МЕЖГОСУДАРСТВЕННЫЙ СОВЕТ ПО СТАНДАРТИЗАЦИИ, МЕТРОЛОГИИ И СЕРТИФИКАЦИИ
(МГС)
INTERSTATE COUNCIL FOR STANDARDIZATION, METROLOGY AND CERTIFICATION
(ISC)

МЕЖГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТАНДАРТ

ГОСТ 35021— 2023

Магистральный трубопроводный транспорт нефти и нефтепродуктов

НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

Издание официальное

Москва
Российский институт стандартизации
2023

gost.e-ecolog.ru

Предисловие

Цели, основные принципы и общие правила проведения работ по межгосударственной стандартизации установлены ГОСТ 1.0 «Межгосударственная система стандартизации. Основные положения» и ГОСТ 1.2 «Межгосударственная система стандартизации. Стандарты межгосударственные, правила и рекомендации по межгосударственной стандартизации. Правила разработки, принятия, обновления и отмены»

Сведения о стандарте

1 РАЗРАБОТАН Акционерным обществом «Институт по проектированию магистральных трубопроводов» (АО «Гипротрубопровод»)

2 ВНЕСЕН Межгосударственным техническим комитетом по стандартизации МТК 523 «Техника и технологии добычи и переработки нефти и газа»

3 ПРИНЯТ Межгосударственным советом по стандартизации, метрологии и сертификации (протокол от 19 октября № 2023 г. № 166-П)

За принятие проголосовали:

Краткое наименование страны по МК (ИСО 3166) 004—97	Код страны по МК (ИСО 3166) 004—97	Сокращенное наименование национального органа по стандартизации
Армения	AM	ЗАО «Национальный орган по стандартизации и метрологии» Республики Армения
Беларусь	BY	Госстандарт Республики Беларусь
Киргизия	KG	Кыргызстандарт
Россия	RU	Росстандарт
Узбекистан	UZ	Узстандарт

4 Приказом Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии от 31 октября 2023 г. № 1313-ст межгосударственный стандарт ГОСТ 35021—2023 введен в действие в качестве национального стандарта Российской Федерации с 1 января 2024 г.

5 ВВЕДЕН ВПЕРВЫЕ

Информация о введении в действие (прекращении действия) настоящего стандарта и изменений к нему на территории указанных выше государств публикуется в указателях национальных стандартов, издаваемых в этих государствах, а также в сети Интернет на сайтах соответствующих национальных органов по стандартизации.

В случае пересмотра, изменения или отмены настоящего стандарта соответствующая информация будет опубликована на официальном интернет-сайте Межгосударственного совета по стандартизации, метрологии и сертификации в каталоге «Межгосударственные стандарты»

© Оформление. ФГБУ «Институт стандартизации», 2023

В Российской Федерации настоящий стандарт не может быть полностью или частично воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания без разрешения Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии

Содержание

1 Область применения 1
2 Нормативные ссылки 1
3 Термины и определения 2
4 Сокращения 4
5 Основные положения 5
6 Классификация нагрузок 5
7 Сочетания нагрузок 6
8 Вес конструкций и грунтов 8
9 Нагрузки от оборудования, людей, складируемых материалов и изделий, транспортных средств . . . 9
9.1 Общие положения 9
9.2 Определение нагрузок от оборудования, складируемых материалов и изделий 9
9.3 Равномерно распределенные нагрузки 10
9.4 Сосредоточенные нагрузки 11
9.5 Нагрузки от транспортных средств 12
10 Нагрузки от мостовых и подвесных кранов 13
11 Снеговые нагрузки 15
12 Воздействия ветра 18
12.1 Основные положения 18
12.2 Основная ветровая нагрузка 19
12.3 Пиковая ветровая нагрузка 25
12.4 Резонансное вихревое возбуждение 25
13 Гололедные нагрузки 26
14 Температурные климатические воздействия 28
15 Нагрузки от взрыва 32
15.1 Общие положения 32
15.2 Внутренний взрыв 32
15.3 Внешний взрыв 32
16 Прочие нагрузки 36
17 Прогибы и перемещения 36
17.1 Общие указания 36
17.2 Предельные прогибы 37
18 Основные положения сейсмостойкого проектирования 37
19 Расчетные сейсмические нагрузки 41
Приложение А (рекомендуемое) Методика определения расчетных нагрузок для отдельно стоящих опор и эстакад 52
Приложение Б (обязательное) Мостовые и подвесные краны 75
Приложение В (обязательное) Схемы снеговых нагрузок и коэффициенты 77
Приложение Г (обязательное) Основные требования к проведению модельных испытаний зданий и сооружений в аэродинамических трубах 92
Приложение Д (обязательное) Общая методика проведения модельных испытаний зданий и сооружений в аэродинамических трубах 94
Приложение Е (обязательное) Ветровые нагрузки 96
Приложение Ж (обязательное) Прогибы и перемещения 114
Приложение И (обязательное) Значения предельных прогибов и перемещений зданий и их отдельных элементов, ограничиваемые исходя из технологических и конструктивных требований 119
Приложение К (обязательное) Методика расчета сооружений на воздействия, соответствующие контрольному землетрясению, во временной области с применением инструментальных или синтезированных акселерограмм 121
Библиография 124

Поправка к ГОСТ 35021—2023 Магистральный трубопроводный транспорт нефти и нефтепродуктов. Нагрузки и воздействия

В каком месте	Напечатано	Должно быть		
Предисловие. Таблица согласования	—	Таджикистан	TJ	Таджикстандарт

(ИУС № 5 2024 г.)

Поправка к ГОСТ 35021—2023 Магистральный трубопроводный транспорт нефти и нефтепродуктов. Нагрузки и воздействия

В каком месте	Напечатано	Должно быть		
Предисловие. Таблица согласования	—	Азербайджан	AZ	Азстандарт

(ИУС № 12 2025 г.)

М Е Ж Г О С У Д А Р С Т В Е Н Н Ы Й С Т А Н Д А Р Т

Магистральный трубопроводный транспорт нефти и нефтепродуктов

НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

Trunk pipeline transport of oil and oil products. Loads and impacts

Дата введения — 2024—01—01

1 Область применения

1.1 Настоящий стандарт устанавливает правила назначения нагрузок, воздействий и их сочетаний (включая сейсмические) при проектировании зданий и сооружений, расположенных на объектах магистрального трубопровода для транспортировки нефти и нефтепродуктов.

1.2 Настоящий стандарт распространяется на проектирование новых и реконструируемых зданий и сооружений, размещаемых на площадках с расчетной сейсмичностью до 9 баллов по шкале MSK-64 [1]. При проектировании следует учитывать нагрузки, возникающие при возведении и эксплуатации сооружений, а также при изготовлении, хранении и перевозке строительных конструкций.

1.3 Настоящий стандарт не распространяется:

- на проектирование общественных зданий и сооружений;
- проектирование сооружений специального назначения (для производства взрывчатых веществ, защитных сооружений гражданской обороны и т. д.), а также сооружений со сроком эксплуатации до 5 лет;
- гидротехнические сооружения.

2 Нормативные ссылки

В настоящем стандарте использованы нормативные ссылки на следующие межгосударственные стандарты:

ГОСТ 26633 Бетоны тяжелые и мелкозернистые. Технические условия

ГОСТ 27751—2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения

ГОСТ 34028 Прокат арматурный для железобетонных конструкций. Технические условия

ГОСТ 34563 Магистральный трубопроводный транспорт нефти и нефтепродуктов. Правила технологического проектирования

ГОСТ 34737—2021 Магистральный трубопроводный транспорт нефти и нефтепродуктов. Перекачивающие станции. Проектирование

Примечание — При пользовании настоящим стандартом целесообразно проверить действие ссылочных стандартов и классификаторов на официальном интернет-сайте Межгосударственного совета по стандартизации, метрологии и сертификации (gost.e-ecolog.ru по указателям национальных стандартов, издаваемым в государствах, указанных в предисловии, или на официальных сайтах соответствующих национальных органов по стандартизации. Если на документ дана недатированная ссылка, то следует использовать документ, действующий на текущий момент, с учетом всех внесенных в него изменений. Если заменен ссылочный документ, на который дана датированная ссылка, то следует использовать указанную версию этого документа. Если после принятия настоящего стандарта в ссылочный документ, на который дана датированная ссылка, внесено изменение, затрагивающее положение, на которое дана ссылка, то это положение применяется без учета данного изменения. Если ссылочный документ отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, применяется в части, не затрагивающей эту ссылку.

Издание официальное

3 Термины и определения

В настоящем стандарте применены термины по ГОСТ 34563, а также следующие термины с соответствующими определениями:

3.1

акселерограмма: Запись перемещения, скорости или ускорения как функции времени.
[ГОСТ IEC 60068-2-57—2016, статья 3.26]

3.2

балл: Категория, представляющая собой единицу измерения силы землетрясения по макросейсмической шкале интенсивности.
[ГОСТ 34511—2018, пункт 3.2]

Примечание — В настоящем стандарте используется макросейсмическая шкала MSK-64 [1].

3.3

воздействия: Изменение температуры, влияние на строительный объект окружающей среды, действие ветра, осадка оснований, смещение опор, деградация свойств материалов во времени и другие эффекты, вызывающие изменение напряженно-деформированного состояния строительных конструкций.
[ГОСТ 27751—2014, пункт 2.2.1]

3.4 **динамический расчет:** Определение параметров динамической реакции конструкции на сейсмическое воздействие, заданное в виде акселерограмм, путем численного интегрирования уравнений движения во времени.

3.5

интенсивность землетрясения: Мера сотрясения в баллах макросейсмической шкалы, проявившаяся в пункте наблюдения.
[ГОСТ 34511—2018, пункт 3.6]

3.6 **каркас связевой:** Пространственная конструктивная система, включающая безригельный или ригельный каркас с нежесткими или жесткими узлами соединений ригелей с колоннами и вертикальные диафрагмы жесткости.

Примечание — Основные вертикальные нагрузки воспринимаются и передаются на основание колоннами каркаса, а горизонтальные нагрузки — вертикальными диафрагмами жесткости.

3.7 **каркасные здания:** Конструктивная система, в которой как вертикальным, так и нагрузкам в любом из горизонтальных направлений противодействует пространственный каркас, а его сопротивление горизонтальным нагрузкам составляет более 65 % общего сопротивления горизонтальным нагрузкам всей конструктивной системы.

3.8 **контрольное землетрясение;** КЗ: Землетрясение, на действие которого рассчитывают законструированные по результатам расчета на расчетное землетрясение сечения и элементы здания, сооружения.

Примечание — Целью расчетов на КЗ является оценка общей устойчивости, неизменяемости, однородности конструкций сооружения, допустимость уровня ускорений, перемещений, скоростей в элементах здания, сооружения, способность конструкций здания к перераспределению внешнего сейсмического воздействия за счет формирования пластических шарниров и иных нелинейных эффектов. При расчете на КЗ следует задавать жесткостные характеристики конструкций здания, соответствующие прогнозируемому или назначаемому уровню деформирования или повреждения его элементов. Учет нелинейного характера зависимости между величиной внешнего воздействия и деформациями (перемещениями) конструкций может быть выполнен как путем прямого задания диаграммы деформирования, так и с применением различных способов линеаризации.

3.9

конструктивная система: Совокупность взаимосвязанных строительных конструкций и основания.
[ГОСТ 27751—2014, пункт 2.2.2]

Примечания

1 Под каркасной конструктивной системой подразумевают систему, основной несущей конструкцией которой являются вертикальные колонны каркаса, на которые передается нагрузка от перекрытий (безригельных или ригельных).

2 Под каркасно-стеновой конструктивной системой подразумевают пространственную конструктивную систему в виде каркаса (безригельного или ригельного) и несущих стен, в которой стены воспринимают и передают основанию не менее 60 % вертикальных нагрузок и не менее 80 % горизонтальных нагрузок.

3.10 **конструктивная схема:** Конструктивная система здания или сооружения, классифицируемая по признакам состава и размещения ее основных несущих конструкций.

3.11 **коэффициент динамичности:** Коэффициент, равный отношению максимального по модулю значения относительного динамического перемещения одномерного осциллятора к модулю значения статического перемещения.

Примечания

1 Под относительным динамическим перемещением понимают перемещение осциллятора во времени относительно движущегося основания в ответ на сейсмическое воздействие, заданное в виде акселерограммы.

2 Под статическим перемещением понимают перемещение осциллятора на неподвижном основании от действия статической силы инерции, равной произведению массы осциллятора на величину пикового ускорения грунта.

3.12 **коэффициент надежности по нагрузке:** Коэффициент, учитывающий в условиях нормальной эксплуатации сооружений возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную (большую или меньшую) сторону от нормативных значений.

3.13 **коэффициент сочетаний нагрузок:** Коэффициент, учитывающий уменьшения вероятности одновременного достижения несколькими нагрузками их расчетных значений.

3.14 **линейно-спектральный метод:** Метод линейного статического расчета на сейсмические воздействия, заданные в виде пиковых ускорений и коэффициентов динамичности.

Примечания

1 Максимальные сейсмические усилия и другие параметры динамической реакции конструкции определяют для каждой собственной формы колебаний с учетом соответствующего этой форме направления воздействия и коэффициента динамичности.

2 Результирующие сейсмические усилия определяют по специальным правилам.

3.15

нагрузки: Внешние механические силы (вес конструкций, оборудования, людей, снегоотложения и др.), действующие на строительные объекты.

[ГОСТ 27751—2014, пункт 2.2.3]

3.16 **нагрузки длительные:** Нагрузки, изменения расчетных значений которых в течение расчетного срока службы строительного объекта пренебрежимо малы по сравнению с их средними значениями.

3.17 **нагрузки кратковременные:** Нагрузки, длительность действия расчетных значений которых существенно меньше срока службы сооружения.

3.18 **нормативное значение нагрузок:** Основная базовая характеристика, устанавливаемая соответствующими нормами проектирования, техническими условиями или заданием на проектирование.

3.19 **особые нагрузки:** Нагрузки, создающие аварийные ситуации с возможными катастрофическими последствиями.

Примечание — К особым нагрузкам относятся взрыв, столкновение транспортных средств с частями сооружений, авария оборудования, пожар, землетрясение, некоторые климатические нагрузки, отказ работы несущего элемента конструкций.

3.20 **пластические деформации:** Остаточная деформация без нарушения сплошности материала.

3.21 **пластическое деформирование:** Деформирование, происходящее при нагрузке, превышающей предельное значение для упругого деформирования.

Примечание — Явление нелинейного деформирования связано как с нелинейной зависимостью напряжений от деформаций, так и с поведением материала при разгрузке и последующем нагружении. При пластическом деформировании следует учитывать, что: 1) разгрузка происходит, как правило, по линейному закону,

2) после разгрузки исчезают упругие деформации и остаются необратимые пластические деформации, а в статически-неопределимых системах — еще и остаточные напряжения, 3) предварительная пластическая деформация одного знака ухудшает сопротивляемость материала по отношению к пластической деформации обратного знака (эффект Баушингера).

3.22

прогрессирующее (лавинообразное) обрушение: Последовательное (цепное) разрушение несущих строительных конструкций, приводящее к обрушению всего сооружения или его частей вследствие начального локального повреждения.

[ГОСТ 27751—2014, пункт 2.2.9]

3.23 **расчетная динамическая модель:** Дискретная совокупность инерционных элементов, связанных между собой внутренними упругими и неупругими связями.

Примечание — Степени свободы РДМ — минимальное количество независимых переменных, однозначно определяющих ее положение в пространстве. Колебательный процесс РДМ описывают обобщенными координатами — поступательными и угловыми перемещениями по направлениям степеней свободы.

3.24 **расчетная сейсмичность:** Значение интенсивности сейсмического воздействия в баллах шкалы MSK-64 [1] на площадке строительства для заданного периода повторяемости с учетом локальных грунтовых условий и рельефа.

3.25 **расчетное землетрясение;** РЗ: Землетрясение, на действие которого проектируются сечения и элементы здания и сооружения.

Примечание — Расчет на действие РЗ выполняют с использованием линейно-спектрального метода, с допущением повреждений ненесущих конструкций и повреждением несущих конструкций, не приводящих к их разрушению и обрушению сооружения или его частей, допускающих ремонт и восстановление сооружения.

3.26 **расчетное значение нагрузки:** Предельное (максимальное или минимальное) значение нагрузки в течение срока эксплуатации объекта.

3.27 **сейсмическая нагрузка:** Инерционная нагрузка, действующая на расчетную динамическую модель.

Примечание — Инерционная нагрузка зависит от абсолютных ускорений масс расчетной динамической модели.

3.28 **сейсмический район:** Район с установленными и возможными очагами землетрясений, вызывающими на площадке строительства сейсмические воздействия интенсивностью 6 и более баллов по шкале MSK-64 [1].

3.29

сейсмическое воздействие: Подземные удары и колебания поверхности, вызванные естественными и искусственными причинами.

[ГОСТ 26883—86, статья 15]

3.30 **сейсмическое микрорайонирование:** Комплекс инженерно-геологических и сейсмометрических работ, выполняемых для определения влияния локальных инженерно-геологических условий и рельефа площадки на интенсивность и расчетные параметры сейсмических воздействий.

4 Сокращения

В настоящем стандарте применены следующие сокращения:

ЕАЭС — Евразийский экономический союз;

КЗ — контрольное землетрясение;

РДМ — расчетная динамическая модель;

РЗ — расчетное землетрясение;

СМР — сейсмическое микрорайонирование;

СПК — снеговой покров.

5 Основные положения

5.1 Основными характеристиками нагрузок, установленных в настоящем стандарте, являются их нормативные значения.

При необходимости учета влияния реологических или нелинейных свойств материалов, длительности нагрузок, при проверке на выносливость, усталостной прочности и в других случаях, оговоренных в нормах проектирования конструкций и оснований[1)], устанавливают пониженные нормативные значения нагрузок от оборудования, людей и транспортных средств на перекрытия жилых, административно-бытовых и производственных зданий, от мостовых и подвесных кранов, снеговых, температурных климатических воздействий.

5.2 Расчетное значение нагрузки следует определять как произведение ее нормативного значения на коэффициент надежности по нагрузке γ_f, соответствующий рассматриваемому предельному состоянию. Минимальные значения коэффициента надежности γ_f в основных и особых сочетаниях нагрузок определяют следующим образом:

а) при расчете по предельным состояниям 1-й группы — в соответствии с 8.1—8.3, 9.2.4, 9.3.5, 9.4.3, 9.5.5, 10.8, 11.12, разделом 12, 13.5 и 14.8;

б) при расчете по предельным состояниям 2-й группы — принимают равными единице, если в нормах проектирования конструкций и оснований не установлены другие значения.

Группы предельных состояний — по ГОСТ 27751.

5.3 Расчетные значения особых нагрузок устанавливают в соответствующих нормативных документах или в задании на проектирование.

5.4 Расчетные значения климатических нагрузок и воздействий (снеговые и гололедные нагрузки, воздействия ветра, температуры и др.) допускается назначать в установленном порядке на основе анализа соответствующих климатических данных для места строительства.

5.5 При расчете конструкций и оснований для условий возведения зданий и сооружений расчетные значения снеговых, ветровых, гололедных нагрузок и температурных климатических воздействий разрешается снижать на 20 %.

