными связями, должны быть оценены в отношении видов повреждений, перечисленных в [3.5.5.2.1](#), а также в отношении:

- дополнительного абразивного износа с участием поднятых водой масс донного грунта;

- повышенной химической коррозии;

- сопротивления коррозионному растрескиванию под напряжением.

**3.5.3.3.2** Для специальных конструкций якоря желательно использование стальных материалов в толщинах менее 120 мм и пределом текучести менее  $\sigma_{0,2} \leq 550$  МПа с контролем сплошности в толщинах более 70 мм.

**3.5.3.3.3** Временное сопротивление материала должно отвечать требованиям [3.5.5.2.3](#).

**3.5.3.3.4** Материал специальных конструкций якоря должен иметь относительное сужение при растяжении в направлении толщины листа  $Z_z \geq 20\%$ . Относительное

сужение  $A_5$  материала, проверенное при вырезке образца из середины по толщине проката должно составить не менее  $A_5 \geq 18\%$ .

**3.5.3.3.5** Требования к контактным рабочим поверхностям конструкций якоря должны соответствовать [3.5.5.2.5](#).

**3.5.3.3.6** Характеристики трещиностойкости специальных конструкций якоря должны удовлетворять [3.5.5.2.6](#). Образцы для испытаний должны быть вырезаны из подповерхностного слоя материала.

**3.5.5.4** Натяжная связь.

**3.5.5.4.1** Механические свойства материала натяжной связи должны быть проверены в отношении его сопротивления видам возможного разрушения, соответствующим функциональному назначению участка связи.

**3.5.5.4.2** Требования к материалу участка взаимодействия с якорем должны соответствовать требованиям [3.5.5.1](#) и [3.5.5.3](#).

**3.5.5.4.3** Требования к материалу участка взаимодействия с корпусом должны соответствовать требованиям [3.5.5.1](#) и [3.5.5.2](#).

**3.5.5.4.4** Требования к материалу средней части натяжной связи должны отвечать требованию [3.5.5.1](#) и [3.5.5.2](#).

**3.5.5.4.5** Предел текучести  $\sigma_{0,2}^0$  и предел прочности  $\sigma_t^0$  в окружном направлении связи должны отвечать требованиям:

$$\sigma_{0,2}^0 \geq 0,9\sigma_{0,2}; \quad (3.5.5.4.5-1)$$

$$\sigma_{0,2}^0 \geq 0,9\sigma_t. \quad (3.5.5.4.5-2)$$

**3.5.5.4.6** Для соединительной муфты натяжной связи работа удара должна составлять:

на образцах вдоль проката  $KVL \geq 68$  Дж;

на образцах поперек проката  $KVT \geq 46$  Дж.

Величина критического раскрытия трещины при температуре, равной температуре испытаний ударной вязкости, должна составлять:

для основного металла  $CTOD \geq 0,25$  мм;

для зоны термического влияния  $CTOD \geq 0,18$  мм (при наличии сварки).

Температура нулевой вязкости разрушения должна составлять  $NDT \leq -40$  °C при толщине стенки менее 40 мм.

## **4 УСТОЙЧИВОСТЬ СПБУ/МСП НА ГРУНТЕ**

### **4.1 ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ**

**4.1.1** Взаимодействие опорных конструкций СПБУ/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).

**4.1.3** Способ удержания СПБУ на грунте — гравитационный с задавливанием опорных колонн в грунт.

## 4.2 УСТОЙЧИВОСТЬ СПБУ НА ГРУНТЕ

### 4.2.1 Устойчивость против опрокидывания на грунте.

Коэффициент запаса против опрокидывания СПБУ на грунте должен быть не менее

$$K_{cap} = M_r / M_{cap} \geq 1,50, \quad (4.2.1-1)$$

где  $M_r$  – восстанавливающий момент от сил веса СПБУ, кНм;  
 $M_{cap}$  – суммарный опрокидывающий момент от экстремального воздействия внешних сил относительно плоскости опирания СПБУ на грунт, кНм.

Должна быть рассмотрена наихудшая комбинация восстанавливающего и опрокидывающего моментов в зависимости от состояния загрузки СПБУ, величины и направления экстремальных внешних воздействий.

При достаточно развитых по площади опорных поверхностях башмаков должно быть учтено наличие опорного момента, т.е. в качестве критериального следует рассматривать условие

$$M_r / (M_{cap} - M_{sup}) \geq 1,50, \quad (4.2.1-2)$$

где  $M_{sup}$  – опорный изгибающий момент со стороны грунта, кНм.

### 4.2.2 Устойчивость при сдвиге.

Коэффициент запаса против сдвига СПБУ на грунте должен быть не менее

$$K_{sh} = Pf / T \geq 1,50, \quad (4.2.2)$$

где  $P$  – весовая нагрузка СПБУ, приходящаяся на одну опорную колонну, с учетом вытесненной воды;  
 $T$  – расчетное значение суммарной сдвиговой силы в районе основания;  
 $f$  – коэффициент трения опорной поверхности о грунт.