5.6 Дополнительные требования по назначению нормативных и расчетных значений нагрузок, а также коэффициентов надежности по нагрузкам и коэффициентов сочетаний допускается устанавливать в нормативных документах на отдельные виды сооружений, строительных конструкций и оснований. Методика определения расчетных нагрузок для отдельно стоящих опор и эстакад приведена в приложении А.

5.7 Для зданий и сооружений повышенного уровня ответственности, а также во всех случаях, не указанных в настоящем стандарте, дополнительные требования к расчетным коэффициентам, нагрузкам и воздействиям на строительные конструкции и основания необходимо устанавливать в нормативных документах на отдельные виды сооружений, строительных конструкций и оснований, а также в заданиях на проектирование с учетом рекомендаций, разработанных в рамках научно-технического сопровождения проектирования.

6 Классификация нагрузок

6.1 В зависимости от продолжительности действия нагрузок следует различать постоянные P_d и временные (длительные P_l, кратковременные P_t, особые P_s) нагрузки.

6.2 Нагрузки, возникающие при изготовлении, хранении и перевозке конструкций, а также при возведении сооружений, следует учитывать в расчетах как кратковременные.

Нагрузки, возникающие на стадии эксплуатации сооружений, следует учитывать в соответствии с указаниями 6.3—6.6.

6.3 К постоянным P_d нагрузкам следует относить:

а) вес частей сооружений, в том числе несущих и ограждающих строительных конструкций;

б) вес и давление грунтов (насыпей, засыпок), горное давление;

в) гидростатическое давление.

Сохраняющиеся в конструкции или основании усилия от предварительного напряжения (упругий изгиб трубопровода и др.) следует учитывать в расчетах как усилия от постоянных нагрузок.

[1)] Здесь и далее в документе под нормами проектирования понимают нормативную документацию из перечня нормативно-технической документации, включаемого в задание на проектирование для применения.

6.4 К длительным P_l нагрузкам следует относить:

а) вес временных перегородок, подливок и подбетонок под оборудование;

б) вес стационарного оборудования: аппаратов, моторов, емкостей, трубопроводов с арматурой, опорными частями и изоляцией, постоянных подъемных машин с их канатами и направляющими, а также вес жидкостей и твердых тел, заполняющих оборудование;

в) давление газов, жидкостей и сыпучих тел в емкостях и трубопроводах, избыточное давление и разрежение воздуха, возникающее при вентиляции шахт;

г) нагрузки на перекрытия от складируемых материалов и стеллажного оборудования в складских помещениях, холодильниках, архивах и подобных помещениях;

д) температурные технологические воздействия от стационарного оборудования;

е) вес слоя воды на плоских водонаполненных покрытиях;

ж) вес отложений производственной пыли, если не предусмотрены соответствующие мероприятия по ее удалению;

и) пониженные значения кратковременных нагрузок (см. 5.1), которые устанавливают в нормах проектирования строительных конструкций и оснований.

Примечание — При расчете на прогрессирующее обрушение пониженные нормативные значения кратковременных нагрузок, перечисленных в разделе 9, определяют умножением их нормативных значений на коэффициент 0,35; в разделе 10 — в соответствии с 10.19 и 10.20; в разделе 11 — умножением их нормативных значений на коэффициент 0,5;

к) воздействия, обусловленные деформациями основания, не сопровождающимися коренным изменением структуры грунта, а также оттаиванием вечномерзлых грунтов;

л) воздействия, обусловленные изменением влажности, усадкой и ползучестью материалов.

6.5 К кратковременным нагрузкам P_t следует относить:

а) нагрузки от оборудования, возникающие в пускоостановочном, переходном и испытательном режимах, а также при его перестановке или замене;

б) вес людей, ремонтных материалов в зонах обслуживания и ремонта оборудования;

в) нагрузки от людей, оборудования на перекрытия жилых, административно-бытовых и производственных, кроме нагрузок, указанных в 6.4 а), б), г), д);

г) нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования (погрузчиков, электрокаров, кранов-штабелеров, тельферов, а также от мостовых и подвесных кранов), включая вес транспортируемых грузов;

д) нагрузки от транспортных средств;

е) климатические (снеговые, ветровые, температурные и гололедные), указанные в разделах 10—13;

ж) нагрузки и воздействия, возникающие при испытании трубопроводов, при пропуске очистных внутритрубных устройств.

6.6 К особым P_s нагрузкам следует относить:

а) сейсмические;

б) взрывные;

в) ударные, в том числе нагрузки от столкновений транспортных средств с частями сооружения;

г) нагрузки, вызываемые резкими нарушениями технологического процесса, временной неисправностью или поломкой оборудования;

д) воздействия, обусловленные деформациями основания, сопровождающимися коренным изменением структуры грунта (например, при замачивании просадочных грунтов) или оседанием его в районах горных выработок и в карстовых районах;

е) нагрузки, обусловленные пожаром;

ж) климатические (снеговые, ветровые, температурные и гололедные) нагрузки, действие которых может привести к расчетной аварийной ситуации.

Другие типы особых воздействий устанавливают в нормах проектирования конструкций и оснований.

7 Сочетания нагрузок

7.1 Расчет конструкций и оснований по предельным состояниям 1-й и 2-й групп следует выполнять с учетом неблагоприятных сочетаний нагрузок или соответствующих им усилий.

Эти сочетания устанавливают из анализа реальных вариантов одновременного действия различных нагрузок для рассматриваемой стадии работы конструкции или основания.

7.2 В зависимости от учитываемого состава нагрузок следует различать:

а) основные сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных:

$$C_m = P_d + (\psi_{l1}P_{l1} + \psi_{l2}P_{l2} + \psi_{l3}P_{l3} + \ldots) + (\psi_{t1}P_{t1} + \psi_{t2}P_{t2} + \psi_{t3}P_{t3} + \ldots); \quad (1)$$

б) особые сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных, кратковременных и одной из особых нагрузок:

$$C_s = C_m + P_s; \quad (2)$$

где C_m — нагрузка для основного сочетания;

C_s — нагрузка для особого сочетания;

ψ_{li} (i = 1, 2, 3, …,) — коэффициенты сочетаний для длительных нагрузок;

ψ_{ti} (i = 1, 2, 3, …,) — коэффициенты сочетаний для кратковременных нагрузок.

7.3 Для основных и особых сочетаний нагрузок, за исключением случаев, оговоренных в нормах проектирования сооружений в сейсмических районах и в нормах проектирования конструкций и оснований, коэффициент сочетаний длительных нагрузок ψ_l определяют следующим образом:

$$\psi_{l1} = 1{,}0;\ \psi_{l2} = \psi_{l3} = \ldots = 0{,}95, \quad (3)$$

где ψ_{l1} — коэффициент сочетаний, соответствующий основной по степени влияния длительной нагрузке;

ψ_{l2}, ψ_{l3} — коэффициенты сочетаний для остальных длительных нагрузок.

7.4 Для основных сочетаний необходимо использовать следующие значения коэффициентов сочетаний кратковременных нагрузок:

$$\psi_{t1} = 1{,}0;\ \psi_{t2} = 0{,}9;\ \psi_{t3} = \psi_{t4} = \ldots = 0{,}7, \quad (4)$$

где ψ_{t1} — коэффициент сочетаний, соответствующий основной по степени влияния кратковременной нагрузке;

ψ_{t2} — коэффициент сочетаний, соответствующий второй кратковременной нагрузке;

ψ_{t3}, ψ_{t4} — коэффициенты сочетаний для остальных кратковременных нагрузок.

Для крановых нагрузок коэффициенты сочетаний устанавливают в соответствии с 10.18.

7.5 Для особых сочетаний, определяемых формулой (2), необходимо использовать следующие значения коэффициентов сочетаний кратковременных нагрузок:

$$\psi_{t1} = 0{,}5;\ \psi_{t2} = \psi_{t3} = \ldots = 0{,}3, \quad (5)$$

где ψ_{t1} — коэффициент сочетаний, соответствующий первой кратковременной нагрузке;

ψ_{t2}, ψ_{t3} — коэффициенты сочетаний для остальных кратковременных нагрузок.

Другие значения коэффициентов сочетаний кратковременных нагрузок допускается устанавливать в нормативных документах на проектирование конструкций и оснований.

7.6 При учете сочетаний нагрузок в соответствии с 7.3—7.5 за одну временную нагрузку следует принимать:

а) нагрузку одного вида от одного источника (давление или разрежение в емкости, снеговую, ветровую, гололедную нагрузки, температурные климатические воздействия, нагрузку от одного погрузчика, электрокара, мостового или подвесного крана);

б) нагрузки от нескольких источников, принимаемые со своими расчетными значениями, если они действуют совместно (нагрузки от оборудования, людей и складируемых материалов на одно или несколько перекрытий с учетом коэффициентов φ_1—φ_4, приведенных в 7.7 и 7.8; нагрузки от нескольких мостовых или подвесных кранов с учетом коэффициента Ψ_t, приведенного в 10.18; гололедно-ветровую нагрузку, определяемую в соответствии с 13.3).

7.7 При расчете балок, ригелей, плит, стен, колонн и фундаментов, воспринимающих нагрузки от одного перекрытия, нормативные значения нагрузок, указанные в таблице 4, допускается снижать в зависимости от грузовой площади A, м^2, с которой передаются нагрузки на рассчитываемый элемент, умножением на коэффициент φ_1 или φ_2, равный:

а) для позиций 1, 2, 9 а (при $A > A_1 = 9$ м^2)

$$\varphi_1 = 0{,}4 + \frac{0{,}6}{\sqrt{A/A_1}}; \quad (6)$$

б) для позиций 4, 8, 9 б (при $A > A_2 = 36$ м^2)

$$\varphi_2 = 0,5 + \frac{0,5}{\sqrt{A/A_2}}. \quad (7)$$

7.8 При определении усилий для расчета колонн, стен и фундаментов, воспринимающих нагрузки от двух перекрытий и более, полные нормативные значения нагрузок, указанные в позициях 1, 2, 4, 8 и 9 таблицы 4, допускается снижать умножением на коэффициенты сочетания φ_3 или φ_4:

а) для позиций 1, 2, 9 а

$$\varphi_3 = 0,4 + \frac{\varphi_1 - 0,4}{\sqrt{n}}; \quad (8)$$

б) для позиций 4, 8, 9 б

$$\varphi_4 = 0,5 + \frac{\varphi_2 - 0,5}{\sqrt{n}}, \quad (9)$$

где φ_1, φ_2 — определяют в соответствии с 7.7;

n — общее число перекрытий, нагрузки от которых учитывают при расчете рассматриваемого сечения колонны, стены, фундамента.

8 Вес конструкций и грунтов

8.1 Нормативное значение веса конструкций заводского изготовления следует определять на основании стандартов, рабочих чертежей или паспортных данных заводов-изготовителей, для других строительных конструкций и грунтов — по проектным размерам и удельному весу материалов и грунтов с учетом их влажности в условиях возведения и эксплуатации сооружений.

8.2 Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f для веса строительных конструкций и грунтов приведены в таблице 1.

Таблица 1 — Коэффициенты надежности конструкций сооружений и грунтов

Конструкции сооружений и вид грунтов	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f
Конструкции	
металлические, за исключением случаев, указанных в 8.3	1,05
бетонные (со средней плотностью свыше 1600 кг/м^3), железобетонные, каменные, армокаменные, деревянные	1,1
бетонные (со средней плотностью 1600 кг/м^3 и менее), изоляционные, выравнивающие и отделочные слои (плиты, материалы в рулонах, засыпки, стяжки и т. п.), выполняемые:	
в заводских условиях	1,2
на строительной площадке	1,3
Грунты	
в природном залегании	1,1
на строительной площадке	1,15
Примечание — При определении нагрузок от грунта следует учитывать нагрузки от складируемых материалов, оборудования и транспортных средств, передаваемые на грунт.	

8.3 При проверке конструкций на устойчивость положения против опрокидывания, а также в других случаях, когда уменьшение веса конструкций и грунтов может ухудшить условия работы конструкций, следует произвести расчет, принимая для веса конструкции или ее части коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 0,9$, если иное значение не указано в нормах проектирования этих конструкций.

При этом следует учесть также случай пониженных значений кратковременных нагрузок.

9 Нагрузки от оборудования, людей, складируемых материалов и изделий, транспортных средств

9.1 Общие положения

9.1.1 Правила настоящего раздела распространяются на нагрузки от людей, оборудования, изделий, материалов, временных перегородок, транспортных средств, действующие на перекрытия, покрытия, лестницы зданий и сооружений и полы на грунтах.

9.1.2 Варианты загружения перекрытий этими нагрузками следует принимать в соответствии с предусмотренными условиями возведения и эксплуатации зданий, в наиболее неблагоприятном расчетном положении.

9.1.3 Если на стадии проектирования данные об этих условиях недостаточны, при расчете конструкций и оснований необходимо рассмотреть следующие варианты загружения отдельных перекрытий:

- сплошное загружение принятой нагрузкой;
- неблагоприятное частичное загружение при расчете конструкций и оснований, чувствительных к такой схеме загружения;
- отсутствие временной нагрузки.

9.2 Определение нагрузок от оборудования, складируемых материалов и изделий

9.2.1 Нагрузки от оборудования (в том числе трубопроводов, транспортных средств), складируемых материалов и изделий устанавливают в задании на проектирование на основании технологических решений, в котором должны быть приведены:

а) возможные на каждом перекрытии и полах на грунте места расположения и габариты опор оборудования, размеры участков складирования и хранения материалов и изделий, места возможного перемещения оборудования в процессе эксплуатации или перепланировки;

б) нормативные значения нагрузок и коэффициенты надежности по нагрузке, принимаемые в соответствии с указаниями настоящих норм, для машин с динамическими нагрузками — нормативные значения инерционных сил и коэффициенты надежности по нагрузке для инерционных сил, а также другие необходимые характеристики.

Фактические нагрузки на перекрытия допускается заменять эквивалентными равномерно распределенными нагрузками, рассчитанные значения которых должны обеспечивать несущую способность и жесткость элементов конструкций и их узлов, требуемые по условиям их загружения фактическими нагрузками.

9.2.2 Нормативное значение веса оборудования, в том числе трубопроводов, следует определять на основании стандартов, а для нестандартного оборудования — на основании паспортных данных заводов-изготовителей или рабочих чертежей.

Нагрузки от веса оборудования включают в себя: собственный вес установки или машины (в том числе привода, постоянных приспособлений, опорных устройств, подливок и подбетонок), вес изоляции, заполнителей оборудования, наиболее тяжелой обрабатываемой детали, вес транспортируемого груза, соответствующий номинальной грузоподъемности, и т. п.

При этом следует предусматривать мероприятия, исключающие необходимость усиления несущих конструкций, связанного с перемещением технологического оборудования во время монтажа или эксплуатации здания.

Число учитываемых одновременно погрузчиков или электрокаров и их размещение на перекрытии при расчете различных элементов следует принимать по заданию на проектирование на основании технологических решений.

Динамическое воздействие вертикальных нагрузок от погрузчиков и электрокаров допускается учитывать путем умножения нормативных значений статических нагрузок на коэффициент динамичности, равный 1,2.

9.2.3 При задании нормативных значений нагрузок в складских помещениях необходимо учитывать эквивалентную равномерно распределенную нагрузку на перекрытия, покрытия и полы на грунтах, а также вертикальную и, при необходимости, горизонтальную сосредоточенные нагрузки, прикладываемые для учета возможного неблагоприятного влияния местных нагрузок и воздействий.

Эти нагрузки следует определять по заданию на проектирование на основании технологических решений, с учетом удельного веса складируемых материалов и изделий, возможного их размещения

по площади помещений и максимальных значений высоты складирования и принимать не менее приведенных в таблице 2 нормативных значений.

Таблица 2 — Нормативные значения нагрузок

Здания и помещения	Нормативные значения равномерно распределенных нагрузок P_t, кПа	Нормативные значения сосредоточенных нагрузок Q_t, кН
Торговые склады	Не менее 5,0	Не менее 6,0
Производственные и промышленные складские помещения	По заданию на проектирование, но не менее: 3,0 — для расчета плит и второстепенных балок; 2,0 — для расчета ригелей, колонн и фундаментов	По заданию на проектирование, но не менее 3,0
Книгохранилища; архивы	По заданию на проектирование, но не менее 5,0	Не менее 6,0

9.2.4 Коэффициент надежности по нагрузке γ_f для веса оборудования и материалов приведен в таблице 3.

Таблица 3 — Коэффициенты надежности по нагрузке

Оборудование и материалы	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f
Стационарное оборудование	1,05
Изоляция стационарного оборудования	1,2
Заполнители оборудования (в том числе резервуаров и трубопроводов):	
жидкости	1,0
суспензии, шламы, сыпучие тела	1,1
Погрузчики и электрокары (с грузом)	1,2
Складируемые материалы и изделия	1,2
Книгохранилища; архивы	1,2

9.3 Равномерно распределенные нагрузки

9.3.1 Нормативные значения равномерно распределенных кратковременных нагрузок на плиты перекрытий, лестницы и полы на грунтах приведены в таблице 4.

9.3.2 Нормативные значения нагрузок на ригели и плиты перекрытий от веса временных перегородок следует принимать в зависимости от их конструкции, расположения и характера опирания на перекрытия и стены. Указанные нагрузки допускается учитывать как равномерно распределенные добавочные нагрузки, принимая их нормативные значения на основании расчета для предполагаемых схем размещения перегородок, но не менее 0,5 кПа.

Таблица 4 — Нормативные значения равномерно распределенных нагрузок

Помещения зданий и сооружений	Нормативные значения равномерно распределенных нагрузок P_t, кПа, не менее
1 Спальные помещения вахтовых жилых корпусов	1,5
2 Служебные помещения административного, инженерно-технического персонала; офисы; бытовые помещения (гардеробные, душевые, умывальные, уборные) промышленных предприятий, зданий и сооружений	2,0
3 Кабинеты и лаборатории; помещения электронно-вычислительных машин; кухни; технические этажи; подвальные помещения	2,0
4 Залы: а) обеденные (в столовых и т. п.) б) собраний и совещаний, спортивные	 3,0 4,0
5 Чердачные помещения	0,7

Окончание таблицы 4

Помещения зданий и сооружений	Нормативные значения равномерно распределенных нагрузок P_t, кПа, не менее
6 Покрытия на участках:	
а) с возможным скоплением людей (выходящих из производственных помещений, залов и т. п.)	4,0
б) используемых для отдыха	1,5
в) прочих	0,7
7 Балконы (лоджии) с учетом нагрузки:	
а) полосовой равномерной на участке шириной 0,8 м вдоль ограждения балкона (лоджии)	4,0
б) сплошной равномерной на площади балкона (лоджии), воздействие которой не благоприятнее, чем определяемое по 7 *а*	2,0
8 Участки обслуживания и ремонта оборудования в производственных помещениях	1,5
9 Вестибюли, фойе, коридоры, лестницы (с относящимися к ним проходами), примыкающие к помещениям, указанным в позициях:	
а) 1, 2 и 3	3,0
б) 4 и 8	4,0

Примечания

1 Нагрузки, указанные в поз. 5, следует учитывать на площади, не занятой оборудованием и материалами.

2 Нагрузки, указанные в поз. 6, не следует учитывать одновременно со снеговой нагрузкой.