Должна быть рассмотрена наихудшая комбинация веса понтона в зависимости от состояния загрузки СПБУ и суммарной сдвиговой силы в зависимости от направления экстремальных внешних воздействий.

**4.2.3 Устойчивость при просадке.** Коэффициент запаса при просадке одной из колонн СПБУ в грунт должен быть не менее

$$N_3 / N > K_{sub}, \quad (4.2.3)$$

где  $N_3$  – усилие задавливания;  
 $N$  – расчетное значение суммарной осевой силы;  
 $K_{sub} = 1,10$  — для четырехопорных установок;  
 $K_{sub} = 1,05$  — для трехопорных установок.

Должна быть рассмотрена наихудшая ситуация с точки зрения просадки колонн, поскольку именно это условие является наиболее часто критическим. Условие просадки определяет для трехопорных установок необходимое количество балласта и влияет на объем и планировку помещений в понтоне.

### 4.3 УСТОЙЧИВОСТЬ МСП НА ГРУНТЕ

#### 4.3.1 МСП гравитационного типа.

##### 4.3.1.1 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 [4.3.1.2 — 4.3.1.6](#).

##### 4.3.1.2 Критерий по условиям установки МСП гравитационного типа.

4.3.1.2.1 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.

##### 4.3.1.2.2 Критерий обеспечения условий установки определяется выражением

$$N > KN_u, \quad (4.3.1.2.2)$$

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.

##### 4.3.1.3 Критерий несущей способности системы «МСП — основание».

4.3.1.3.1 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).

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

$$R/F \geq k_{s,n}, \quad (4.3.1.3.2)$$

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.

**4.3.1.3.3** 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.

**4.3.1.4** Критерий предельного эксцентриситета в приложении равнодействующей нагрузок.

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

**4.3.1.4.2** Критерий предельного эксцентриситета определяется выражением

$$e \leq e_{ult} k_{s,n}, \quad (4.3.1.4.2)$$

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  $e_i = B/6$ ;  
 $B$  – размер опорного блока в направлении приложения сдвигающей нагрузки, м.

**4.3.1.5** Критерий предельных смещений.

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

**4.3.1.5.2** Критерий предельных смещений определяется выражением

$$S \leq S_{ult}, \quad (4.3.1.5.2)$$

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).

**4.3.1.6** Критерий величины давления грунта на юбку и внутренние ребра.

**4.3.1.6.1** 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.

**4.3.1.6.2** Критерий предельного давления грунта определяется выражением

$$P \leq P_{ult}, \quad (4.3.1.6.2)$$

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.

#### 4.3.2 МСП свайного типа.

##### 4.3.2.1 Общие положения.

4.3.2.1.1 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 [4.3.2.2 — 4.3.2.3](#).

##### 4.3.2.2 Критерий несущей способности свайного основания.

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

$$N \leq F_d / \gamma_k, \quad (4.3.2.2.1)$$

где  $F_d$  – расчетная несущая способность одиночной сваи, кНм;  
 $\gamma_k$  – 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).

4.3.2.2.2 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

$$N = N_d / n \pm M_x y / \sum y_i^2 \pm M_y x / \sum x_i^2, \quad (4.3.2.2.2)$$

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.

4.3.2.2.3 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.

**4.3.2.3** Критерий предельных деформаций.

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

**4.3.2.3.2** Критерий предельных деформаций имеет вид

$$s \leq s_{ult}, \quad (4.3.2.3.2)$$

где  $s$  – совместная деформация сваи, м, свайного фундамента и сооружения (осадка, перемещение, угол поворота, относительная разность осадок свай, свайных фундамента и т.п.);  
 $s_{ult}$  – предельное значение совместной деформации основания сваи, м, свайного фундамента и сооружения, устанавливаемое проектом и правилами технической эксплуатации оборудования.

**4.3.2.3.3** 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».

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

**ХАРАКТЕРИСТИКИ ВЕТРОВОЛНОВЫХ УСЛОВИЙ**

Таблица 1

**Значения экстремальных скоростей ветра и высот волн, возможные один раз в 50 лет**

Море	Средняя скорость ветра (период осреднения 10 мин) $\bar{W}_{50}$ , м/с	Высота волны 3 %-ной обеспеченности $h_{50}$ , м
Каспийское	45,0	13,0
Черное	43,0	12,5
Баренцево	46,0	19,0
Охотское	48,0	19,0

Таблица 2

**Повторяемость высот и периодов волн на Каспийском море, %**

$\bar{\tau}$ , с	$h_{3\%}$ , м											
	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12
0-1	7,11											
1-2	14,58											
2-3	6,44	20,21										
3-4	0,62	9,11	5,24									
4-5	0,33	6,32	10,02	5,36								
5-6	0,08	3,17	1,12	0,70	0,68							
6-7	0,07	1,54	0,66	0,49	0,44	0,05						
7-8	0,05	1,38	0,40	0,29	0,37	0,06	0,04	0,03				
8-9	0,03	0,97	0,27	0,23	0,21	0,07	0,06	0,03	0,005			
9-10	0,02	0,05	0,05	0,16	0,17	0,12	0,05	0,02	0,015	0,013	0,010	0,005
10-11	0,009	0,009	0,01	0,05	0,05	0,05	0,04	0,01	0,010	0,010	0,005	0,005
11-12	0,005	0,005	0,005	0,03	0,03	0,03	0,03	0,005	0,005	0,003	0,002	0,001
12-13	0,002	0,002	0,001	0,005	0,01	0,01	0,01	0,001	0,003	0,002	0,001	0,001

Таблица 3

**Повторяемость высот волн и скоростей ветра на Каспийском море, %**

$\bar{W}$ , м/с	$h_{3\%}$ , м											
	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12
2-4	7,34	6,82	2,59	0,78	0,22	0,15	0,03	0,001				
4-6	7,80	7,76	4,42	1,02	0,43	0,26	0,08	0,003	0,001			
6-8	6,22	7,87	2,89	1,51	0,31	0,12	0,07	0,002	0,001			
8-10	4,32	7,95	2,80	0,71	0,17	0,06	0,01	0,007	0,002	0,002		
10-12	2,25	5,88	2,06	0,68	0,16	0,03	0,01	0,005	0,002	0,002		
12-14	1,15	3,35	1,58	0,57	0,15	0,01	0,01	0,009	0,009	0,005	0,004	
14-16	0,88	3,24	0,37	0,34	0,13	0,01	0,009	0,008	0,006	0,005	0,004	0,002
16-18		0,76	0,26	0,24	0,12	0,009	0,008	0,007	0,006	0,005	0,005	0,003
18-20		0,01	0,01	0,13	0,11	0,009	0,006	0,006	0,005	0,004	0,002	0,003
20-22		0,008	0,008	0,009	0,09	0,009	0,006	0,006	0,005	0,004	0,002	0,002
22-24		0,005	0,005	0,008	0,08	0,004	0,002	0,002	0,001	0,001	0,001	0,002
24-26		0,005	0,005	0,006	0,008	0,003	0,002	0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001

Таблица 4

**Повторяемость высот и периодов волн на Черном море, %**

$\bar{\tau}$ , с	$h_{3\%}$ , М											
	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12
0-1	2,31											
1-2	12,10											
2-3	16,45	10,14										
3-4	8,42	9,95	3,83									
4-5	6,36	8,90	4,34	1,20								
5-6	1,72	4,12	0,85	0,33	0,26							
6-7	0,94	3,11	0,30	0,17	0,14	0,06						
7-8	0,80	0,50	0,10	0,12	0,14	0,11	0,05	0,01				
8-9	0,49	0,21	0,05	0,09	0,13	0,10	0,04	0,01	0,007			
9-10	0,24	0,06	0,02	0,07	0,11	0,08	0,01	0,009	0,006	0,002	0,002	0,001
10-11	0,11	0,007	0,006	0,02	0,02	0,01	0,008	0,008	0,004	0,002	0,002	0,001
11-12	0,06	0,003	0,002	0,006	0,007	0,008	0,008	0,007	0,002	<0,001	<0,001	<0,001
12-13	0,004	0,001	<0,001	0,001	0,005	0,006	0,007	0,006	0,001	<0,001	<0,001	<0,001

Таблица 5

**Повторяемость высот волн и скоростей ветра на Черном море, %**

$\bar{W}$ , м/с	$h_{3\%}$ , М											
	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12
2-4	16,22	2,99	1,45	0,20	0,11	0,02	0,01	0,001				
4-6	13,67	6,21	2,94	0,90	0,24	0,03	0,006	0,002				
6-8	8,87	6,46	1,72	0,76	0,09	0,07	0,02	0,01	0,001	0,001		
8-10	5,34	5,62	1,45	0,42	0,08	0,05	0,02	0,01	0,008	0,001	0,001	
10-12	2,65	3,01	1,05	0,14	0,07	0,04	0,02	0,01	0,005	0,001	0,001	0,001
12-14	1,60	1,30	0,93	0,08	0,05	0,02	0,01	0,006	0,004	0,001	0,001	<0,001
14-16	0,70	0,72	0,45	0,07	0,03	0,01	0,008	0,005	0,003	0,001	0,001	<0,001
16-18	0,53	0,39	0,34	0,05	0,01	0,008	0,006	0,004	0,002	0,001	<0,001	<0,001
18-20	0,42	0,32	0,08	0,03	0,009	0,007	0,005	0,003	0,002	<0,001	<0,001	<0,001
20-22	0,01	0,06	0,07	0,01	0,007	0,006	0,003	0,001	0,001	<0,001	<0,001	<0,001
22-24	<0,001	0,04	0,05	0,006	0,005	0,005	0,002	0,001	0,001	<0,001	<0,001	<0,001
24-26	<0,001	0,02	0,03	0,002	0,002	0,001	0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001
26-28	<0,001	0,009	0,01	0,001	0,001	0,001	0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001