3 Нагрузки, указанные в поз. 7, следует учитывать при расчете несущих конструкций балконов (лоджий) и участков стен в местах защемления этих конструкций. При расчете нижележащих участков стен, фундаментов и оснований нагрузки на балконы (лоджии) следует принимать равными нагрузкам примыкающих основных помещений зданий и снижать их с учетом 7.7 и 7.8.

4 Нормативные значения нагрузок для зданий и помещений, указанных в позициях 3 и 8, следует принимать по заданию на проектирование на основании технологических решений.

9.3.3 Пониженные нормативные значения равномерно распределенных кратковременных нагрузок, указанных в таблице 4, устанавливают в нормах проектирования строительных конструкций и оснований в зависимости от рассматриваемой расчетной ситуации.

9.3.4 Нормативные значения горизонтальных нагрузок на поручни перил лестниц и балконов следует принимать:

а) для жилых зданий, медпунктов — 0,5 кН/м;

б) для спортивных залов — 1,5 кН/м;

в) для других зданий и помещений — 0,8 кН/м или по заданию на проектирование;

г) для обслуживающих площадок, мостиков, ограждений крыш, предназначенных для непродолжительного пребывания людей, нормативное значение горизонтальной нагрузки на поручни перил следует принимать 0,3 кН/м, если по заданию на проектирование на основании технологических решений не требуется большее значение нагрузки.

9.3.5 Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f для равномерно распределенных нагрузок, указанных в 9.3.2, следует принимать:

1,3 — при нормативном значении менее 2,0 кПа;

1,2 — при нормативном значении 2,0 кПа и более.

Коэффициент надежности по нагрузке от веса временных перегородок следует принимать в соответствии с 8.2.

Для нагрузок, указанных в 9.3.4, следует принимать коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$.

9.4 Сосредоточенные нагрузки

9.4.1 Несущие элементы перекрытий, покрытий, лестниц и балконов (лоджий) должны быть проверены на сосредоточенную вертикальную нагрузку, приложенную к элементу, в неблагоприятном положении на квадратной площадке со сторонами не более 10 см.

Если в задании на проектирование на основании технологических решений не предусмотрены более высокие нормативные значения сосредоточенных нагрузок, их следует принимать:

а) для перекрытий и лестниц — 1,5 кН;

б) для чердачных перекрытий, покрытий и балконов — 1,0 кН;

в) для покрытий, по которым можно передвигаться только с помощью трапов и мостиков, — 0,5 кН.

Элементы, рассчитанные на возможные при возведении и эксплуатации местные нагрузки от оборудования и транспортных средств, допускается не проверять на указанную сосредоточенную нагрузку.

9.4.2 Для сосредоточенных нагрузок, указанных в 9.4.1, следует принимать коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$.

9.5 Нагрузки от транспортных средств

9.5.1 Настоящий раздел регламентирует значения вертикальных строительных нагрузок на перекрытия, покрытия и полы на грунтах от колесных транспортных средств, движущихся как свободно, так и по рельсовым путям.

Расчетные значения таких нагрузок включают собственный вес транспортных средств и полезные нагрузки, определяемые их техническими параметрами в соответствии с паспортной документацией заводов-изготовителей.

В случаях, оговоренных в нормах на проектирование конструкций, необходим также учет горизонтальных нагрузок, передаваемых на элементы несущих конструкций зданий и сооружений.

Вертикальные и горизонтальные нагрузки, способы их приложения и расположение должны быть определены в каждом конкретном случае заданием на проектирование.

Нормативные значения эквивалентных вертикальных равномерно распределенных и местных сосредоточенных нагрузок на перекрытия, покрытия и полы на грунтах автостоянок следует определять по таблице 5.

Таблица 5 — Нагрузки от транспортных средств

Помещения зданий и сооружений	Нормативные значения равномерно распределенных нагрузок P_t, кПа, не менее	Нормативные значения сосредоточенных нагрузок Q_t, кН, не менее
1 Автостоянки в зданиях для автомашин общим весом до 3 тс включительно:		
а) площади парковки	3,5	20,0
б) пандусы и подъездные пути	5,0	25,0
2 Автостоянки в зданиях для автомашин общим весом от 3 до 16 тс:		
а) площади парковки	5,0	90,0
б) пандусы и подъездные пути	7,0	100,0
3 Автостоянки для автомашин общим весом свыше 16 тс	По заданию на проектирование	

Примечания

1 Общий вес — совокупность собственного веса автомобиля и максимальной полезной нагрузки.

2 Нормативные значения нагрузок для зданий и помещений, указанных в 2*а б,* следует принимать по заданию на проектирование на основании технологических решений.

3 Если внутригаражные проезды доступны для проезда автотранспорта, не размещаемого на автостоянке, то их следует относить к подъездным путям.

9.5.2 При расчете плит перекрытий на продавливание и в других случаях учета местных воздействий следует учитывать сосредоточенные нагрузки величиной $0,5Q_t$, приложенные на две квадратные площадки стороной 100 мм для позиций 1*а* и 1*б* таблицы 5 и 200 мм для позиций 2*а* и 2*б*, расположенные на расстоянии 1,8 м друг от друга, в наиболее неблагоприятном возможном положении. Указанные нагрузки не следует рассматривать одновременно с равномерно распределенной нагрузкой P_t.

9.5.3 Расчетные значения нагрузок, указанные в таблице 5, допускается уточнять в соответствии с техническими данными автотранспортных средств, с учетом заданной схемы их размещения и коэффициента динамичности, принимаемого не менее 1,4.

9.5.4 Пониженные нормативные значения равномерно распределенных нагрузок от транспортных средств устанавливают в нормах проектирования в зависимости от рассматриваемой расчетной ситуации.

9.5.5 Для нагрузок, указанных в 9.5.1, следует принимать коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$.

10 Нагрузки от мостовых и подвесных кранов

10.1 Нагрузки от мостовых и подвесных кранов следует определять в зависимости от групп режимов их работы, устанавливаемых в таблице Б.1 и других нормативных документах, от вида привода и способа подвеса груза.

10.2 Нормативные значения вертикальных нагрузок, передаваемых колесами кранов на балки кранового пути, и другие необходимые для расчета данные следует принимать в соответствии с требованиями государственных стандартов на краны, а для нестандартных кранов — в соответствии с данными, указанными в паспортах заводов-изготовителей.

Примечание — Под крановым путем понимают обе балки, несущие один мостовой кран, и все балки, несущие один подвесной кран (две балки — при однопролетном, три — при двухпролетном подвесном кране и т. п.).

10.3 Нормативное значение горизонтальной нагрузки, направленной вдоль кранового пути и вызываемой торможением моста крана, следует принимать равным 0,1 полного нормативного значения вертикальной нагрузки на тормозные колеса рассматриваемой стороны крана.

При отсутствии данных допускается принимать, что половина колес крана являются тормозными.

10.4 Нормативное значение горизонтальной нагрузки, направленной поперек кранового пути и вызываемой торможением электрической тележки, следует принимать равным:

- для кранов с гибким подвесом груза — 0,05 суммы подъемной силы крана и веса тележки;
- для кранов с жестким подвесом груза — 0,1 суммы подъемной силы крана и веса тележки.

Эту нагрузку следует учитывать при расчете поперечных рам зданий и балок крановых путей. При этом принимают, что нагрузка передается на одну сторону (балку) кранового пути, распределяется поровну между всеми опирающимися на нее колесами крана и может быть направлена как внутрь, так и наружу рассматриваемого пролета.

10.5 Нормативное значение горизонтальной нагрузки, направленной поперек кранового пути и вызываемой перекосами мостовых кранов и непараллельностью крановых путей (боковой силой), для каждого ходового колеса крана следует принимать равным 0,2 полного нормативного значения вертикальной нагрузки на колесо.

Эту нагрузку необходимо учитывать только при расчете прочности и устойчивости балок крановых путей и их креплений к колоннам в зданиях с кранами групп режимов работы 7К, 8К (см. таблицу Б.1). При этом принимают, что нагрузка передается на балку кранового пути от всех колес одной стороны крана и может быть направлена как внутрь, так и наружу рассматриваемого пролета здания. Нагрузку, указанную в 10.4, не следует учитывать совместно с боковой силой.

10.6 Горизонтальные нагрузки от торможения моста и тележки крана и боковые силы считаются приложенными в месте контакта ходовых колес крана с рельсом.

10.7 Нормативное значение горизонтальной нагрузки, направленной вдоль кранового пути и вызываемой ударом крана о тупиковый упор, следует определять в соответствии с указаниями, приведенными в Б.2. Эту нагрузку необходимо учитывать только при расчете упоров и их креплений к балкам кранового пути.

10.8 Коэффициент надежности по нагрузке для крановых нагрузок, в том числе при проверке местной устойчивости стенок балок, следует принимать равным $\gamma_f = 1,2$ для всех режимов работы.

10.9 При учете местного и динамического действия сосредоточенной вертикальной нагрузки от одного колеса крана полное нормативное значение этой нагрузки следует умножать при расчете прочности балок крановых путей на дополнительный коэффициент, равный:

1,8 — для группы режима работы кранов 8К с жестким подвесом груза;

1,7 — для группы режима работы кранов 8К с гибким подвесом груза;

1,6 — для группы режима работы кранов 7К;

1,4 — для группы режима работы кранов 6К;

1,2 — для остальных групп режимов работы кранов.

10.10 При расчете прочности и устойчивости балок кранового пути и их креплений к несущим конструкциям нормативные значения вертикальных крановых нагрузок следует умножать на коэффициент динамичности, равный 1,2 независимо от шага колонн.

При расчете конструкций на выносливость, проверке прогибов балок крановых путей и смещений колонн, а также при учете местного действия сосредоточенной вертикальной нагрузки от одного колеса крана коэффициент динамичности учитывать не следует.

10.11 Вертикальные нагрузки при расчете прочности и устойчивости балок крановых путей следует учитывать не более чем от двух наиболее неблагоприятных по воздействию мостовых или подвесных кранов.

10.12 Вертикальные нагрузки при расчете прочности и устойчивости рам, колонн, фундаментов, а также оснований в зданиях с мостовыми кранами в нескольких пролетах (в каждом пролете на одном ярусе) следует принимать на каждом пути не более чем от двух наиболее неблагоприятных по воздействию кранов, а при учете совмещения в одном створе кранов разных пролетов — не более чем от четырех наиболее неблагоприятных по воздействию кранов.

10.13 Вертикальные нагрузки при расчете прочности и устойчивости рам, колонн, стропильных и подстропильных конструкций, фундаментов, а также оснований зданий с подвесными кранами на одном или нескольких путях следует принимать на каждом пути не более чем от двух наиболее неблагоприятных по воздействию кранов. При учете совмещения в одном створе подвесных кранов, работающих на разных путях, вертикальные нагрузки следует принимать:

а) не более чем от двух кранов — для колонн, подстропильных конструкций, фундаментов и оснований крайнего ряда при двух крановых путях в пролете;

б) не более чем от четырех кранов:
- для колонн, подстропильных конструкций, фундаментов и оснований среднего ряда;
- для колонн, подстропильных конструкций, фундаментов и оснований крайнего ряда при трех крановых путях в пролете;
- для стропильных конструкций при двух или трех крановых путях в пролете.

10.14 Горизонтальные нагрузки при расчете прочности и устойчивости балок крановых путей, колонн, рам, стропильных и подстропильных конструкций, фундаментов, а также оснований следует учитывать не более чем от двух наиболее неблагоприятных по воздействию кранов, расположенных на одном крановом пути или на разных путях в одном створе. При этом для каждого крана необходимо учитывать только одну горизонтальную нагрузку (поперечную или продольную).

10.15 Число кранов, учитываемое в расчетах прочности и устойчивости при определении вертикальных и горизонтальных нагрузок от мостовых кранов на двух или трех ярусах в пролете, при одновременном размещении в пролете как подвесных, так и мостовых кранов, а также при эксплуатации подвесных кранов, предназначенных для передачи груза с одного крана на другой с помощью перекидных мостиков, следует принимать по заданию на проектирование на основании технологических решений.

10.16 При определении вертикальных и горизонтальных прогибов балок крановых путей, а также горизонтальных смещений колонн нагрузку следует учитывать от одного наиболее неблагоприятного по воздействию крана.

10.17 При наличии на крановом пути одного крана и при условии, что второй кран не будет установлен во время эксплуатации сооружения, нагрузки на этом пути должны быть учтены только от одного крана.

10.18 При учете двух кранов нагрузки от них необходимо умножать на коэффициент сочетаний:

ψ_t = 0,85 — для групп режимов работы кранов 1К-6К;

ψ_t = 0,95 — для групп режимов работы кранов 7К, 8К.

При учете четырех кранов нагрузки от них необходимо умножать на коэффициент сочетаний:

ψ_t = 0,7 — для групп режимов работы кранов 1К-6К;

ψ_t = 0,8 — для групп режимов работы кранов 7К, 8К.

При учете одного крана вертикальные и горизонтальные нагрузки от него необходимо принимать без снижения.

10.19 При расчете на выносливость балок крановых путей под электрические мостовые краны и креплений этих балок к несущим конструкциям значения крановых нагрузок определяют умножением нормативного значения вертикальной нагрузки от одного крана (см. 10.2) в каждом пролете здания на коэффициент:

0,4 — для групп режимов работы кранов 1К-3К;

0,5 — для групп режимов работы кранов 4К-6К;

0,6 — для группы режима работы кранов 7К;

0,7 — для группы режима работы кранов 8К.

10.20 Для проверки выносливости стенок балок в зоне действия сосредоточенной вертикальной нагрузки от одного колеса крана значения вертикального усилия от колеса, принимаемые с учетом 10.19, следует умножать на коэффициент, учитываемый при расчете прочности балок крановых путей в соответствии с 10.9.

Группы режимов работы кранов, при которых следует проводить расчет на выносливость, устанавливают нормами на проектирование конструкций.

11 Снеговые нагрузки

11.1 Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия следует определять по формуле

$$S_0 = c_в c_t \mu S_g, \quad (10)$$

где $c_в$ — коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов, принимаемый в соответствии с 11.5—11.9;

c_t — термический коэффициент, принимаемый в соответствии с 11.10;

μ — коэффициент формы, учитывающий переход от веса СПК земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый в соответствии с 11.4;

S_g — нормативное значение веса СПК на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, принимаемое в соответствии с 11.2.

11.2 Нормативное значение веса СПК S_g на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли следует принимать в зависимости от снегового района по данным таблицы 6.

Таблица 6 — Значения веса снегового покрова

Снеговые районы[1)]	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
S_g, кН/м^2	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
[1)] В Российской Федерации — в соответствии с СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия» (карта 1, приложение Е).								

Значения S_g, указанные в таблице 6, допускается уточнять в установленном порядке на основе данных организаций по гидрометеорологии для места строительства. В этом случае значение S_g следует вычислять по формуле $S_g = S_{g,50}/1{,}4$, где $S_{g,50}$ — превышаемый в среднем один раз в 50 лет ежегодный максимум веса СПК, определяемый на основе данных многолетних маршрутных снегосъемок о запасах воды в СПК на защищенных от прямого воздействия ветра участках местности.

Для отдельных населенных пунктов[1)], пунктов, расположенных в горных и малоизученных районах[2)], в местах со сложным изменением рельефа и высотой над уровнем моря более 500 м нормативное значение веса СПК необходимо определять в соответствии с требованиями нормативных документов государств — членов ЕАЭС или устанавливать на основе данных организаций по гидрометеорологии.

11.3 В расчетах необходимо рассматривать схемы равномерно распределенных и неравномерно распределенных снеговых нагрузок на покрытия в их наиболее неблагоприятных расчетных сочетаниях.

11.4 Схемы распределения снеговой нагрузки и значения коэффициента формы μ для покрытий следует принимать в соответствии с приложением В.

Для зданий и сооружений, имеющих габаритные размеры покрытия, превышающие 100 м в обоих направлениях, за исключением покрытий, указанных на схемах В.1 и В.5, а также во всех случаях, не предусмотренных приложением В (при иных формах покрытий, при необходимости учета различных направлений переноса снега по покрытию, близко расположенных зданий и сооружений окружающей

[1)] В Российской Федерации — в соответствии с СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия» (приложение К).

[2)] В Российской Федерации — в соответствии с СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия» (карта 1, приложение Е).

застройки и т. п.), схемы распределения снеговой нагрузки по покрытиям и значения коэффициента μ устанавливают в рекомендациях, разработанных на основе результатов модельных испытаний в аэродинамических трубах (см. приложения Г и Д) с учетом 5.7 или имеющихся данных.

Значения коэффициента формы μ необходимо устанавливать с учетом наиболее неблагоприятных направлений снегопереноса, средней температуры воздуха в зимний период, влажности, закономерностей изменения плотности и структуры снегоотложений во времени для места строительства.

В тех случаях, когда более неблагоприятные условия работы элементов конструкций возникают при частичном загружении покрытия, следует рассматривать дополнительные схемы приложения снеговых нагрузок:

- на одном скате двускатных покрытий и половине площади (вдоль пролета) сводчатых покрытий, указанных в В.1, В.2, имеющих наибольший уклон более 20°;
- на одном скате в каждом пролете либо на двух смежных скатах через пролет двух- и многопролетных зданий с двускатными покрытиями (В.5) при уклоне ската более 20°;
- на половине площади двух смежных сводов через пролет многопролетных сводчатых покрытий (В.6) при наибольшем уклоне поверхности свода более 20°;
- в секторе, равном половине или четверти площади покрытий, указанных в В.10—В.12, имеющих наибольший уклон более 20°;
- для покрытий с фонарями (В.3) — на одном из участков шириной b.

Примечания

1 В необходимых случаях снеговые нагрузки следует определять с учетом предусмотренного дальнейшего расширения здания.

2 В приложении В следует учитывать нормативное значение снеговой нагрузки $S_0 = S_g$.

3 При расчетах конструкций допускается применение упрощенных схем снеговых нагрузок, эквивалентных по воздействию схемам нагрузок, приведенным в приложении В.

4 При расчете прогонов покрытий на снеговую равномерно распределенную нагрузку следует учесть локальную неравномерность снегоотложений введением дополнительного коэффициента μ = 1,1.

5 При эксплуатации существующих зданий, запроектированных на более низкие расчетные значения снеговой нагрузки, до проведения реконструкции зданий необходимо предусмотреть мероприятия по очистке кровли от снега.

11.5 Коэффициент $c_в$, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов, устанавливают в зависимости от типа местности (см. 12.1.6), формы покрытия и степени его защищенности от прямого воздействия ветра согласно 11.6—11.9.

11.6 Для покрытий зданий, защищенных от прямого воздействия ветра, в том числе: соседними более высокими зданиями, удаленными менее чем на $10h_1$, где h_1 — разность высот соседнего и проектируемого зданий; сплошными элементами конструкций, возвышающимися над покрытием с двух и более сторон; более высоким лесным массивом; для покрытий, расположенных ниже окружающей местности, проектируемых на местности типа С (см. 12.1.6), а также во всех случаях, не предусмотренных в 11.7 и 11.8, следует принимать $c_в$ = 1,0.