Таблица 6

**Повторяемость высот и периодов волн на Баренцевом море, %**

$\bar{\tau}$ , с	$h_{3\%}$ , М													
	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14
0-1	0,51													
1-2	1,62													
2-3	3,65	4,22												
3-4	2,75	16,18	8,03											
4-5	1,88	10,92	6,03	2,21										
5-6	0,82	3,33	5,86	5,72	3,64									
6-7	0,46	1,18	2,98	2,35	2,05	1,03	0,75							
7-8	0,15	0,59	1,73	0,99	0,43	0,35	0,21	0,19	0,08	0,06				
8-9	0,08	0,46	1,02	0,72	0,19	0,18	0,12	0,11	0,07	0,05	0,01	0,008		
9-10	0,05	0,07	0,78	0,57	0,14	0,13	0,10	0,10	0,06	0,04	0,02	0,01	0,007	0,006
10-11	0,01	0,03	0,44	0,32	0,06	0,06	0,05	0,05	0,02	0,02	0,02	0,01	0,008	0,003
11-12	0,01	0,009	0,12	0,10	0,02	0,02	0,02	0,01	0,01	0,01	0,01	0,008	0,006	0,001
12-13	0,006	0,007	0,007	0,009	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,009	0,007	0,006	0,005	0,001
13-14	0,003	0,003	0,003	0,008	0,01	0,01	0,01	0,009	0,009	0,008	0,007	0,006	0,003	<0,001
14-15	0,001	0,001	0,001	0,004	0,006	0,006	0,007	0,008	0,009	0,007	0,006	0,005	0,002	<0,001

Таблица 7

Повторяемость высот волн и скоростей ветра на Баренцевом море, %

$\bar{W}$ , м/с	$h_{3\%}$ , м													
	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14
2-4	3,56	8,02	1,14	0,21	0,05	0,02	0,004							
4-6	4,67	9,56	3,51	0,56	0,45	0,10	0,07	0,04	0,03	0,009	0,002			
6-8	2,30	7,60	5,65	1,58	0,67	0,11	0,08	0,06	0,01	0,007	0,003			
8-10	0,47	5,96	5,43	3,00	1,16	0,40	0,16	0,10	0,04	0,005	0,003			
10-12	<0,001	3,65	4,92	2,61	0,34	0,21	0,12	0,10	0,03	0,02	0,007			
12-14	<0,001	1,98	3,61	2,08	0,31	0,18	0,08	0,06	0,03	0,02	0,008			
14-16	<0,001	0,23	2,04	1,97	0,23	0,17	0,05	0,04	0,03	0,02	0,001			
16-18	<0,001	0,006	0,55	0,50	0,19	0,16	0,05	0,04	0,03	0,01	0,01	0,008	0,006	
18-20	<0,001	<0,001	0,15	0,32	0,16	0,15	0,04	0,03	0,03	0,01	0,01	0,01	0,005	0,001
20-22	<0,001	<0,001	<0,001	0,09	0,09	0,08	0,04	0,03	0,02	0,01	0,01	0,01	0,004	0,002
22-24	<0,001	<0,001	<0,001	0,07	0,06	0,06	0,03	0,02	0,02	0,01	0,01	0,008	0,004	0,002
24-26	<0,001	<0,001	<0,001	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,02	0,01	0,01	0,008	0,003	0,001
26-28	<0,001	<0,001	<0,001	0,005	0,006	0,007	0,008	0,009	0,009	0,009	0,009	0,007	0,003	0,001
>28	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	0,001	0,005	0,009	0,009	0,009	0,008	0,005	0,002	0,001

Таблица 8

Повторяемость высот и периодов волн на Охотском море, %

$\bar{\tau}$ , с	$h_{3\%}$ , м														
	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15
0-1	0,15														
1-2	1,32														
2-3	1,46	1,70													
3-4	6,26	7,54	4,88												
4-5	5,54	7,22	3,99	3,56											
5-6	3,88	6,82	3,82	2,52	1,24										
6-7	0,85	5,41	2,50	1,28	0,77	0,55									
7-8	0,24	3,96	2,38	0,60	0,58	0,51	0,34	0,07							
8-9	0,12	2,48	2,32	0,45	0,26	0,22	0,11	0,14	0,05						
9-10	0,09	1,39	1,75	0,21	0,17	0,15	0,10	0,09	0,07	0,06	0,04	0,02	0,006	0,006	
10-11	0,03	1,11	1,10	0,17	0,15	0,12	0,09	0,07	0,04	0,03	0,03	0,02	0,005	0,004	0,003
11-12	0,02	0,47	0,97	0,11	0,08	0,06	0,04	0,03	0,02	0,02	0,02	0,01	0,004	0,003	0,002
12-13	0,01	0,03	0,64	0,03	0,02	0,02	0,01	0,01	0,01	0,006	0,002	0,001	0,001	0,001	0,001
13-14	0,006	0,02	0,08	0,02	0,01	0,01	0,009	0,005	0,005	0,002	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001
14-15	0,004	0,01	0,007	0,005	0,003	0,003	0,002	0,002	0,002	0,002	0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001
15-16	0,002	0,002	0,003	0,003	0,001	0,001	0,001	0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001
16-17	0,001	0,001	0,002	0,002	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001

Таблица 9

Повторяемость высот волн и скоростей ветра на Охотском море, %

$\bar{W}$ , м/с	$h_{3\%}$ , м														
	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15
2-4	3,60	13,20	2,12	0,92	0,11	0,03	0,01	0,008	0,002	0,001	0,001	0,001			
4-6	8,12	6,27	2,26	1,17	0,13	0,06	0,02	0,01	0,002	0,001	0,001	0,001			
6-8	5,00	6,43	3,69	2,41	0,31	0,08	0,05	0,02	0,005	0,003	0,003	0,001	0,001		
8-10	2,96	7,98	3,06	1,71	1,01	0,16	0,05	0,03	0,01	0,006	0,005	0,002	0,001		
10-12	0,16	7,86	2,69	1,20	0,63	0,24	0,10	0,05	0,03	0,02	0,01	0,005	0,001		
12-14	0,14	5,18	2,34	1,03	0,55	0,42	0,14	0,11	0,03	0,02	0,02	0,005	0,001	0,001	
14-16	<0,001	1,27	1,49	0,71	0,54	0,51	0,18	0,17	0,04	0,03	0,03	0,01	0,003	0,001	0,001
16-18	<0,001	0,01	0,69	0,36	0,31	0,25	0,21	0,04	0,04	0,04	0,002	0,01	0,004	0,002	0,001
18-20	<0,001	0,01	0,61	0,25	0,17	0,11	0,08	0,02	0,02	0,02	0,01	0,005	0,003	0,002	0,001
20-22	<0,001	<0,001	0,56	0,03	0,14	0,08	0,04	0,02	0,01	0,009	0,008	0,005	0,004	0,003	0,002
22-24	<0,001	<0,001	0,15	0,02	0,10	0,06	0,02	0,01	0,008	0,006	0,007	0,003	0,003	0,001	0,001
24-26	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	0,01	0,01	0,007	0,004	0,004	0,003	0,002	0,001	0,001

## **ТРЕБОВАНИЯ К РАСЧЕТНЫМ МОДЕЛЯМ, БАЗИРУЮЩИМСЯ НА МЕТОДЕ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ**

### **1 ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ**

**1.1** В общем случае расчет конструкции методом конечных элементов состоит из следующих этапов:

- определение типа и размера задачи;
- составление конечно-элементной модели конструкции и граничных условий;
- моделирование нагрузок;
- оценка корректности модели и выполнение расчета;
- представление полученных результатов.

**1.2** При моделировании конструкции, граничных условий и нагрузки, в зависимости от целей расчета и типа конструкции, возможны и необходимы определенные допущения и упрощения. Конкретные возможности расчета определяются параметрами программного обеспечения и вычислительной техники, а также предусмотренным размером задачи. По мере накопления информации об особенностях работы конструкции размер задачи может изменяться.

## 2 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ТИПА И РАЗМЕРА РАСЧЕТНОЙ МОДЕЛИ

**2.1** Следует определить тип напряженно-деформированного состояния и размер задачи, поскольку от этого зависит моделирование конструкции, граничных условий и нагрузки.

**2.2** В конструкциях ПБУ/МСП деформации и напряжения подразделяются на следующие типы в зависимости от внешних нагрузок и условий работы конструкции:

общие деформации и напряжения конструкции ПБУ/МСП;

местные деформации и напряжения конструктивных элементов;

концентрационные напряжения и деформации в локальных зонах конструкции и прерывистых связях.

**2.3** Задача расчета и способ моделирования нагрузки должны соответствовать одному из перечисленных выше типов напряженно-деформированного состояния конструкции.

**2.4** Размер задачи и тем самым размер расчетной модели определяются выбранными границами модели и необходимыми размерами сетки конечных элементов.