11.7 Для пологих (с уклонами до 10° или с $f/l \le 0{,}05$, где f — стрела подъема покрытия, м; l — пролет покрытия, м) покрытий однопролетных и многопролетных зданий без фонарей, проектируемых на местности типов А или В (см. 12.1.6) и имеющих характерный размер в плане l_c не более 100 м (см. схемы В.1, В.2, В.5 и В.6), а также для покрытий высотных зданий допускается учитывать коэффициент сноса снега, принимаемый по формуле (11), но не менее 0,5 и не более 1,0:

$$c_e = \left(k_v - 0{,}4\sqrt{k}\right)\left(0{,}8 + 0{,}002 l_c\right), \qquad (11)$$

где k_v — коэффициент, зависящий от средней скорости ветра в зимний период и среднемесячной температуры воздуха в январе, принимаемый по таблице 7;

k — коэффициент, зависящий от высоты над уровнем планировочной отметки земли, принимаемый по таблице 10 для типов местности А или В (см. 12.2.6);

$l_c = 2b - \dfrac{b^2}{l_{\max}}$ — характерный размер покрытия, принимаемый не более 100 м;

b — наименьший размер покрытия в плане;

$l_{\max}$ — наибольший размер покрытия в плане.

Таблица 7 — Зависимость k_v от средней скорости ветра за период со средней суточной температурой воздуха 8 °С для типов местности и среднемесячной температуры воздуха в январе

Среднемесячная температура воздуха в январе T, °С[1)]	Средняя скорость ветра v, м/с, за период со средней суточной температурой воздуха ≤ 8 °С[2)] для типов местности					
	$3 \le v \le 4$		$4 \le v \le 6$		$v > 6$	
	А	В	А	В	А	В
$-15 \le T \le -5$	1,4	1,4	1,3	1,4	1,3	1,3
$-25 \le T < -15$	1,4	1,4	1,3	1,4	1,2	1,3
$T < -25$	1,3	1,4	1,2	1,3	1,2	1,2

Примечания

1 Среднемесячную температуру воздуха в январе и среднюю скорость ветра принимают для ближайшего населенного пункта к месту строительства.

2 Тип местности может отличаться при различных направлениях снегопереноса. В случае если местность типа А распространяется на расстояние менее 300 м от объекта, а далее расположены здания или сооружения, лесной массив или иные препятствия, характерные для местности типа В, данное направление следует относить к местности типа В.

[1)] В Российской Федерации — в соответствии с СП 131.13330.2020 «СНиП 23-01-99* Строительная климатология» (таблица 5.1).

[2)] В Российской Федерации — в соответствии с СП 131.13330.2020 «СНиП 23-01-99* Строительная климатология» (таблица 3.1).

11.8 Для купольных сферических и конических покрытий зданий на круглом плане, регламентируемых схемами В.13, В.14, при задании равномерно распределенной снеговой нагрузки значения коэффициента c_e следует устанавливать в зависимости от диаметра d основания купола:

$$\begin{cases} c_в = 0{,}85 \text{ при } d \le 60 \text{ м} \\ c_в = 1{,}0 \text{ при } d > 100 \text{ м} \\ c_в = 0{,}85 + 0{,}00375(d - 60) \text{ — в промежуточных случаях} \end{cases}. \quad (12)$$

11.9 Снижение снеговой нагрузки, предусматриваемое 11.7, 11.8, не распространяется:

а) на покрытия зданий в районах со среднемесячной температурой воздуха в январе выше минус 5 °С (определяется в соответствии с требованиями нормативных документов государств — членов ЕАЭС[1)]);

б) на участки покрытий длиной b, b_1 и b_2 у перепадов высот зданий и парапетов (см. схемы В.8 — В.11).

11.10 Термический коэффициент c_t следует применять для учета снижения снеговых нагрузок на покрытия с высоким коэффициентом теплопередачи (>1 Вт/(м^2 · С)) вследствие таяния, вызванного потерей тепла.

При определении снеговых нагрузок для неутепленных покрытий зданий с повышенными тепловыделениями, приводящими к таянию снега, при уклонах кровли свыше 3 % и обеспечении надлежащего отвода талой воды следует вводить термический коэффициент $c_t = 0{,}8$. В остальных случаях $c_t = 1{,}0$.

Примечание — Значения коэффициента c_t допускается устанавливать в специальных рекомендациях с учетом термоизоляционных свойств материалов и формы конструктивных элементов.

11.11 Для районов со средней температурой января минус 5 °С и ниже[2)] пониженное нормативное значение снеговой нагрузки устанавливают в нормах проектирования строительных конструкций и оснований в зависимости от рассматриваемой расчетной ситуации. При этом коэффициенты c_e и c_t принимают равными единице.

Для районов со средней температурой января выше минус 5 °С пониженное значение снеговой нагрузки не учитывают.

[1)] В Российской Федерации — в соответствии с СП 131.13330.2020 «СНиП 23-01-99* Строительная климатология» (таблица 5.1).

[2)] В Российской Федерации — в соответствии с СП 131.13330.2020 «СНиП 23-01-99* Строительная климатология» (таблица 3.1).

11.12 Коэффициент надежности по нагрузке γ_f для снеговой нагрузки следует принимать равным 1,4.

11.13 Нормативное значение горизонтальной нагрузки T, кН/м, от сползания снега, действующей на выступающие над кровлей парапеты, элементы ограждающих конструкций, фасадных систем и снегозадерживающие устройства, устанавливают в зависимости от уклона α покрытия по формуле

$$T = k_t S_0(\sin\alpha - \nu\cos\alpha)L, \quad (13)$$

где k_t — коэффициент, учитывающий таяние снега, принимаемый равным 0,9;

S_0 — нормативное значение снеговой нагрузки на покрытие, кН/м^2, принимаемое согласно 11.1;

α — уклон поверхности покрытия в месте приложения нагрузки, °, принимаемый не менее 12°;

ν — коэффициент трения снега по материалу покрытия, принимаемый по таблице 8;

L — длина зоны сползания снега или расстояние между снегозадерживающими преградами (в проекции на горизонтальную поверхность), м.

Таблица 8 — Коэффициент трения ν снега по материалу

Материал поверхности покрытия	Коэффициент трения ν	Материал поверхности покрытия	Коэффициент трения ν
Сталь листовая	0,02	Дерево, сухой снег	0,035
Сталь, фальцевая кровля	0,03	Дерево, влажный снег	0,1
Алюминий	0,04	Лед	0,028
Стекло	0,012	Металлочерепица	0,1
Полимерное покрытие из поливинилхлорида	0,014	Керамическая черепица	0,2
Примечание — Для других материалов покрытия коэффициент трения принимают на основе опубликованных данных.			

Коэффициент надежности по нагрузке следует принимать согласно 11.12.

12 Воздействия ветра

12.1 Основные положения

Для зданий и сооружений необходимо учитывать следующие воздействия ветра:

а) основной тип ветровой нагрузки (в дальнейшем — «основная ветровая нагрузка», см. 12.2);

б) пиковые значения ветровой нагрузки, действующие на конструктивные элементы ограждения и элементы их крепления (в дальнейшем — «пиковая ветровая нагрузка», см. 12.3);

в) резонансное вихревое возбуждение (см. 12.4 и Е.2);

г) аэродинамически неустойчивые колебания типа галопирования, дивергенции и флаттера.

Основной тип ветровой нагрузки и пиковые ветровые нагрузки связаны с непосредственным действием на здания и сооружения максимальных для места строительства ураганных ветров. Такие нагрузки должны учитываться при проектировании всех сооружений.

Резонансное вихревое возбуждение и аэродинамические неустойчивые колебания необходимо учитывать для зданий, сплошностенчатых сооружений или их отдельных участков, имеющих прямолинейную (или близкую к прямолинейной) центральную ось, а также неизменяющиеся или плавно изменяющиеся формы и размеры поперечного сечения, для которых $\lambda_в > 20$, где $\lambda_в$ определено в Е.1.15. Критерии возможности возбуждения аэродинамически неустойчивых колебаний устанавливают в нормах проектирования. При проектировании сооружений должны быть использованы такие архитектурные и конструктивные решения, которые исключают возбуждение аэродинамически неустойчивых колебаний.

Коэффициент надежности по нагрузке для основной и пиковой ветровых нагрузок следует принимать равным 1,4; при расчете на резонансное вихревое возбуждение коэффициент надежности по нагрузке принимают равным 1,0.

При разработке архитектурно-планировочных решений городских кварталов, а также при планировании возведения зданий внутри существующих городских кварталов необходимо провести оценку комфортности пешеходных зон.

12.2 Основная ветровая нагрузка

12.2.1 Нормативное значение основной ветровой нагрузки w следует задавать в одном из двух вариантов. В первом случае нагрузка w представляет собой совокупность:

а) нормального давления $w_в$, приложенного к внешней поверхности сооружения или элемента;

б) сил трения w_f, направленных по касательной к внешней поверхности и отнесенных к площади ее горизонтальной (для шедовых или волнистых покрытий, покрытий с фонарями) или вертикальной проекции (для стен с лоджиями и подобных конструкций);

в) нормального давления w_i, приложенного к внутренним поверхностям сооружений с проницаемыми ограждениями, открывающимися или постоянно открытыми проемами.

Во втором случае нагрузку w рассматривают как совокупность:

а) проекций w_x и w_y, внешних сил, обусловленных общим сопротивлением сооружения в направлении осей x и y;

б) крутящего момента w_{Mz} относительно оси z.

Примечание — Для линейных конструктивных элементов (проводов, тросов и т. п.), покрытых гололедом, их диаметр необходимо принимать с учетом толщины стенки гололеда (см. раздел 13).

12.2.2 Во всех случаях нормативное значение основной ветровой нагрузки w следует определять как сумму средней w_m и пульсационной w_g составляющих

$$w = w_m + w_g. \tag{14}$$

При определении внутреннего давления w_i пульсационную составляющую ветровой нагрузки допускается не учитывать.

12.2.3 Нормативное значение средней составляющей основной ветровой нагрузки w_m в зависимости от эквивалентной высоты z_e над поверхностью земли следует определять по формуле

$$w_m = w_0 k(z_e) c, \tag{15}$$

где w_0 — нормативное значение ветрового давления (см. 12.2.4);

$k(z_e)$ — коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления для высоты z_e (см. 12.2.5 и 12.2.6);

c — аэродинамический коэффициент (см. 12.2.7).

12.2.4 Нормативное значение ветрового давления w_0 принимают в зависимости от ветрового района по таблице 9. Нормативное значение ветрового давления допускается уточнять в установленном порядке на основе данных местных метеостанций (см. 5.4). В этом случае w_0, Па, следует определять по формуле

$$w_0 = 0{,}43 v_{50}^2, \tag{16}$$

где v_{50} — скорость ветра, м/с, на уровне 10 м над поверхностью земли для местности типа А (см. 12.2.6), определяемая с 10-минутным интервалом осреднения и с периодом повторяемости 50 лет, т. е. превышаемая в среднем один раз в 50 лет.

Таблица 9 — Нормативные значения ветрового давления

Ветровые районы[1)]	Ia	I	II	III	IV	V	VI	VII
w_0, кПа	0,17	0,23	0,30	0,38	0,48	0,60	0,73	0,85

[1)] В Российской Федерации — в соответствии с СП 20.13330.2020 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия» (карта 2, приложение Е).

12.2.5 Эквивалентную высоту z_e определяют следующим образом.

1) Для башенных сооружений, мачт, труб, решетчатых конструкций и тому подобных сооружений $z_e = z$;

2) Для зданий:

а) при $h \le d \rightarrow z_e = h$;

б) при $d < h \le 2d$;

для $z \ge h - d \rightarrow z_e = h$;

для $0 < z < h - d \rightarrow z_e = d$;

в) при $h > 2d$:

для $z \geq h - d \rightarrow z_e = h$;

для $d < z < h - d \rightarrow z_e = z$;

для $0 < z \leq d \rightarrow z_e = d$,

где z — высота от поверхности земли;

d — размер здания (без учета его стилобатной части) в направлении, перпендикулярном к расчетному направлению ветра (поперечный размер);

h — высота здания.

12.2.6 Коэффициент $k(z_e)$ для высот $z_e \leq 300$ м определяют по таблице 10 или по формуле (17), в которых принимают следующие типы местности:

А — открытые побережья морей, озер и водохранилищ, сельские местности, в том числе с постройками высотой менее 10 м, пустыни, степи, лесостепи, тундра;

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

С — городские районы с плотной застройкой зданиями высотой более 25 м.

Сооружение считается расположенным в местности данного типа, если эта местность сохраняется с наветренной стороны сооружения на расстоянии $30h$ — при высоте сооружения $h < 60$ м и на расстоянии 2 км — при $h > 60$ м.

Примечания

1 Для высот $z_e > 300$ м коэффициент $k(z_e)$, а также коэффициент $\zeta(z_e)$ пульсации давления ветра (см. 12.2.8) определяют в рекомендациях, разработанных в рамках научно-технического сопровождения.

2 Типы местности могут быть различными для разных расчетных направлений ветра.

3 Для высот $z_e \leq 5$ м коэффициент $k(z_e)$, а также коэффициент $\zeta(z_e)$ пульсации давления ветра (см. 12.21.8) определяют по таблицам 10 и 12 соответственно.

Таблица 10 — Значения коэффициента k для типов местности

Высота z_e, м	Коэффициент k для типов местности		
	A	B	C
≤5	0,75	0,5	0,4
10	1,0	0,65	0,4
20	1,25	0,85	0,55
40	1,5	1,1	0,8
60	1,7	1,3	1,0
80	1,85	1,45	1,15
100	2,0	1,6	1,25
150	2,25	1,9	1,55
200	2,45	2,1	1,8
250	2,65	2,3	2,0
300	2,75	2,5	2,2

$$k(z_e) = k_{10}(z_e/10)^{2\alpha} \text{ при } 10 \leq z_e \leq 300 \text{ м}. \quad (17)$$

Примечание — Для высот $z_e < 10$ м коэффициент $k(z_e)$ определяют по таблице 10.

Значения параметров k_{10} и α для различных типов местностей приведены в таблице 11.

Таблица 11 — Значения параметров k_{10} и α для различных типов местностей

Параметр	Тип местности		
	A	B	C
α	0,15	0,2	0,25
k_{10}	1,0	0,65	0,4
ζ_{10}	0,76	1,06	1,78

12.2.7 При определении компонентов ветровой нагрузки w_e, w_f, w_i, w_x, w_y и w_{Mz} следует использовать соответствующие значения аэродинамических коэффициентов: внешнего давления c_e, трения c_f, внутреннего давления c_i и лобового сопротивления c_x, поперечной силы c_y, крутящего момента c_{Mz}, принимаемых по Е.1, где стрелками показано направление ветра. Знак «плюс» у коэффициентов c_e или c_i соответствует направлению давления ветра на соответствующую поверхность (активное давление), знак «минус» — от поверхности (отсос). Промежуточные значения нагрузок следует определять линейной интерполяцией.

При определении ветровой нагрузки на поверхности внутренних стен и перегородок при отсутствии наружного ограждения (на стадии монтажа) следует использовать аэродинамические коэффициенты внешнего давления c_e или лобового сопротивления c_x.

Для сооружений повышенного уровня ответственности, которые указаны в требованиях нормативных документов государств — членов ЕАЭС[1)] или в примечании 2 данного пункта, а также во всех случаях, не предусмотренных Е.1 (иные формы сооружений, учет других направлений ветрового потока или учет составляющих общего сопротивления тела по другим направлениям, необходимость учета влияния близстоящих зданий и сооружений, рельефа местности и т. п.), аэродинамические коэффициенты устанавливают с учетом опыта нормирования воздействия ветра на основе результатов модельных испытаний сооружений в аэродинамических трубах (см. приложения Г и Д) или опубликованных данных.

Примечания

1 При назначении коэффициентов c_x, c_y и c_z необходимо указать размеры сооружения, к которым они отнесены.

2 Для градирен, наружных кабельных эстакад, эстакад под технологические трубопроводы, наружных этажерок с оборудованием или с защитными экранами, козырьков с вылетом более 7 м, групп сооружений с круговой цилиндрической поверхностью, расстояние между которыми менее $3d$, а также горизонтальных цилиндрических сооружений, расположенных вблизи плоской поверхности на высоте менее $1{,}5d$, аэродинамические коэффициенты необходимо устанавливать в специальных рекомендациях (здесь d — максимальный диаметр цилиндрических сооружений).

3 Значения аэродинамических коэффициентов, указанных в Е.1, допускается уточнять на основе данных модельных аэродинамических испытаний сооружений.

4 Для зданий и сплошностенчатых сооружений аэродинамические коэффициенты полного давления c_p определяют как алгебраическую сумму коэффициентов внешнего c_e и внутреннего c_i давлений.

12.2.8 Нормативное значение пульсационной составляющей основной ветровой нагрузки w_g на эквивалентной высоте z_e необходимо определять следующим образом:

а) для сооружений (и их конструктивных элементов), у которых первая частота собственных колебаний f_1, Гц, больше предельного значения собственной частоты f_{lim} (см. 12.2.10), — по формуле

$$w_g = w_m \zeta(z_e) \nu, \tag{18}$$

где w_m — определяют в соответствии с 12.2.3;

$\zeta(z_e)$ — коэффициент пульсации давления ветра, принимаемый по таблице 12 или формуле (19) для эквивалентной высоты z_e (см. 12.2.5);

ν — коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ветра (см. 12.2.11).

[1)] В Российской Федерации действует Федеральный закон от 29 декабря 2004 г. № 190-ФЗ «Градостроительный кодекс Российской Федерации» (статья 48.1, часть 2).

Таблица 12 — Значения коэффициентов пульсации давления ветра ζ от типов местности и высоты

Высота z_e, м	Коэффициент пульсаций давления ветра ζ для типов местности		
	A	B	C
≤5	0,85	1,22	1,78
10	0,76	1,06	1,78
20	0,69	0,92	1,50
40	0,62	0,80	1,26
60	0,58	0,74	1,14
80	0,56	0,70	1,06
100	0,54	0,67	1,00
150	0,51	0,62	0,90
200	0,49	0,58	0,84
250	0,47	0,56	0,80
300	0,46	0,54	0,76

$$\zeta(z_e) = \zeta_{10}(z_e/10)^{-\alpha} \text{ при } 10 \le z_e \le 300 \text{ м}. \quad (19)$$

Примечание — Для высот $z_e < 10$ м коэффициент $\zeta(z_e)$ определяют по таблице 12.

Значения параметров ζ_{10} и α для различных типов местностей приведены в таблице 11;

б) для всех сооружений (и их конструктивных элементов), у которых $f_1 < f_{lim} < f_2$ — по формуле

$$w_g = w_m \xi \zeta(z_e) \nu, \quad (20)$$

где f_2 — вторая собственная частота;

ξ — коэффициент динамичности, определяемый по рисунку 1 в зависимости от суммарного логарифмического декремента колебаний δ (см. 12.2.10) и безразмерного периода $T_{g,1}$, который определяют по формуле (21) для первой собственной частоты f_1

$$T_{g,1} = \frac{\sqrt{w_0 k(z_{эк}) \gamma_f}}{940 f_1}, \quad (21)$$

где w_0, Па — нормативное значение давления ветра (см. 12.2.4);

$k(z_{эк})$ — коэффициент, учитывающий изменение давления ветра для высоты $z_{эк}$ (12.2.6);

γ_f — коэффициент надежности по нагрузке (см. 12.1).

Для конструктивных элементов, а также конструкций, расположенных горизонтально или с малым уклоном (например, переходных или транспортных галерей) $z_{эк}$ — высота z, на которой они расположены; для зданий и сооружений $z_{эк} = 0{,}8h$, где h — высота сооружений.