**2.5** Характер задачи — линейный или нелинейный — зависит от особенностей конструкции и величины деформаций. Если параметры напряженно-деформированного состояния конструкции определены при регламентируемых расчетных нагрузках, обычно достаточно линейного расчета, особенно в случае толстостенных конструкций. Нелинейные эффекты вызываются свойствами материала, большими деформациями и имеют существенное значение в следующих случаях:

для относительно гибких конструкций с большими деформациями (геометрическая нелинейность);

при исследовании частичного отказа элементов конструкции, например, потеря устойчивости плоских панелей;

если встречаются пластические деформации в областях конструкции (физическая нелинейность).

### 3 МОДЕЛИРОВАНИЕ КОНСТРУКЦИИ

#### 3.1 Выбор типов расчетных моделей.

**3.1.1** В расчетах прочности конструкций ПБУ/ МСП рекомендуется применять следующие типы расчетных моделей:

- общая модель корпуса ПБУ/МСП;
- модель корпусной конструкции или крупной составляющей корпуса;
- модель перекрытия;
- рамная модель;
- локальные модели.

**3.1.2** Для всех моделей, кроме общей модели корпуса, следует обеспечить введение граничных условий для корректного удовлетворения условиям взаимодействия со смежными конструкциями. Если есть опасение, что на результатах могут сказаться неблагоприятным образом идеализированные граничные условия, следует увеличить расстояние между границами модели и рассматриваемой областью конструкции.

**3.1.3** Общую модель корпуса следует использовать для определения общих напряжений в конструкции ПБУ/МСП. Трехмерное моделирование основных связей корпуса позволяет обеспечить приложение нагрузок в виде, наиболее приближенном к реальному, моделировать с высокой точностью поведение сложных конструкций корпуса.

**3.1.4** Модель корпусной конструкции или крупной составляющей корпуса (обычно трехмерная модель) следует использовать для определения общих напряжений в рассматриваемой части корпуса.

**3.1.5** Модель перекрытия следует использовать для определения общих или местных напряжений в плоских конструкциях, образованных пластинами обшивки, подкрепленными с одной или с обеих сторон ребрами жесткости и/или стенками (перекрытия типа двойного дна, переборки, палубы), а также для расчета передачи поперечной нагрузки на опорный контур перекрытия и оценки возникающих при этом деформации и напряжений.

**3.1.6** Рамную модель следует использовать при расчете прочности конструкций, деформируемых (главным образом, изгибаемых) в своей плоскости, например, поперечных связей понтона ПБУ, подводного опорного блока МСП и др.

**3.1.7** Локальные модели рекомендуется использовать в расчетах прочности отдельных элементов конструкции и для определения концентрационных напряжений в деталях конструкций и прерывистых связях.

#### 3.2 Выбор типа конечных элементов.

**3.2.1** Тип конечного элемента, принятый при выполнении расчета прочности каждой конкретной задачи, имеет определяющее значение, по этому при выборе элемента следует руководствоваться нижеприведенными рекомендациями.

**3.2.2** В расчетах прочности конструкций рекомендуется использовать следующие типы элементов:

- стержневые элементы (одномерные элементы с осевой жесткостью, но без изгибной жесткости);

- балочные элементы (одномерные элементы с осевой, сдвиговой, изгибной и крутильной жесткостью);

- элементы плоского напряженного состояния (двумерные элементы с мембранной жесткостью в плоскости пластины, но без изгибной жесткости относительно осей, лежащих в плоскости пластины);

- элементы пластины и оболочки (двумерные элементы с мембранной, изгибной и крутильной жесткостью);

- объемные элементы (трехмерные элементы);

- граничные и пружинные элементы.

При использовании элементов различных типов следует уделять внимание совместности перемещений и возможности передачи граничных нагрузок и напряжений, особенно при соединении в узлах элементов с изгибной жесткостью и без таковой.

**3.2.3** Выбранные типы элементов должны отражать деформации и напряжения для анализируемых случаев нагрузки, а при необходимости, собственные значения или предельные состояния при определении величины предельной нагрузки.

**3.2.4** Следует определить, в какой степени в данном конкретном расчете прочности должен рассматриваться изгиб компонентов конструкции. В случаях чисто изгибного поведения в соответствии с теорией изгиба балок или теорией изгиба пластины, особенно для плоских панелей, ребер жесткости, перекрытий и поперечных рам, подходят балочные элементы и элементы пластины. Если используются элементы плоского напряженного состояния или объемные элементы, то для возможности учета изгиба в плоскости наибольшей жесткости следует выбрать конечные элементы с дополнительными промежуточными узлами или применять более мелкую сетку.

**3.2.5** Для трехмерных моделей можно ограничиться элементами плоского напряженного состояния, если определяются только общие деформации и напряжения. В этом случае учитывается только мембранная жесткость моделируемой плоской конструкции.