Примечание — Суммарный логарифмический декремент колебаний δ определяют как сумму логарифмического декремента конструкционного демпфирования δ_s и аэродинамического логарифмического декремента δ_a. При использовании различных демпфирующих устройств (например, гасителей колебаний различного типа) дополнительно необходимо учитывать соответствующий логарифмический декремент δ_d. В этих случаях значения суммарного логарифмического декремента δ и безразмерного периода $T_{g,1}$ определяют в рамках научно-технического сопровождения или в задании на проектирование.

в) для сооружений, у которых вторая собственная частота меньше предельной, необходимо проводить динамический расчет с учетом s первых форм собственных колебаний. Число s следует определять из условия $f_s < f_{lim} < f_{s+1}$;

г) при расчете зданий допускается учитывать динамическую реакцию по трем низшим собственным формам колебаний (двум изгибным и одной крутильной или смешанным крутильно-изгибным).

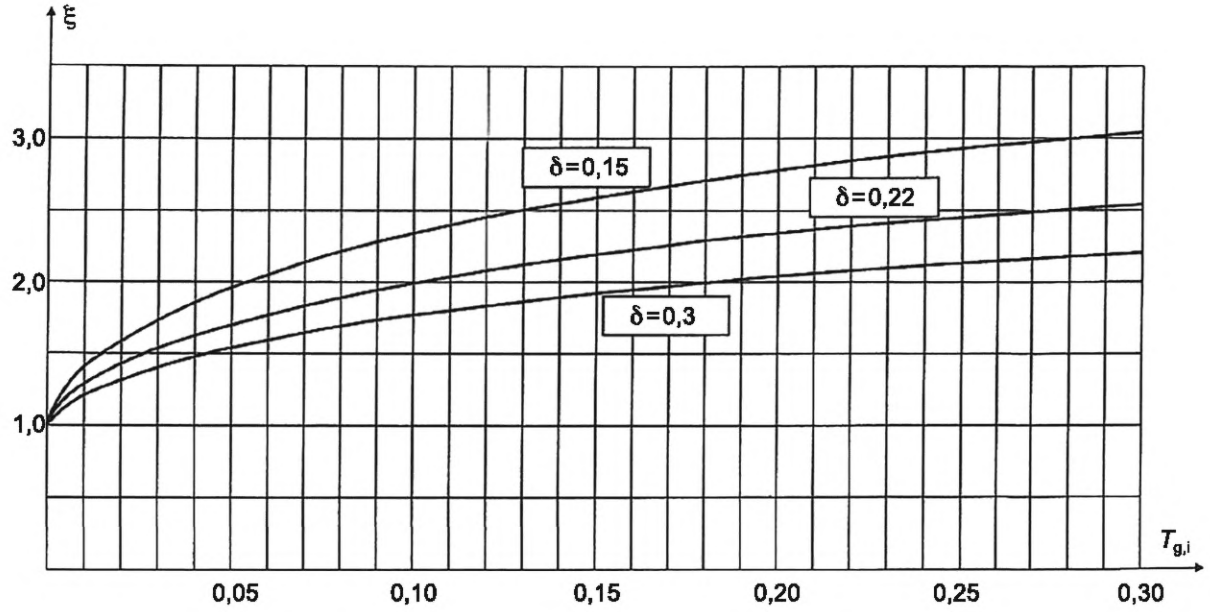


Рисунок 1 — Зависимость коэффициентов динамичности ξ от периода $T_{g,1}$

Примечания

1 При расчете многоэтажных железобетонных зданий высотой до 40 м и одноэтажных железобетонных производственных зданий высотой до 36 м при отношении высоты к пролету менее 1,5, размещаемых в местностях типа А и В (см. 12.2.6), пульсационную составляющую ветровой нагрузки допускается определять по формуле (18).

2 Собственные частоты допускается определять при действии нормативных значений нагрузок (постоянных, длительных, кратковременных), учитываемых для рассматриваемой расчетной ситуации.

12.2.9 Усилия и перемещения при учете динамической реакции по *s* собственным формам определяют по формуле

$$X^2 = \sum X_{s,}^2 \qquad (22)$$

где X — суммарные усилия или перемещения;

X_s — усилия или перемещения по *i*-й форме колебаний.

12.2.10 Предельное значение частоты собственных колебаний f_{lim}, Гц, следует определять в зависимости от предельного безразмерного периода $T_{g,lim}$:

$$f_{lim} = \frac{\sqrt{w_0 k(z_{ЭК})\gamma_f}}{940 T_{g,lim}}, \qquad (23)$$

где значение параметра $T_{g,lim}$ приведено в таблице 13 для трех значений суммарного логарифмического декремента колебаний δ.

Таблица 13 — Значение параметра $T_{g,lim}$

δ	0,15	0,22	0,3
$T_{g,lim}$	0,0077	0,014	0,023

Значение суммарного логарифмического декремента колебаний δ следует принимать:

а) для железобетонных и каменных сооружений, а также для зданий со стальным каркасом при наличии ограждающих конструкций δ = 0,3;

б) для стальных сооружений, футерованных дымовых труб, аппаратов колонного типа, в том числе на железобетонных постаментах, δ = 0,15;

в) для стекла, а также смешанных сооружений, имеющих одновременно стальные и железобетонные несущие конструкции, δ = 0,22.

Примечание — В тех случаях, когда используются различные типы демпфирующих устройств (гасители колебаний), значение суммарного логарифмического декремента колебаний δ устанавливают в рамках научно-технического сопровождения проектирования.

12.2.11 Коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ν следует определять для расчетной поверхности сооружения или отдельной конструкции, для которой учитывают корреляцию пульсаций.

Расчетная поверхность включает в себя те части наветренных и подветренных поверхностей, боковых стен, кровли и подобных конструкций, с которых давление ветра передается на рассчитываемый элемент сооружения.

Если расчетная поверхность близка к прямоугольнику, ориентированному так, что его стороны параллельны основным осям (рисунок 2), то коэффициент ν следует определять по таблице 14 в зависимости от параметров ρ и χ, принимаемых по таблице 15.

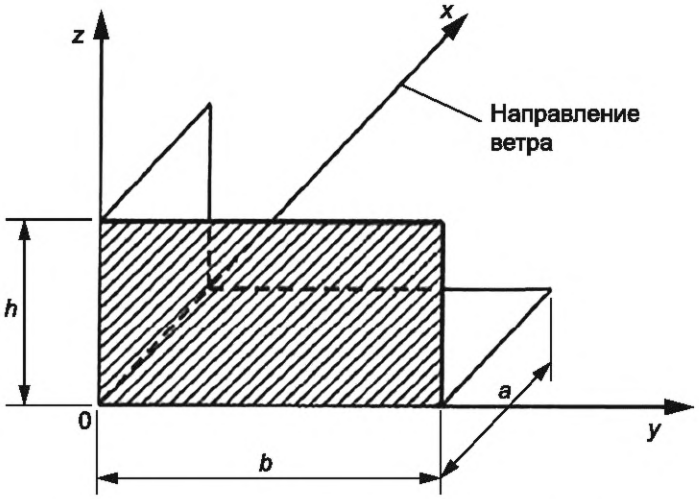


Рисунок 2 — Основная система координат при определении коэффициента корреляции ν

Таблица 14 — Значения коэффициента ν в зависимости от параметров ρ и χ

ρ, м	Коэффициент ν при χ, м, равном						
	5	10	20	40	80	160	350
0,1	0,95	0,92	0,88	0,83	0,76	0,67	0,56
5	0,89	0,87	0,84	0,80	0,73	0,65	0,54
10	0,85	0,84	0,81	0,77	0,71	0,64	0,53
20	0,80	0,78	0,76	0,73	0,68	0,61	0,51
40	0,72	0,72	0,70	0,67	0,63	0,57	0,48
80	0,63	0,63	0,61	0,59	0,56	0,51	0,44
160	0,53	0,53	0,52	0,50	0,47	0,44	0,38

При расчете сооружения в целом размеры расчетной поверхности следует определять с учетом указаний Е.1, при этом для решетчатых сооружений в качестве расчетной поверхности необходимо принимать размеры поверхности по его внешнему контуру.

Таблица 15 — Значения параметров ρ и χ

Основная координатная плоскость, параллельно которой расположена расчетная поверхность	ρ	χ
$z0y$	b	h
$z0x$	$0{,}4a$	h
$x0y$	b	a

12.3 Пиковая ветровая нагрузка

Для элементов ограждения и узлов их креплений (в частности, навесных фасадных систем и светопрозрачных конструкций фасадов и покрытий) необходимо учитывать пиковые положительные w_+ и отрицательные w_- воздействия ветровой нагрузки, нормативные значения которых определяют по формуле:

$$w_{+(-)} = w_0 k(z_e)[1 + \zeta(z_e)]c_{p,+(-)}\nu_{+(-)}, \quad (24)$$

где w_0 — нормативное значение давления ветра (см. 12.2.4);

z_e — эквивалентная высота (см. 12.2.5);

$k(z_e)$ и $\zeta(z_e)$ — коэффициенты, учитывающие, соответственно, изменение давления и пульсаций давления ветра на высоте z_e (см. 12.2.6 и 12.2.8);

$c_{p,+(-)}$ — пиковые значения аэродинамических коэффициентов положительного давления (+) или отсоса (–);

$\nu_{+(-)}$ — коэффициенты корреляции ветровой нагрузки, соответствующие положительному давлению (+) и отсосу (–); значения этих коэффициентов приведены в таблице 16 в зависимости от площади ограждения A, с которой собирается ветровая нагрузка.

Таблица 16 — Значения коэффициентов корреляции

A, м^2	<2	5	10	>20
ν_+	1,0	0,9	0,8	0,75
ν_-	1,0	0,85	0,75	0,65

Для отдельно стоящих прямоугольных в плане зданий значения аэродинамических коэффициентов $c_{p,+}$ и $c_{p,-}$ приведены в Е.1.17. Во всех остальных случаях коэффициенты $c_{p,+}$ и $c_{p,-}$ определяют на основе результатов модельных испытаний сооружений в аэродинамических трубах или с учетом опубликованных данных.

Примечание — При определении пиковой ветровой нагрузки по формуле (24) принято, что конструктивные элементы ограждения и узлы их крепления к зданию являются достаточно жесткими и в них не возникает заметных динамических усилий и перемещений. В случае если собственные частоты системы «элементы ограждения — их несущие конструкции — элементы их крепления» менее их предельных значений, определяемых в соответствии с указаниями 12.1.10, расчетные значения пиковой ветровой нагрузки должны быть уточнены на основе результатов динамического расчета указанной системы конструктивных элементов.

12.4 Резонансное вихревое возбуждение

12.4.1 Для зданий сплошностенчатых сооружений или их отдельных участков с неизменяющимися или плавно изменяющимися формой и размерами поперечного сечения, удовлетворяющих условию $\lambda_e > 20$, необходимо учитывать возможность их резонансного вихревого возбуждения; здесь λ_e определено в Е.1.15.

12.4.2 Критические скорости ветра $V_{cr,i}$, м/с, при которых происходит резонансное вихревое возбуждение по i-й собственной форме колебаний, определяют по формуле:

$$V_{cr,i} = k_\nu f_i d / S_t, \quad (25)$$

где f_i, Гц — собственная частота колебаний по i-й изгибной собственной форме;

d, м — поперечный размер сооружения;

S_t — число Струхаля поперечного сечения, определяемое экспериментально или по справочным данным; для круглых поперечных сечений $S_t = 0,2$; для сечений с острыми кромками (в том числе и прямоугольных) — $S_t = 0,11$.

Значение коэффициента k_v, учитывающего эффект захвата собственной частоты колебаний, выбирают из диапазона $0,9 < k_v < 1,1$ из условия реализации наихудшего варианта нагружения.

12.4.3 Резонансное вихревое возбуждение не возникает в том случае, если

$$V_{cr,i} > V_{max}(z_{эк}), \tag{26}$$

где $V_{max}(z_{эк})$, м/с — максимальная скорость ветра на уровне $z_{эк}$, определяемая по формуле:

$$V_{max}(z_{эк}) = 1,5\sqrt{w_0 k(z_{эк})}, \tag{27}$$

где w_0, Па, и $k(z_{эк})$ определяют в соответствии с 12.2.4 и 12.2.6.

Для зданий и башенных сооружений с плавно изменяющейся формой поперечного сечения, а также труб и мачт без оттяжек $z_{эк} = 0,8h$.

12.4.4 Ветровые нагрузки, возникающие при резонансном вихревом возбуждении, допускается определять в соответствии с указаниями Е.2.

13 Гололедные нагрузки

13.1 Гололедные нагрузки необходимо учитывать для воздушных линий электропередачи и связи, контактных сетей электрифицированного транспорта, антенно-мачтовых устройств, канатов, решетчатых конструкций, шпилей и подобных сооружений.

Для вентилируемых фасадов, стен и покрытий высотных зданий, металлических ограждений балконов и тому подобного гололедные нагрузки необходимо учитывать для их элементов, расположенных на высоте более 100 м.

13.2 Нормативное значение линейной гололедной нагрузки для элементов конструкций кругового сечения диаметром до 70 мм включительно i, Н/м, следует определять по формуле:

$$i = \pi b k \mu_1 (d + b k \mu_1) \rho g 10^{-3}. \tag{28}$$

Нормативное значение поверхностной гололедной нагрузки i', Па, для остальных элементов конструкций следует определять по формуле:

$$i' = b k \mu_2 \rho g. \tag{29}$$

В формулах (28) и (29):

b — нормативное значение толщины стенки гололеда, мм (превышаемое в среднем один раз в 5 лет), на элементах кругового сечения диаметром 10 мм, расположенных на высоте 10 м над поверхностью земли, принимаемое по таблице 17, а на высоте 200 м и более — по таблице 18. Нормативное значение толщины стенки гололеда допускается уточнять в установленном порядке на основе метеорологических данных для места строительства (см. 5.4);

k — коэффициент, учитывающий изменение толщины стенки гололеда по высоте и принимаемый при высоте до 100 м по таблице 19; при больших высотах — по интерполяции значений, приведенных в таблице 18 или по формуле: $k_h = e^{0,007h}$, где h — высота элемента над поверхностью земли;

d, мм — диаметр провода, троса;

μ_1 — коэффициент, учитывающий изменение толщины стенки гололеда в зависимости от диаметра элементов кругового сечения и определяемый по таблице 20;

μ_2 — коэффициент, учитывающий отношение площади поверхности элемента, подверженной обледенению, к полной площади поверхности элемента и принимаемый для объектов с малыми размерами поперечного сечения равным 0,6, для других объектов — по данным специально проведенных исследований;

ρ — плотность льда, принимаемая равной 0,9 г/см^3;

g, м/с^2 — ускорение свободного падения.

Таблица 17 — Толщина стенки гололеда в зависимости от гололедного района

Гололедные районы[1)]	I	II	III	IV	V
Толщина стенки гололеда *b*, мм	Не менее 3	5	10	15	Не менее 20
[1)] В Российской Федерации — в соответствии с СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия» (карта 3, приложение Е).					

Таблица 18 — Толщина стенки гололеда в зависимости от высоты над поверхностью земли

Высота над поверхностью земли, м	Толщина стенки гололеда *b*, мм, для разных районов			
	I района гололедности азиатской части	V района гололедности и горных местностей	северной части европейской территории	остальных
200	15	Принимают на основании специальных обследований	В соответствии с требованиями нормативных документов государств — членов ЕАЭС[1)]	35
300	20			45
400	25			60
[1)] В Российской Федерации в соответствии с СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия» (карты 3г, 3д и 3е, приложение Е).				

Таблица 19 — Значение коэффициента *k*

Высота над поверхностью земли, м	5	10	20	30	50	70	100
Коэффициент *k*	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0

Таблица 20 — Значение коэффициента μ_1

Диаметр провода, троса или каната, мм	5	10	20	30	50	70
Коэффициент μ_1	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6

Примечания к таблицам 17—20

1 В V районе, горных и малоизученных районах[1)], а также в сильнопересеченных местностях (на вершинах гор и холмов, на перевалах, на высоких насыпях, в закрытых горных долинах, котловинах, глубоких выемках и т. п.) толщину стенки гололеда необходимо определять на основании данных специальных обследований и наблюдений.

2 Промежуточные значения величин следует определять линейной интерполяцией.

3 Толщину стенки гололеда на подвешенных горизонтальных элементах кругового сечения (тросах, проводах, канатах) допускается принимать на высоте расположения их приведенного центра тяжести.

Для определения гололедной нагрузки на горизонтальные элементы круговой цилиндрической формы диаметром до 70 мм толщину стенки гололеда, приведенную в таблице 18, следует снижать на 10 %.

13.3 При совместном действии ветровой и гололедной нагрузок коэффициенты сочетаний определяют следующим образом:

а) В том случае, если ветровая нагрузка является основной по степени влияния кратковременной нагрузкой, то гололедные нагрузки допускается не учитывать.

б) В том случае, если гололедная нагрузка является основной по степени влияния кратковременной нагрузкой, коэффициенты сочетаний (см. 7.4) для ветровой нагрузки принимают равными:

- для покрытых гололедом гибких элементов (провода, тросы, оттяжки, мачты, ванты и др.) коэффициент сочетаний для ветровой нагрузки $\psi_{tn} = 0{,}25$;
- для остальных конструктивных элементов, в том числе и при использовании формулы (29), коэффициент сочетаний для ветровой нагрузки $\psi_{tn} = 0{,}6$.

[1)] В Российской Федерации — в соответствии с СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия» (карта 3, приложение Е).

Примечание — В отдельных районах, где наблюдаются сочетания значительных скоростей ветра с большими размерами гололедно-изморозевых отложений, толщину стенки гололеда и его плотность, а также давление ветра следует принимать в соответствии с фактическими данными.

13.4 Температуру воздуха при гололеде следует принимать для сооружений высотой до 100 м — минус 5 °С, более 100 м — минус 10 °С.

13.5 Коэффициент надежности по нагрузке γ_f для гололедной нагрузки следует принимать 1,8.

14 Температурные климатические воздействия

14.1 Температурные климатические воздействия подразделяют на два типа:

а) воздействия, связанные с условиями замыкания конструкций;

б) воздействия, обусловленные перепадом температуры по сечению элемента, связанные с действием солнечной радиации и (или) с условиями эксплуатации.

14.2 Нормативные значения изменений температур при замыкании конструкций в теплое Δt_w и холодное Δt_c время года соответственно следует определять по формулам:

$$\Delta t_w = t_w - t_{0c}; \quad (30)$$

$$\Delta t_c = t_c - t_{0w}, \quad (31)$$

где t_w, t_c — нормативные значения температур для теплого и холодного времени года, приведенные в таблице 21;

t_{0w}, t_{0c} — начальные температуры (температуры замыкания) в теплое и холодное время года, принимаемые в соответствии с 14.6.

14.3 Нормативные значения температурных воздействий ϑ_w и ϑ_c, обусловленные перепадом температур по сечению элемента в теплое и холодное время года соответственно, для однослойных конструкций следует определять по таблице 21.

Таблица 21 — Нормативные значения температурных воздействий

<table>
<tr><th rowspan="2">Конструкции зданий</th><th colspan="3">Здания и сооружения в стадии эксплуатации</th></tr>
<tr><th>Неотапливаемые здания (без технологических источников тепла) и открытые сооружения</th><th>Отапливаемые здания</th><th>Здания с искусственным климатом или с постоянными технологическими источниками тепла</th></tr>
<tr><td rowspan="4">Не защищенные от воздействия солнечной радиации (в том числе наружные ограждающие)</td><td colspan="2">$t_w = t_{ew} + \theta_1 + \theta_4$</td><td>$t_w = t_{ew} + 0{,}6(t_{ew} - t_{iw}) \pm \theta_2 \pm \theta_4$</td></tr>
<tr><td colspan="2">$\vartheta_w = \theta_5$</td><td>$\vartheta_w = 0{,}8(t_{ew} - t_{iw}) \pm \theta_3 \pm \theta_5$</td></tr>
<tr><td>$t_c = t_{ec} - 0{,}5\theta_1$</td><td colspan="2">$t_c = t_{ic} + 0{,}6(t_{ec} - t_{ic}) - 0{,}5\theta_2$</td></tr>
<tr><td>$\vartheta_c = 0$</td><td colspan="2">$\vartheta_c = 0{,}8(t_{ec} - t_{ic}) - 0{,}5\theta_3$</td></tr>
<tr><td rowspan="4">Защищенные от воздействия солнечной радиации (в том числе внутренние)</td><td colspan="2">$t_w = t_{ew}$</td><td>$t_w = t_{iw}$</td></tr>
<tr><td colspan="3">$\vartheta_w = 0$</td></tr>
<tr><td>$t_c = t_{ec}$</td><td colspan="2">$t_c = t_{ic}$</td></tr>
<tr><td colspan="3">$\vartheta_c = 0$</td></tr>
<tr><td colspan="4">Обозначения
t_{ew}, t_{ec} — средние суточные температуры наружного воздуха в теплое и холодное время года соответственно, принимаемые в соответствии с 14.4;
t_{iw}, t_{ic} — температуры внутреннего воздуха помещений в теплое и холодное время года соответственно, принимаемые по заданию на проектирование с учетом технологических решений;
θ_1, θ_2, θ_3 — приращения средних по сечению элемента температур и перепада температур от суточных колебаний температуры наружного воздуха, принимаемые по таблице 22;
θ_4, θ_5 — приращения средних по сечению элемента температур и перепада температур от солнечной радиации, принимаемые в соответствии с 14.5.</td></tr>
</table>

Окончание таблицы 21

Примечания

1 При наличии исходных данных о температуре конструкций в стадии эксплуатации зданий с постоянными технологическими источниками тепла значения t_w, t_c, ϑ_w, ϑ_c — следует принимать на основе этих данных.

2 Для зданий и сооружений в стадии возведения t_w, t_c, ϑ_w, ϑ_c определяют как для неотапливаемых зданий в стадии их эксплуатации.

3 Для многослойных конструкций t_w, t_c, ϑ_w, ϑ_c определяют расчетом. Конструкции, изготовленные из нескольких материалов, близких по теплофизическим параметрам, допускается рассматривать как однослойные.

Таблица 22 — Приращение температуры

Конструкции зданий	Приращения температуры θ, °С		
	θ_1	θ_2	θ_3
Металлические	8	6	4
Железобетонные, бетонные, армокаменные и каменные толщиной, см:			
до 15	8	6	4
от 15 до 39	6	4	6
свыше 40	2	2	4

14.4 Средние суточные температуры наружного воздуха в теплое t_{ew} и холодное t_{ec} время года для надземной части сооружений следует определять по формулам:

$$t_{ec} = t_{\min} + 0{,}5A_{\text{I}}; \tag{32}$$

$$t_{ew} = t_{\max} - 0{,}5A_{\text{VII}}, \tag{33}$$

где $t_{\min}$, $t_{\max}$ — нормативные значения минимальной и максимальной температуры воздуха, соответственно, принимаемые в соответствии с требованиями нормативных документов государств — членов ЕАЭС[1];

A_{I}, A_{VII} — средние суточные амплитуды температуры воздуха наиболее холодного и наиболее теплого месяца, соответственно, принимаемые в соответствии с требованиями нормативных документов государств — членов ЕАЭС[2].

Нормативное значение минимальной и максимальной температуры воздуха допускается уточнять в установленном на основе данных служб по гидрометеорологии и мониторингу окружающей среды государств — членов ЕАЭС[3] для места строительства (см. 5.4).

В этом случае значения $t_{\min}$ и $t_{\max}$ следует вычислять по формулам $t_{\min} = 0{,}9t_{\min,50}$, $t_{\max} = 0{,}9t_{\max,50}$, где $t_{\min,50}$ и $t_{\max,50}$ — минимальная и максимальная температуры воздуха, абсолютные значения которых превышаются один раз в 50 лет.

Средние суточные температуры наружного воздуха в теплое t_{ew} и холодное t_{ec} время года для подземной части сооружений следует определять по формулам:

$$t_{ec} = t_{\min}(h); \tag{34}$$

$$t_{ew} = t_{\max(h)}, \tag{35}$$

где $t_{\min}(h)$ и $t_{\max}(h)$ — средняя минимальная и максимальная температуры почвы на глубинах (по вытяжным термометрам), принимаемые в зависимости от глубины h заложения подземной части сооружения или по данным служб по гидрометеорологии и мониторингу окружающей среды государств — членов ЕАЭС[3].

---

[1] В Российской Федерации действует СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия» (карты 4 и 5, приложение Е).

[2] В Российской Федерации действует СП 131.13330.2020 «СНиП 23-01-99* Строительная климатология» (таблица 5.1).

[3] В Российской Федерации — в соответствии с данными Росгидромета.

При расчетах подземной части сооружений следует принимать

$$\theta_1 = \theta_2 = \theta_3 = \theta_4 = \theta_5 = 0.$$

При глубинах более 5 м суточные и сезонные изменения температуры почвы допускается не учитывать.

Примечания

1 При отсутствии данных для места строительства значения A_I, A_{VII}, $t_{min}(h)$ и $t_{max}(h)$ следует принимать по данным служб по гидрометеорологии и мониторингу окружающей среды государств — членов ЕАЭС[1)] или по данным для ближайшего указанного в таблицах населенного пункта.

2 Промежуточные значения для глубины h определяют интерполяцией.

14.5 Приращения θ_4 и θ_5 °С, следует определять по формулам:

$$\theta_4 = 0{,}05\rho S_{max} k; \quad (36)$$

$$\theta_5 = 0{,}05\rho S_{max}(1 - k), \quad (37)$$

где ρ — коэффициент поглощения солнечной радиации материалом наружной поверхности конструкции, принимаемый по таблице 23;

S_{max} — максимальное значение суммарной (прямой, рассеянной и отраженной) солнечной радиации, Вт · ч/м^2, принимаемое для горизонтальных поверхностей — по таблице 24, для вертикальных поверхностей различной ориентации — по таблице 25;

k — коэффициент, принимаемый по таблице 26.

Таблица 23 — Коэффициенты поглощения солнечной радиации материалом наружной поверхности ограждающей конструкции

Материал наружной поверхности ограждающей конструкции	Коэффициент поглощения солнечной радиации ρ
Алюминий	0,50
Хризотилцементные листы	0,65
Асфальтобетон	0,90
Бетоны	0,70
Дерево неокрашенное	0,60
Защитный слой рулонной кровли из светлого гравия	0,65
Кирпич глиняный красный	0,70
Кирпич силикатный	0,60
Облицовка природным камнем белым	0,45
Окраска силикатная темно-серая	0,70
Окраска известковая белая	0,30
Плитка облицовочная керамическая	0,80
Плитка облицовочная стеклянная синяя	0,60
Плитка облицовочная белая или палевая	0,45
Рубероид с песчаной посыпкой	0,90
Сталь листовая, окрашенная белой краской	0,45
Сталь листовая, окрашенная темно-красной краской	0,80
Сталь листовая, окрашенная зеленой краской	0,60
Сталь кровельная оцинкованная	0,65
Стекло облицовочное	0,70
Штукатурка известковая темно-серая или терракотовая	0,70
Штукатурка цементная светло-голубая	0,30
Штукатурка цементная темно-зеленая	0,60
Штукатурка цементная кремовая	0,40

[1)] В Российской Федерации — в соответствии с данными Росгидромета.

Таблица 24 — Суммарная солнечная радиация (прямая и рассеянная) в июле месяце на горизонтальную поверхность при безоблачном небе, Вт · ч/м^2 (максимальная часовая сумма)

Географическая широта, град. с. ш.															
38	40	42	44	46	48	50	52	54	56	58	60	62	64	66	68
987	968	950	931	913	895	876	858	839	821	803	784	766	748	729	711

Таблица 25 — Суммарная солнечная радиация (прямая, рассеянная и отраженная), поступающая в июле месяце на вертикальную поверхность при безоблачном небе, Вт · ч/м^2 (максимальная часовая сумма)

Географическая широта, град. с. ш.								
	38	40	42	44	46	48	50	52
Южная ориентация	389	415	440	465	490	51	540	566
Восточная и западная ориентации	731	737	742	748	754	760	765	771
Северная ориентация	209	209	205	203	204	206	211	219
Географическая широта, град. с. ш.								
	54	56	58	60	62	64	66	68
Южная ориентация	591	616	641	666	691	717	742	767
Восточная и западная ориентации	777	783	789	794	800	806	812	817
Северная ориентация	22	240	254	27	288	309	331	356

Таблица 26 — Значения коэффициента k

Конструкции зданий	Коэффициент k
Металлические	0,7
Железобетонные, бетонные, армокаменные и каменные толщиной, см:	
до 15	0,6
от 15 до 39	0,4
свыше 40	0,3

14.6 Начальную температуру, соответствующую замыканию конструкции или ее части в законченную систему, в теплое t_{0w} и холодное t_{0c} время года следует определять по формулам:

$$t_{0w} = 0{,}8t_{VII} + 0{,}2t_{I}; \quad (38)$$

$$t_{0c} = 0{,}2t_{VII} + 0{,}8t_{I}, \quad (39)$$

где t_I, t_{VII} — многолетние средние месячные температуры воздуха в январе и июле, принимаемые для надземной части сооружений в соответствии с требованиями нормативных документов государств — членов ЕАЭС[1)].

Для подземной части сооружений $t_{VII} = t_{max}(h)$; $t_I = t_{min}(h)$.

Примечания

1 При наличии данных о календарном сроке замыкания конструкции, порядке производства работ и других начальную температуру допускается уточнять в соответствии с этими данными.

2 При отсутствии данных для места строительства значения t_I, t_{VII} принимают по данным служб по гидрометеорологии и мониторингу окружающей среды государств — членов ЕАЭС[2)] или по данным для ближайшего населенного пункта.

[1)] В Российской Федерации действует СП 131.13330.2020 «СНиП 23-01-99* Строительная климатология» (таблица 5.1).

[2)] В Российской Федерации в соответствии с данными Росгидромета.

14.7 Температурные климатические воздействия с пониженными нормативными значениями необходимо устанавливать в соответствии с указаниями 14.2—14.6 при условии: $\theta_1 = \theta_2 = \theta_3 = \theta_4 = \theta_5 = 0$; $t_{ew} = t_{VII}$, $t_{ec} = t_1$.

14.8 Коэффициент надежности по нагрузке γ_f для температурных климатических воздействий Δt и ϑ следует принимать равным 1,1.

15 Нагрузки от взрыва

15.1 Общие положения

15.1.1 Взрывные нагрузки следует относить к нормируемым (проектным) особым воздействиям в том случае, если расчетные значения их параметров и распределение по поверхности и (или) объему сооружения установлены в настоящем стандарте, нормативных документах на проектирование конструкций или задании на проектирование.

15.1.2 Перечень взрывных нагрузок и их параметров, учитываемых для зданий и сооружений класса КС-3, а также зданий класса КС-2 с массовым пребыванием людей (по классификации ГОСТ 27751) устанавливают в задании на проектирование.

15.1.3 При проектировании сооружений транспорта и жизнеобеспечения населенных пунктов следует учитывать возможные последствия действия взрывных нагрузок в комбинации с другими особыми воздействиями, сопутствующими взрыву.

15.2 Внутренний взрыв

15.2.1 Взрывные воздействия необходимо учитывать при проектировании зданий и инженерных сооружений с газоснабжением, опасных производственных объектов с обращением нефти и нефтепродуктов, а также предназначенных для хранения или транспортирования взрывчатых веществ (например, химические лаборатории, бункеры, канализационные системы, дорожные и железнодорожные туннели).

Несущие конструкции указанных сооружений следует проектировать таким образом, чтобы исключить возможность прогрессирующего обрушения в результате взрыва внутри помещений.

15.2.2 Взрывы газа внутри замкнутых помещений без проемов

В качестве расчетной нагрузки при взрывах газа в замкнутых пустых помещениях (без окон, дверей и т. д.) с равнопрочными ограждениями необходимо учитывать максимальное статическое давление на несущие и ограждающие конструкции, принимаемое равным 1,1 МПа.

Указанное значение взрывной нагрузки допускается уточнять в задании на проектирование в зависимости от назначения помещений и состава взрывоопасной топливовоздушной смеси.

Взрывные воздействия допускается рассматривать как равномерно распределенное давление по площади ограждения.

В замкнутых загроможденных помещениях большого объема или многокомнатных помещениях в качестве расчетной нагрузки необходимо учитывать максимальное статическое давление на несущие и ограждающие конструкции от внутреннего взрыва, принимаемое равным 3,0 МПа, в том случае, если минимальный размер помещения L (длина, высота, ширина) удовлетворяет соотношению

$$L > 7\lambda, \tag{40}$$

где λ — длина детонационной ячейки топливовоздушной смеси, м, для условий в помещении (начальная температура, давление, химический состав), определяемая в задании на проектирование.

15.2.3 В помещениях категорий А и Б по ГОСТ 34737—2021 (приложение А, таблица А.2) по взрывопожарной и пожарной опасности следует предусматривать наружные легкосбрасываемые ограждающие конструкции, которые следует выполнять в соответствии с требованиями нормативных документов государств — членов ЕАЭС.

15.3 Внешний взрыв

15.3.1 При взрыве в открытом пространстве (внешний взрыв) конденсированных взрывчатых веществ или топливно-воздушных смесей на здания и сооружения действуют нагрузки, инициированные воздушной ударной или взрывной волной, которые необходимо учитывать при проектировании.

Основными расчетными параметрами нагрузки при внешнем взрыве в атмосфере с начальным давлением p_0, являются следующие параметры, определяемые по профилю давления-время в заданной точке $p_i(t)$ без учета взаимодействия с рассматриваемым (проектируемым) зданием, сооружением:

- максимальное (пиковое) избыточное давление в падающей ударной/взрывной волне p_{max};
- продолжительность фазы сжатия t_p;
- импульс фазы сжатия $I_0 = \int_0^{t_p} [p_i(t) - p_0]dt$.

Указанные характеристики, а также вид воздействия (ударная или взрывная волна) устанавливают в результате количественной оценки риска взрыва топливно-воздушных смесей, разрыва оборудования, работающего под избыточным давлением (физический взрыв) или взрывчатых веществ.

Другие поражающие факторы при взрыве (например, действие осколков взрывного устройства, обломков разрушенных объектов, находящихся между эпицентром взрыва и сооружением, осколков оконных стекол, дверей, перекрытий, покрытий, перегородок и т. д.), вызванные возможным разрушением элементов конструкций, следует учитывать при разработке системы превентивных мер, уменьшающих риски для жизни и здоровья людей и снижающих возможный экономический ущерб.

Для зданий с проемами следует учитывать также воздействия от внешнего взрыва на внутренние элементы конструкций. При этом расчетное значение эквивалентной статической взрывной нагрузки, действующей в сторону, противоположную нагрузкам на фронтальную поверхность, определяют по формуле:

$$\rho_{b,i} = 0{,}2\rho_{max}k_d, \quad (41)$$

где k_d — коэффициент динамичности (см. 15.3.4).

Нагрузку от внешнего взрыва, действующую на выступающие части наружных стен в местах расположения входов, на стены тамбур-шлюзов и тамбуров, на ограждающие конструкции аварийных выходов и защитно-герметические двери, следует принимать в соответствии с требованиями нормативных документов государств — членов ЕАЭС[1)].

Расчетные значения взрывных нагрузок приведены в 15.3.2—15.3.4. Указанные здесь значения взрывных нагрузок допускается уточнять с учетом изменения параметров воздействия во времени на основе динамического расчета зданий и сооружений методами численного моделирования (вычислительной гидродинамики) путем решения сопряженной задачи взаимодействия ударной/взрывной волны и возникающего при взрыве течения среды со всем зданием (сооружением) в целом, принимая при этом во внимание отражение, огибание и проникновение волн внутрь здания (при наличии такой возможности).

15.3.2 В зависимости от формы и характерных размеров конструкции B расчетные значения взрывных нагрузок p_d следует задавать, используя одну из трех моделей:

а) Для линейных сооружений или элементов конструкций, имеющих минимальный характерный размер $B \le 0{,}3$ м в направлении, перпендикулярном к движению взрывной или ударной волны, нагрузку p_b рассматривают как силу лобового сопротивления p_d элемента конструкции:

$$p_d = k_d c_d q_0; \quad (42)$$

$$q_0 = 2{,}5\frac{p_{max}^2}{7p_0 + p_{max}}, \quad (43)$$

где q_0 — динамическое давление;

c_d — коэффициент лобового сопротивления, приведенный в таблице 27;

k_d — коэффициент динамичности, принимаемый согласно 15.3.4;

p_0 — атмосферное давление, принимаемое равным 101,325 кПа.

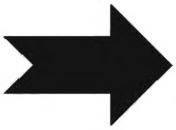
Нагрузку от внешнего взрыва, действующую на выступающие части наружных стен в местах расположения входов, на стены тамбур-шлюзов и тамбуров, на ограждающие конструкции аварийных выходов и защитно-герметические двери, следует принимать в соответствии с требованиями нормативных документов государств — членов ЕАЭС[1)].

Нагрузку от внешнего взрыва, действующую на выступающие части наружных стен в местах расположения входов, на стены тамбур-шлюзов и тамбуров, на ограждающие конструкции аварийных вы-

[1)] В Российской Федерации действует СП 88.13330 «СНиП II-11-77* Защитные сооружения гражданской обороны».

ходов и защитно-герметические двери, следует принимать в соответствии с требованиями нормативных документов государств — членов ЕАЭС[1)].

Таблица 27 — Коэффициенты лобового сопротивления

Направление движения взрывной или ударной волны	Форма элемента	Коэффициент лобового сопротивления c_d
		1,8
		2,0
		2,0
		1,2

Для других геометрических форм коэффициент c_d определяют в рамках научно-технического сопровождения проектирования.

б) Для пространственных зданий и сооружений высотой $H > 3$ м, имеющих прямоугольную форму в плане и характерный размер $B > 3$ м в направлении, перпендикулярном к движению взрывной волны (см. рисунок 13), расчетные значения взрывной нагрузки p_b определяются следующим образом:

- для фронтальной поверхности сооружения

$$p_b = k_d p_{s,f}, \tag{44}$$

- для остальных (не фронтальных) поверхностей сооружений

$$P_b = k_d p_{s,0}, \tag{45}$$

где $p_{s,f}$ и $p_{s,0}$ определяют по формулам (47) и (48) соответственно;

k_d — определено в 15.3.4.