**3.2.6** Второстепенные конструктивные связи, например, подкрепляющие пластину ребра жесткости, учитываются с той или иной степенью условности, которая определяется вкладом этих связей в анализируемое напряженно-деформированное состояние.

**3.2.7** Если изгиб связи в рассматриваемом случае важен, то следует точнее моделировать ее изгибную жесткость (например, стенка моделируется плоскими элементами, а свободный поясok — стержневым или пластинчатым элементом). В некоторых случаях изгибную жесткость следует учитывать дополнительными балочными элементами.

**3.2.8** В других случаях ребра жесткости можно учитывать условно в виде дополнительной толщины пластин. Поскольку обобщенная жесткость подкрепленной пластины в зависимости от ориентации подкрепляющих ребер жесткости различна во взаимно ортогональных направлениях, в расчетных моделях это учитывается введением ортотропных свойств пластины приведенной толщины:

$$E_2 = E_1(F_{pl} + F_{st})/F_{pl}; \quad (3.2.8)$$

$$E_1 = E,$$

где  $E$  — исходный модуль нормальной упругости материала пластины;  
 $E_1$  — модуль упругости в направлении, ортогональном к ориентации ребер жесткости;  
 $E_2$  — модуль упругости в направлении, параллельном к ориентации ребер жесткости;  
 $F_{pl}$  — площадь поперечного сечения пластины;  
 $F_{st}$  — площадь поперечного сечения ребра жесткости.

**3.2.9** В локальных моделях все жесткостные компоненты, в том числе и вторичные, имеют существенное значение, поэтому используются конечные элементы пластины, оболочки и объемные элементы. Исключение могут составлять плоские конструкции, загруженные в своей плоскости. Например, при анализе концентрационных напряжений на кромках вырезов они моделируются пластинами плоского напряженного состояния.

**3.2.10** Для получения информации о деформациях между двумя узлами, например, на свободных кромках пластины, следует вводить стержневые элементы

с пренебрежимо малым поперечным сечением. Одноосные напряжения такого элемента показывают напряжения по кромке.

### **3.3 Разбивка на конечные элементы.**

**3.3.1** Размер сетки конечных элементов определяется характеристиками конечных элементов и должен выбираться из условия достаточной точности при моделировании:

- жесткостных параметров конструкции;
- типа исследуемых напряжений;
- возможных форм отказа.

При выборе размеров сетки конечных элементов следует руководствоваться нижеприведенными рекомендациями.

**3.3.2** При выборе сетки конечных элементов в наибольшей степени должны учитываться геометрия конструкции, расположение и характер нагрузки, размещение опор.

**3.3.3** Трехмерные модели конструкции в целом или части конструкции могут иметь достаточно грубую идеализацию, в качестве характерного размера конечного элемента могут приниматься шпации основных компонентов конструкции. Это допустимо в расчетах общего напряженного состояния при условии, что изгибное поведение основных компонентов конструкции с достаточной точностью отражено выбранным типом конечного элемента. То же относится к моделям перекрытий и моделям для расчета местной прочности ребер жесткости, если ширина элементов в пластинах обшивки равна шпации ребер жесткости или ее половине.

**3.3.4** Характеристики элемента и его размеры должны быть выбраны так, чтобы жесткость, результирующие деформации и напряжения корректно отражали поведение конструкции. Для простых конечных элементов отношение размеров сторон элемента, как правило, не должно превосходить трех.

**3.3.5** При вычислении локальных концентрационных напряжений размер сетки конечных элементов должен изменяться постепенно в соответствии с ожидаемым градиентом напряжений.

### **3.4 Ввод упрощающих допущений.**

**3.4.1** Вследствие сложности конструкции ПБУ/МСП при моделировании следует вводить допущения, направленные на упрощения. Упрощения допустимы, если они не приводят к значительным погрешностям в результатах.

**3.4.2** Типичным упрощением в расчетах общей прочности является объединение нескольких компонентов конструкции в один. Можно объединять ребра жесткости или балки. Объединенные компоненты должны обладать эквивалентной жесткостью и располагаться в геометрическом центре составляющих компонентов.

**3.4.3** Малые компоненты и детали, которые характеризуют жесткость небольших участков, могут вовсе не учитываться при моделировании. Примером таких компонентов и деталей для расчета общей прочности являются малые вырезы, brackets в рамах, подкрепляющие ребра жесткости, подкрепления, препятствующие потере устойчивости.

**3.4.4** Большие вырезы (вырезы для доступа во внутренние помещения, окна и двери) всегда должны учитываться. При грубой сетке конечных элементов такие вырезы учитываются путем уменьшения жесткости за счет уменьшения толщины элементов или за счет уменьшения модуля сдвига и модуля нормальной упругости в продольном и поперечном направлениях.

**3.4.5** Плоские элементы должны располагаться в срединной поверхности соответствующих компонентов конструкции. Для анализа общей прочности тонкостенных конструкций элементы как приближение могут располагаться по линиям наружной поверхности.

**3.4.6** Плоские двумерные элементы в наклонных или искривленных поверхностях должны, как правило, помещаться в геометрическом центре моделируемой области, чтобы с большей точностью отражать общие жесткостные характеристики.

**3.5 Граничные условия и закрепления.**

**3.5.1** Задание граничных условий и закреплений предназначено для: исключения перемещений и поворотов модели как жесткого целого; учета в расчетной модели реально существующих опор и закреплений; учета взаимодействия модели части конструкции по ее границам со смежными частями.

Кинематические граничные условия и закрепления вводятся путем задания предписанных значений по перемещениям и углам поворота в узловых точках расчетной модели. При введении закреплений следует избегать появления в модели несуществующих в реальном поведении конструкции ограничений в перемещениях и углах поворота.

**3.5.2** Исключение перемещений и поворотов модели как жесткого тела (программы МКЭ не обеспечивают автоматического исключения таких перемещений) следует проводить с помощью введения опор или закреплений в различных сечениях модели. Реакции в этих опорах и закреплениях, которые отсутствуют в реальных конструкциях, следует сводить к минимуму с помощью нагружения модели самоуравновешенной системой нагрузок. Перемещения и повороты твердого тела можно исключать введением в расчетную модель распределенного упругого основания с помощью пружинных элементов, что, например, может близко соответствовать реальным условиям положения МСП на грунте или условиям плавания корпуса ПБУ в воде.

**3.5.3** Реально существующие опоры, которые воспринимают силы и моменты, должны моделироваться с высокой степенью приближения к реальным условиям.

**3.5.4** Взаимодействие частей корпусных конструкций со смежными конструкциями по границам модели должно моделироваться с возможно высокой степенью приближения к реальности. Следует учитывать симметрию конструкции и разрабатывать модель только для симметричной ее части. По плоскостям симметрии вводятся условия симметричной или антисимметричной деформации, а нагрузка раскладывается на симметричную и антисимметричную составляющие. Взаимодействие по границе должно учитываться соответствующим заданием напряжений, сил и моментов. Эти величины получают как результат расчета конструкций по общей модели.

**3.5.5** При использовании некоторых типов элементов может возникнуть необходимость, вследствие несуществующей жесткости, в подавлении степеней свободы в узлах. При этом нельзя допускать ограничения реальных деформаций. Если при подавлении степеней свободы элементы дают дополнительную жесткость, их размеры должны быть выбраны так, чтобы обеспечить жесткость, корректно отражающую реальное поведение.

#### **4 МОДЕЛИРОВАНИЕ НАГРУЗОК**

**4.1** Нагрузки должны моделироваться с высокой степенью приближения к реальности. При необходимости моделирование конструкции должно быть приспособлено к моделированию нагрузки.

**4.2** Распределенные нагрузки в процессе вычислений конвертируются в эквивалентные узловые силы и в узловые моменты в соответствии с используемым типом конечного элемента.

**4.3** Если деформации по границе локальной модели получены из расчета по общей модели конструкции с грубой сеткой, то следует использовать соответствующую интерполяцию деформации для промежуточных узлов локальной модели. Кроме того, должны прикладываться соответствующие нагрузки, действующие в пределах локальной области конструкции.

## **5 ОЦЕНКА ДОСТОВЕРНОСТИ РЕЗУЛЬТАТОВ**

**5.1** Результаты следует проверить на достоверность. Такая проверка включает:

специальное визуальное представление деформаций для оценки соответствия их распределения приложенным нагрузкам, граничным условиям, опорам и закреплениям; контроль принадлежности полученных значений деформаций ожидаемому диапазону.

**5.2** Следует проверить, соответствуют ли величины сил и моментов на опорах ожидаемым значениям. Для случая самоуравновешенных нагрузок необходимо проверить, достаточно ли малы реактивные усилия, чтобы ими можно было бы пренебречь.

**5.3** Для локальных моделей с заданными деформациями на границе, полученными из общих моделей конструкций, необходимо проверить взаимное соответствие напряжения вблизи рассматриваемых границ для двух моделей.

**5.4** Для нелинейных вычислений необходимо проверить точность решения в нелинейной зоне.

Российский морской регистр судоходства

**Правила классификации, постройки и оборудования плавучих буровых установок  
и морских стационарных платформ  
Часть II  
Корпус**

ФАУ «Российский морской регистр судоходства»  
191186, Санкт-Петербург, Дворцовая набережная, 8  
[www.rs-class.org/ru/](http://www.rs-class.org/ru/)