Примечания

1 Нагрузки $p_{s,f}$ и $p_{s,0}$ прикладываются по нормали к соответствующей поверхности сооружения (см. рисунок 3).

2 Для зданий и сооружений непрямоугольной геометрической формы нагрузки $p_{s,f}$ и $p_{s,0}$ определяют в рамках научно-технического сопровождения проектирования.

в) Для сооружений или элементов конструкций, имеющих характерный размер 0,3 м ≤ $B < 3$ м, в направлении, перпендикулярном к движению взрывной или ударной волны, величину p_b определяют по формуле:

$$p_b = k_d(p_{s,f} + p_d), \tag{46}$$

где p_d и $p_{s,f}$ определяют согласно формулам (42) и (47) соответственно;

k_d — коэффициент динамичности (см. 15.3.4).

15.3.3 Расчетные значения параметров $p_{s,f}$ и $p_{s,0}$ взрывных нагрузок определяют следующим образом:

$$p_{s,f} = 2\frac{4p_{\max} + 7p_0}{p_{\max} + 7p_0}p_{\max}; \tag{47}$$

$$p_{s,0} = \nu p_{max} + c_e q_0, \tag{48}$$

где ν — коэффициент ослабления взрывной или ударной волны для конструкции длиной (см. рисунок 4); при $L_b/L > 10\nu$ принимают 0,95;

[1)] В Российской Федерации действует СП 88.13330 «СНиП II-11-77* Защитные сооружения гражданской обороны».

c_e — коэффициент, определяемый по таблице 41;
q_0 — динамическое давление, определяемое по формуле (43).

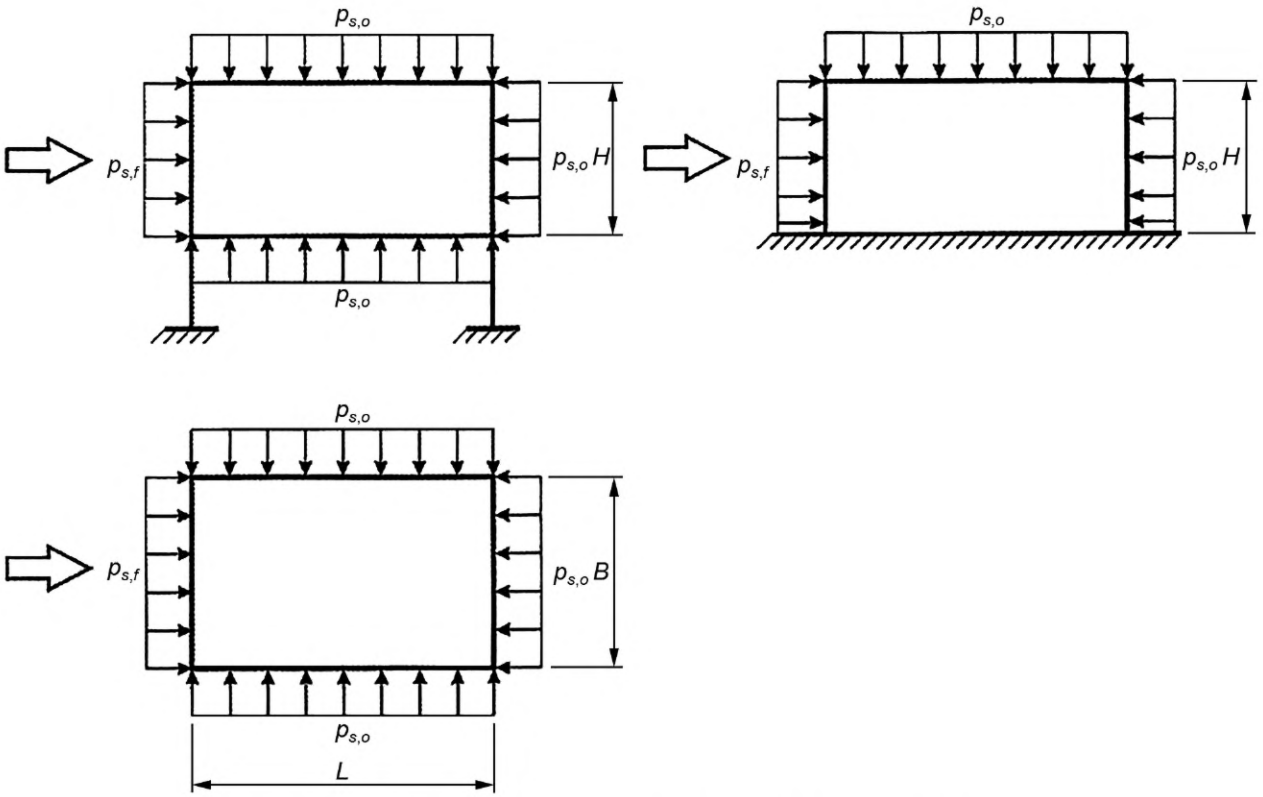


Рисунок 3 — Направления действия взрывных воздействий

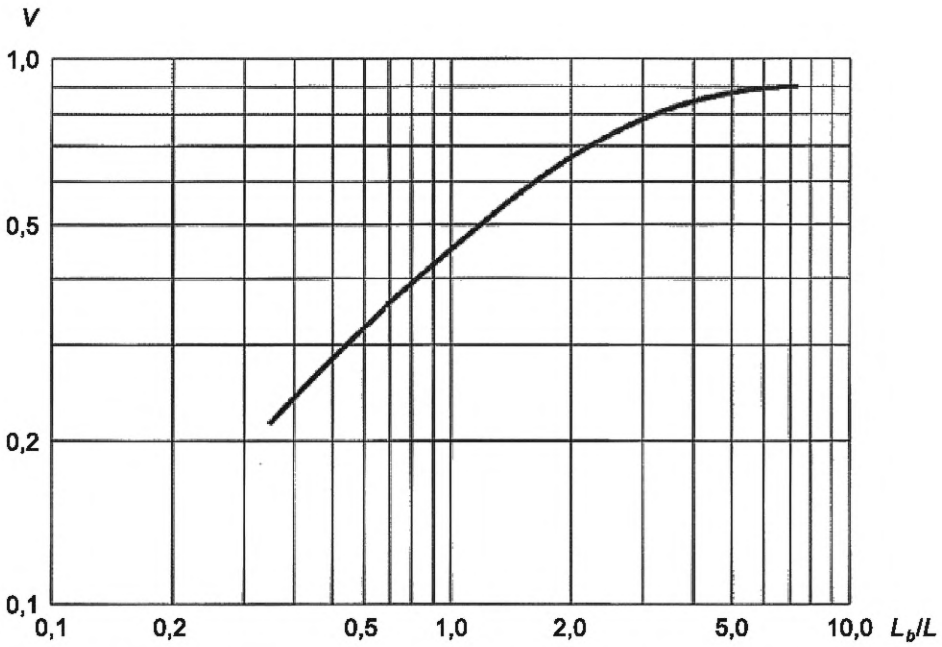


Рисунок 4 — Зависимость коэффициента ослабления взрывной волны от отношения длины конструкции и характерной длины взрывной волны L_b

Таблица 28 — Значения коэффициента сопротивления c_e

Динамическое пиковое давление p_{max}, кПа	Коэффициент бокового сопротивления c_e
0—175	0,4
175—350	0,3
>350	0,2

Характерную длину взрывной волны L_b и характерную скорость V фронта взрывной волны определяют по формулам:

$$L_b = Vt_p; \tag{49}$$

$$V = a_0\sqrt{\left(1+\frac{6p_{max}}{7p_0}\right)}, \tag{50}$$

где a_0 = 344 м/с — скорость звука в воздухе.

15.3.4 Значение коэффициента динамичности k_d для расчетных взрывных нагрузок, указанных в перечислениях а) и в) 15.3.2, при расчете на действие взрывных волн следует принимать равным 1,5; при расчете на действие ударных волн — равным 2,0; для любого типа расчетных взрывных нагрузок, указанных в перечислении б) 15.3.2, — равным 1,0.

Примечание — Численные значения коэффициента динамичности k_d допускается уточнять на основе результатов динамических расчетов сооружений на взрывные воздействия с учетом их изменения во времени и допустимого уровня повреждений конструкций.

16 Прочие нагрузки

Нагрузки и воздействия, не включенные в настоящий стандарт (специальные технологические нагрузки, вибрационные нагрузки от всех видов транспорта, влажностные и усадочные воздействия, нагрузки, создаваемые пожаром, нагрузки от отложения производственной пыли, от вулканического пепла, песка в пустынных районах), устанавливают в иных нормах проектирования строительных конструкций, задании на проектирование или в рекомендациях, разработанных в рамках научно-технического сопровождения.

17 Прогибы и перемещения

Нормы настоящего раздела устанавливают предельные прогибы и перемещения несущих и ограждающих конструкций зданий и сооружений при расчете по второй группе предельных состояний при действии статических нагрузок.

Примечание — Требования по ограничению уровня колебаний конструкций устанавливают в нормах проектирования, санитарных нормах или задании на проектирование.

Положения настоящего раздела не распространяются на опоры воздушных линий электропередачи, открытых распределительных устройств и антенных сооружений связи.

17.1 Общие указания

17.1.1 При расчете строительных конструкций должно быть выполнено условие

$$f \le f_u, \tag{51}$$

где f — прогиб (выгиб) и перемещение элемента конструкции (или конструкции в целом), определяемые с учетом факторов, влияющих на их значения, в соответствии с приложением Ж;

f_u — предельный прогиб (выгиб) или перемещение, устанавливаемые настоящими нормами.

Расчет необходимо проводить исходя из следующих требований:

а) технологических (обеспечение условий нормальной эксплуатации технологического и подъемно-транспортного оборудования, контрольно-измерительных приборов и т. д.);

б) конструктивных (обеспечение целостности примыкающих друг к другу элементов конструкций и их стыков, обеспечение заданных уклонов);

в) физиологических (предотвращение вредных воздействий и ощущений дискомфорта при колебаниях);

г) эстетико-психологических (обеспечение благоприятных впечатлений от внешнего вида конструкций, предотвращение ощущения опасности).

Каждое из указанных требований должно быть выполнено при расчете независимо от других.

17.1.2 Расчетные ситуации, для которых следует определять прогибы и перемещения, соответствующие им нагрузки, а также требования, касающиеся строительного подъема, приведены в Ж.1.5.

17.1.3 Прогибы элементов конструкций не ограничиваются исходя из эстетико-психологических требований, если не ухудшают внешний вид конструкций (например, мембранные покрытия, наклонные козырьки, конструкции с провисающим или приподнятым нижним поясом) или если элементы конструкций скрыты от обзора.

Примечание — Целостность кровельного ковра для всех типов покрытий следует обеспечивать конструктивными мероприятиями (например, использованием компенсаторов, созданием неразрезности элементов покрытия), а не повышением жесткости несущих элементов.

17.1.4 Прогибы элементов покрытий должны быть такими, чтобы, несмотря на их наличие, был обеспечен уклон кровли не менее 1/200 в одном из направлений (кроме случаев, оговоренных в других нормативных документах).

17.1.5 Коэффициент динамичности для нагрузок от погрузчиков, электрокаров, мостовых и подвесных кранов следует принимать равным единице.

17.2 Предельные прогибы

17.2.1 Предельные прогибы элементов конструкций покрытий и перекрытий, ограничиваемые исходя из технологических, конструктивных и физиологических требований, следует отсчитывать от изогнутой оси, соответствующей состоянию элемента в момент приложения нагрузки, от которой вычисляют прогиб, а ограничиваемые исходя из эстетико-психологических требований — от прямой, соединяющей опоры этих элементов (см. также Ж.1.7).

17.2.2 Расстояние (зазор) от верхней точки тележки мостового крана до нижней точки прогнутых несущих конструкций покрытий (или предметов, прикрепленных к ним) должно быть не менее 100 мм.

17.2.3 Предельные прогибы для различных расчетных ситуаций приведены в Ж.2.

17.2.4 Значения предельных прогибов и перемещений зданий и их отдельных элементов, ограничиваемые исходя из технологических и конструктивных требований, приведены в приложении И.

18 Основные положения сейсмостойкого проектирования

18.1 При проектировании зданий и сооружений надлежит:

- применять материалы, конструкции и конструктивные схемы, обеспечивающие снижение сейсмических нагрузок, в том числе системы сейсмоизоляции, динамического демпфирования и другие эффективные системы регулирования сейсмической реакции;
- принимать симметричные конструктивные и объемно-планировочные решения с равномерным распределением нагрузок на перекрытия, масс и жесткостей конструкций в плане и по высоте;
- располагать стыки элементов вне зоны максимальных усилий, обеспечивать монолитность, однородность и непрерывность конструкций;
- предусматривать условия, облегчающие развитие в элементах конструкций и их соединениях пластических деформаций, обеспечивающие устойчивость сооружения.

При назначении зон пластических деформаций и локальных разрушений следует принимать конструктивные решения, снижающие риск прогрессирующего обрушения сооружения или его частей и обеспечивающие живучесть сооружений при сейсмических воздействиях.

Не следует применять конструктивные решения, допускающие обрушение сооружения в случае разрушения или недопустимого деформирования одного несущего элемента.

Примечания

1 Для сооружений, состоящих из более чем одного динамически независимого блока, классификация и соответствующие признаки относятся к одному отдельному динамически независимому блоку. Под «отдельным динамически независимым блоком» подразумевают здание.

2 При выполнении расчетных и конструктивных требований настоящего стандарта расчеты на прогрессирующее обрушение зданий и сооружений не требуются, за исключением случаев, предусмотренных законодательством государств — членов ЕАЭС.

18.2 Нормативную интенсивность сейсмических воздействий в баллах (фоновую сейсмичность) для района строительства следует принимать в соответствии с требованиями нормативных документов государств — членов ЕАЭС[1)], утвержденных в установленном порядке.

18.3 Расчетную сейсмичность площадки строительства объекта повышенного уровня ответственности при нормативной сейсмичности района строительства 6 баллов и более следует устанавливать по результатам СМР, выполняемого в составе инженерных изысканий, с учетом сейсмотектонических, грунтовых и гидрогеологических условий.

Расчетную сейсмичность площадки строительства объектов следует определять с учетом данных таблицы 29.

18.4 Площадки строительства, в пределах которых отмечены тектонические нарушения, перекрытые чехлом рыхлых отложений мощностью менее 10 м, участки с крутизной склонов более 15°, с оползнями, обвалами, осыпями, карстом, селями, участки, сложенные грунтами категорий III и IV, являются неблагоприятными в сейсмическом отношении.

Таблица 29 — Расчетная сейсмичность площадки строительства

Категория грунта по сейсмическим свойствам	Грунты	Дополнительная характеристика сейсмических свойств грунтов		Расчетная сейсмичность площадки при сейсмичности района, баллы		
		Сейсмическая жесткость ρV_s, г/см^3 · м/с	Скорость поперечных волн V_s, м/с. Отношение скоростей продольных и поперечных волн, V_p/V_s	7	8	9
I	Скальные грунты (в том числе многолетнемерзлые и многолетнемерзлые оттаявшие) невыветрелые и слабовыветрелые; крупнообломочные грунты плотные, маловлажные из магматических пород, содержащие до 30 % песчано-глинистого заполнителя; выветрелые и сильновыветрелые скальные и дисперсные твердомерзлые (многолетнемерзлые) грунты при температуре минус 2 °С и ниже при строительстве и эксплуатации по принципу I (сохранение грунтов основания в мерзлом состоянии)	> 1500	> 700 1,7—2,2	7	7	8
II	Скальные грунты выветрелые и сильновыветрелые, в том числе многолетнемерзлые, кроме отнесенных к категории I; крупнообломочные грунты, за исключением отнесенных к категории I, пески гравелистые, крупные и средней крупности плотные и средней плотности маловлажные и влажные; пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности маловлажные; глинистые грунты с показателем консистенции $I_L \leq 0,5$ при коэффициенте пористости e < 0,9 для глин и суглинков и e < 0,7 — для супесей; многолетнемерзлые нескальные грунты пластичномерзлые или сыпучемерзлые, а также твердомерзлые при температуре выше минус 2 °С при строительстве и эксплуатации по принципу I	350—1500	250—700 1,7—2,2 (неводонасыщенные) 2,2—3,5 (водонасыщенные)	7	8	9

[1)] В Российской Федерации действует СП 14.13330.2018 «СНиП II-7-81* Строительство в сейсмических районах» (приложение А).

Окончание таблицы 29

Категория грунта по сейсмическим свойствам	Грунты	Дополнительная характеристика сейсмических свойств грунтов		Расчетная сейсмичность площадки при сейсмичности района, баллы		
		Сейсмическая жесткость ρV_s, г/см^3 · м/с	Скорость поперечных волн V_s, м/с. Отношение скоростей продольных и поперечных волн, V_p/V_s	7	8	9
III	Пески рыхлые независимо от степени влажности и крупности; пески гравелистые, крупные и средней крупности, плотные и средней плотности водонасыщенные; пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности влажные и водонасыщенные; глинистые грунты с показателем консистенции I_L > 0,5; глинистые грунты с показателем консистенции $I_L \leq 0,5$ при коэффициенте пористости e ≥ 0,9 — для глин и суглинков и e ≥ 0,7 — для супесей; многолетнемерзлые дисперсные грунты при строительстве и эксплуатации по принципу II (допускается оттаивание грунтов основания)	200—350	150—250 3,5—7	8	9	>9
IV	Наиболее динамически неустойчивые разновидности песчано-глинистых грунтов, указанные в категории III, склонные к разжижению при сейсмических воздействиях	<200	60—150 7—15	8 <*>	9 <*>	>9 <*>

<*> Грунты с большей вероятностью склонны к разжижению и потере несущей способности при землетрясениях интенсивностью более 6 баллов.

Примечания

1 Скорости V_p и V_s, а также величина сейсмической жесткости грунта являются средневзвешенными значениями для 30-метровой толщи, считая от планировочной отметки.

2 В случае многослойного строения грунтовой толщи грунтовые условия участка относят к более неблагоприятной категории, если в пределах верхней 30-метровой толщи (считая от планировочной отметки) слои, относящиеся к этой категории, имеют суммарную мощность более 10 м.

3 При отсутствии данных о консистенции, влажности, сейсмической жесткости, скоростях V_p и V_s глинистые и песчаные грунты при положении уровня грунтовых вод выше 5 м относятся к категории III или IV по сейсмическим свойствам.

4 При прогнозировании подъема уровня грунтовых вод и обводнения грунтов (в том числе просадочных) категорию грунтов следует определять в зависимости от свойств грунта в замоченном состоянии.

5 При строительстве на многолетнемерзлых грунтах по принципу II грунты основания следует рассматривать по фактическому их состоянию после оттаивания.

6 Если по результатам инженерных изысканий на площадке, расположенной в районе с нормативной сейсмичностью 6 баллов по карте А, грунты по их описанию соответствуют грунтам категории III или IV по сейсмическим свойствам, расчетную сейсмичность площадки следует определять по результатам СМР, выполняемого в составе инженерных изысканий.

При необходимости строительства зданий и сооружений на таких площадках следует принимать дополнительные меры по укреплению их оснований, усилению конструкций и инженерной защите территории от опасных геологических процессов.

18.5 Тип фундамента, его конструктивные особенности и глубина заложения не могут быть основой для изменения категории площадки строительства по сейсмическим свойствам.

При выполнении специальных инженерных мероприятий по укреплению грунтов оснований на локальном участке категория грунта по сейсмическим свойствам должна быть определена по результатам СМР.

18.6 Системы сейсмоизоляции следует предусматривать с применением одного или нескольких типов сейсмоизолирующих и (или) демпфирующих устройств, в зависимости от конструктивного ре-

шения и назначения сооружения (жилые здания, промышленные сооружения и др.), вида строительства — новое строительство, реконструкция, усиление, а также от сейсмологических и грунтовых условий площадки.

Здания и сооружения с применением систем сейсмоизоляции следует возводить, как правило, на грунтах категорий I и II по сейсмическим свойствам. В случае необходимости строительства на площадках, сложенных грунтами категорий III и IV, необходимо специальное обоснование.

Проектирование зданий и сооружений с системами сейсмоизоляции следует выполнять при научном сопровождении профильной организации.

18.7 Для получения достоверной информации о работе конструкций и колебаниях грунтов, прилегающих к зданиям и сооружениям, при интенсивных землетрясениях в проектах зданий и сооружений повышенного уровня ответственности, перечисленных в позиции 1 таблицы 30, следует предусматривать установку инженерно-сейсмометрических станций наблюдения за динамическим поведением конструкций и прилегающих грунтов.

Таблица 30 — Классификация объектов в сейсмических районах по их назначению

Назначение сооружения или здания	Значение коэффициента K_0	
	при расчете на РЗ, не менее	при расчете на КЗ
1 Объекты: - объекты инфраструктуры воздушного транспорта, являющиеся особо опасными, технически сложными объектами; - портовые гидротехнические сооружения, относящиеся к объектам инфраструктуры морского порта, за исключением объектов инфраструктуры морского порта, предназначенных для стоянок и обслуживания маломерных, спортивных парусных и прогулочных судов; - опасные производственные объекты, подлежащие регистрации в государственном реестре в соответствии с требованиями нормативных документов государств — членов ЕАЭС о промышленной безопасности опасных производственных объектов; - сооружения с пролетами более 100 м	1,2	2,0
2 Здания и сооружения: - объекты капитального строительства инфраструктуры железнодорожного транспорта общего пользования, являющиеся особо опасными, технически сложными объектами; - объекты капитального строительства, в проектной документации которых предусмотрена хотя бы одна из следующих характеристик: а) наличие консоли более чем 20 м; б) заглубление подземной части (полностью или частично) ниже планировочной отметки земли более чем на 15 м; - объекты, функционирование которых необходимо при землетрясении и ликвидации его последствий системы энерго- и водоснабжения; сооружения пожаротушения, газоснабжения; сооружения, содержащие большое количество токсичных или взрывчатых веществ, которые могут быть опасными для населения; имеющие оборудование для применения в аварийных ситуациях; - здания хранилищ; сооружения с пролетом более 60 м; жилые, и административно-бытовые здания; мачты и башни сооружений связи и телерадиовещания высотой более 100 м, не вошедшие в «сооружения связи, являющиеся особо опасными, технически сложными»; трубы высотой более 100 м; - другие здания и сооружения, разрушения которых могут привести к тяжелым экономическим, социальным и экологическим последствиям	1,1	1,5
3 Другие здания и сооружения, не указанные в позициях 1 и 2	1,0	1,0
4 Здания и сооружения: временного (сезонного) назначения, а также здания и сооружения вспомогательного применения, связанные с осуществлением строительства или реконструкции здания или сооружения	0,8	—
Примечания 1 Заказчик по указаниям нормативных и ведомственных документов или по представлению генерального проектировщика относит сооружения по назначению к позиции 3 таблицы.		

Окончание таблицы 30

2 Идентификация зданий и сооружений по принадлежности к опасным производственным объектам — в соответствии с требованиями промышленной безопасности опасных производственных объектов государств — членов ЕАЭС[1)].
[1)] В Российской Федерации действует Федеральный закон от 21 июля 1997 г. № 116-ФЗ «О промышленной безопасности опасных производственных объектов».

19 Расчетные сейсмические нагрузки

19.1 Расчет конструкций и оснований зданий и сооружений, проектируемых для строительства в сейсмических районах, должен быть выполнен на основные и особые сочетания нагрузок с учетом расчетной сейсмической нагрузки.

При расчете зданий и сооружений на особое сочетание нагрузок значения расчетных нагрузок следует умножать на коэффициенты сочетаний, принимаемые по таблице 31. Нагрузки, соответствующие сейсмическому воздействию, следует рассматривать как знакопеременные нагрузки.

Таблица 31 — Коэффициенты сочетаний нагрузок

Вид нагрузок	Значение коэффициента n_c
Постоянные	0,9
Временные длительные	0,8
Кратковременные (на перекрытия и покрытия)	0,5

Горизонтальные нагрузки от масс на гибких подвесках, температурные климатические воздействия, ветровые нагрузки, динамические воздействия от оборудования и транспорта, тормозные и боковые усилия от движения кранов при этом не учитывают.

При определении расчетной вертикальной сейсмической нагрузки следует учитывать массу моста крана, массу тележки, а также массу груза, равного грузоподъемности крана, с коэффициентом 0,3.

Расчетную горизонтальную сейсмическую нагрузку от массы мостов кранов следует учитывать в направлении, перпендикулярном к оси подкрановых балок. Снижение крановых нагрузок, предусмотренное требованиями нормативных документов государств — членов ЕАЭС[1)], при этом не учитывают.

19.2 При выполнении расчетов сооружений с учетом сейсмических воздействий следует применять две расчетные ситуации:

а) сейсмические нагрузки соответствуют РЗ. Целью расчетов на воздействие РЗ является определение (принятие) проектных решений, позволяющих предотвратить частичную или полную потерю эксплуатационных свойств сооружением. Расчетные модели сооружений следует принимать соответствующими упругой области деформирования. Расчеты зданий и сооружений на особые сочетания нагрузок следует выполнять на нагрузки, определяемые в соответствии с 19.5, 19.9, 19.11. При выполнении расчета в частотной области суммарные инерционные нагрузки (усилия, моменты, напряжения, перемещения), соответствующие сейсмическому воздействию, следует вычислять по формуле (59);

б) сейсмические нагрузки соответствуют КЗ. На действие КЗ рассчитывают законструированные по результатам РЗ сечения и элементы здания, сооружения. Целью расчетов на КЗ является оценка общей устойчивости, неизменяемости, однородности конструкций сооружения, допустимость уровня ускорений, перемещений, скоростей в элементах здания, сооружения, способность конструкций здания к перераспределению внешнего сейсмического воздействия за счет формирования пластических шарниров и иных нелинейных эффектов.

19.2.1 Расчеты по перечислению а) 19.2 следует выполнять для всех зданий и сооружений.

Расчеты по перечислению б) 19.2 следует применять для зданий и сооружений, перечисленных в позициях 1 и 2 таблицы 30.

При выполнении расчетов по уровням РЗ и КЗ принимают одну карту сейсмичности района строительства в соответствии с 18.3.

[1)] В Российской Федерации действует СП 20.13330. «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия»; также в Российской Федерации — в соответствии с данными Росгидромета.

19.2.2 Расчеты, соответствующие КЗ, следует выполнять: во временной области с применением инструментальных или синтезированных акселерограмм, по теории предельного равновесия с учетом 19.5 или с использованием иных научно обоснованных методов.

Методика расчета сооружений на воздействия, соответствующие КЗ, во временной области с применением инструментальных или синтезированных акселерограмм приведена в приложении К.

При расчете на КЗ следует задавать жесткостные характеристики конструкций здания, соответствующие прогнозируемому или назначаемому уровню деформирования или повреждения его элементов. Учет нелинейного характера зависимости между величиной внешнего воздействия и деформациями (перемещениями) конструкций может быть выполнен как путем прямого задания диаграммы деформирования, так и с применением различных способов линеаризации. Для расчетов во временной области максимальные амплитуды инструментальных или синтезированных ускорений в уровне основания сооружения следует принимать не менее 1,0; 2,0 или 4,0 м/с^2 при сейсмичности площадок строительства 7, 8 и 9 баллов соответственно и умножать на коэффициент K_0 по таблице 30.

При выполнении расчетов по теории предельного равновесия суммарные инерционные нагрузки, соответствующие сейсмическому воздействию, следует вычислять по формуле (59) и умножать на коэффициент K_0 по таблице 30.

В расчетах с учетом нагрузок, соответствующих КЗ, во временной области следует принимать коэффициент $K_1 = 1$.

19.3 Сейсмические воздействия могут иметь любое направление в пространстве.

Для зданий и сооружений с простым конструктивно-планировочным решением допускается принимать расчетные сейсмические воздействия, действующие горизонтально в направлении их продольных и поперечных осей. Сейсмические воздействия в указанных направлениях допускается учитывать раздельно.

При расчете сооружений со сложным конструктивно-планировочным решением следует учитывать наиболее опасные с точки зрения максимальных значений сейсмической реакции сооружения или его частей направления сейсмических воздействий.

Примечание — Конструктивно-планировочное решение зданий и сооружений считается простым, если выполнены все нижеперечисленные условия:

а) первая и вторая формы собственных колебаний сооружения не являются крутильными относительно вертикальной оси;

б) максимальное и среднее значения горизонтальных смещений каждого перекрытия по любой из поступательных форм собственных колебаний сооружения различаются не более чем на 10 %;

в) значения периодов всех учитываемых форм собственных колебаний должны отличаться друг от друга не менее чем на 10 %;

г) выполнены требования 18.1;

д) выполнены требования таблицы 31;

е) в перекрытиях отсутствуют большие проемы, ослабляющие диски перекрытий;

ж) фундаменты здания, сооружения или их отсеков, возводимые на нескальных грунтах, устроены на одном уровне;

и) перекрытия и (или) покрытия выполнены как жесткие горизонтальные диски, расположенные на одном уровне в пределах одного отсека.

19.4 Вертикальную сейсмическую нагрузку необходимо учитывать совместно с горизонтальной при расчете:

- горизонтальных и наклонных консольных конструкций;
- рам, арок, ферм, пространственных покрытий зданий и сооружений пролетом 24 м и более;
- сооружений на устойчивость против опрокидывания или против скольжения;
- каменных конструкций (по 9.14.4).

19.5 При определении расчетных сейсмических нагрузок на здания и сооружения следует принимать РДМ конструкций, согласованные с расчетными статическими моделями конструкций и учитывающие особенности распределения нагрузок, масс и жесткостей зданий и сооружений в плане и по высоте, а также пространственный характер деформирования конструкций при сейсмических воздействиях.

Массы (вес) нагрузок и элементов конструкций в РДМ допускается принимать сосредоточенными в узлах расчетных схем. При вычислении массы необходимо учитывать только нагрузки, создающие инерционные силы.

Для зданий и сооружений с простым конструктивно-планировочным решением для расчетной ситуации РЗ расчетные сейсмические нагрузки допускается определять с применением консольной РДМ (рисунок 5).

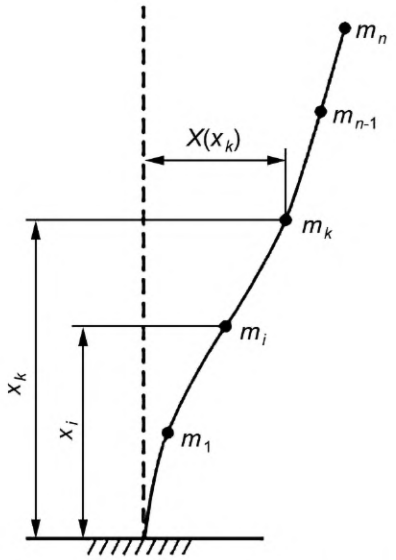


Рисунок 5 — Консольная РДМ

При расчетной ситуации КЗ необходимо применять пространственные РДМ конструкций и учитывать пространственный характер сейсмических воздействий.

Расчетные сейсмические нагрузки на здания и сооружения, имеющие сложное конструктивно-планировочное решение, следует определять с применением пространственных РДМ зданий и с учетом пространственного характера сейсмических воздействий.

Расчетную сейсмическую нагрузку (силовую или моментную) S_{ik}^{j} по направлению обобщенной координаты с номером j, приложенную к узловой точке k РДМ и соответствующую i-й форме собственных колебаний зданий или сооружений, определяют по формуле:

$$S_{ik}^{j} = K_0 K_1 S_{0ik}^{j}, \tag{52}$$

где K_0 — коэффициент, учитывающий назначение сооружения и его ответственность, принимаемый по таблице 30;

K_1 — коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений, принимаемый по таблице 32;

S_{0ik}^{j} — значение сейсмической нагрузки для i-й формы собственных колебаний здания или сооружения, определяемое в предположении упругого деформирования конструкций по формуле:

$$S_{0ik}^{j} = m_k^j A \beta_i K_\Psi \eta_{ik}^{j}, \tag{53}$$

где m_k^j — масса здания или момент инерции соответствующей массы здания, отнесенные к точке k по обобщенной координате j, определяемые с учетом расчетных нагрузок на конструкции согласно 19.1;

A — значение ускорения в уровне основания, принимаемое равным 1,0; 2,0; 4,0 м/с^2 для расчетной сейсмичности 7, 8, 9 баллов соответственно;

β_i — коэффициент динамичности, соответствующий i-й форме собственных колебаний зданий или сооружений, принимаемый в соответствии с 19.6;

K_Ψ — коэффициент, принимаемый по таблице 33;

η_{ik}^{j} — коэффициент, зависящий от формы деформации здания или сооружения при его собственных колебаниях по i-й форме, от узловой точки приложения рассчитываемой нагрузки и направления сейсмического воздействия, определяемый по 19.7, 19.8.

Примечания

1 При сейсмичности площадки 8 баллов и более, повышенной только в связи с наличием грунтов категорий III и IV, к значению S_{ik} вводится множитель 0,7, учитывающий нелинейное деформирование грунтов при сейсмических воздействиях при отсутствии данных СМР.

2 Обобщенная координата может быть линейной координатой, и тогда ей соответствует линейная масса, либо угловой, и тогда ей соответствует момент инерции массы. Для пространственной РДМ для каждого узла обычно рассматривают шесть обобщенных координат: три линейные и три угловые. При этом, как правило, считают, что массы, соответствующие линейным обобщенным координатам, одинаковы, а моменты инерции массы относительно угловых обобщенных координат могут быть различными.

3 При вычислении силовой сейсмической нагрузки S^j_{0ik} (j = 1, 2, 3) приняты следующие размерности: S^j_{0ik} [Н]; коэффициенты, входящие в формулу (53), — безразмерные.

4 При вычислении моментной сейсмической нагрузки S^j_{0ik} (j = 4, 5, 6) приняты следующие размерности: S^j_{0ik} [Н · м]; $m^i{}_k$ [кг · м^2]; η^j_{ik} [1/м]; остальные коэффициенты, входящие в формулу (53), — безразмерные.

5 $m^4_k = J^1_k$; $m^5_k = J^2_k$; $m^6_k = J^3_k$, где J^1_k, J^2_k, J^3_k — моменты инерции масс в узле k относительно 1, 2 и 3-й осей соответственно.

19.6 Значения коэффициента динамичности β_{ii} в зависимости от расчетного периода собственных колебаний T_i здания или сооружения по i-й форме при определении сейсмических нагрузок следует принимать по формулам (54) и (55) или согласно рисунку 6.

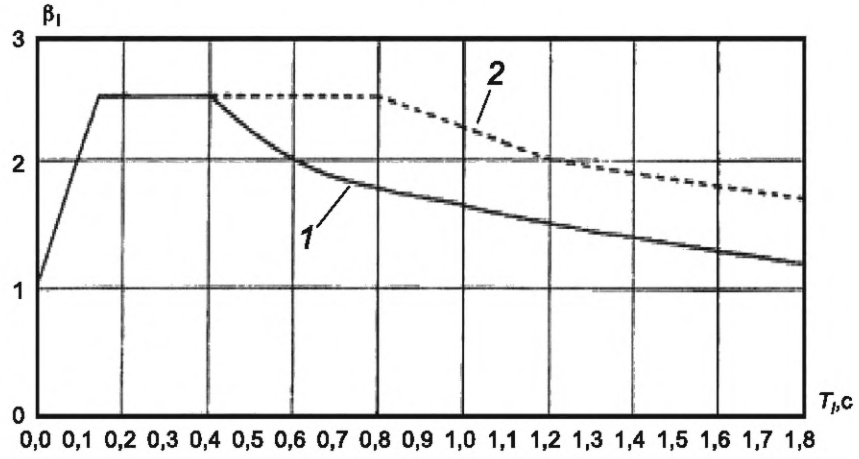


Рисунок 6 — Значения коэффициента динамичности β_i в зависимости от расчетного периода собственных колебаний T_i здания или сооружения

Для грунтов категорий I и II по сейсмическим свойствам (кривая 1) при:

$$\begin{aligned} T_i \le 0{,}1 \text{ с } \beta_i &= 1 + 15T_i; \\ 0{,}1 \text{ с} < T_i < 0{,}4 \text{ с } \beta_i &= 2{,}5; \\ T_i \ge 0{,}4 \text{ с } \beta_i &= 2{,}5(0{,}4/T_i)^{0{,}5}. \end{aligned} \qquad (54)$$

Для грунтов категорий III и IV по сейсмическим свойствам (кривая 2) при:

$$\begin{aligned} T_i \le 0{,}1 \text{ с } \beta_i &= 1 + 15T_i; \\ 0{,}1 \text{ с} < T_i < 0{,}8 \text{ с } \beta_i &= 2{,}5; \\ T_i \ge 0{,}8 \text{ с } \beta_i &= 2{,}5(0{,}8/T_i)^{0{,}5}. \end{aligned} \qquad (55)$$

Во всех случаях значения β_i должны быть приняты не менее 0,8.

Примечание — При наличии представительной информации (записей землетрясений, подробной характеристики опасных зон возможных очагов землетрясений и др.) допускается применять обоснованные значения коэффициента динамичности.

19.7 Для зданий и сооружений, рассчитываемых по пространственной РДМ, значение η^j_{ik} при равномерном поступательном сейсмическом воздействии следует определять по формуле:

$$\eta^j_{ik} = \frac{U^j_{ik} \sum\limits_{p=1}^{n} \sum\limits_{l=1}^{3} m^l_p U^l_{ip} r_l}{\sum\limits_{p=1}^{n} \sum\limits_{j=1}^{6} m^j_p \left(U^j_{ip}\right)^2}, \qquad (56)$$

где U_{ik}^{j} — смещения по i-й форме в узловой точке k РДМ по направлению обобщенной координаты с номером j (при j = 1, 2, 3 смещения линейные, при j = 4, 5, 6 — угловые);

m_p^j — инерционные характеристики в узловой точке p, равные при j = 1, 2, 3 массе здания или сооружения, присоединенной к узловой точке p по направлению оси j, а при j = 4, 5, 6 — равные моментам инерции массы относительно угловых обобщенных координат (инерционные характеристики определяют с учетом расчетных нагрузок на конструкцию согласно 19.1);

r_l — косинусы углов между направлением сейсмического воздействия и осью с номером l. Если обобщенные перемещения вдоль осей 1 и 2 соответствуют горизонтальной плоскости, а перемещение вдоль оси 3 является вертикальным, то эти коэффициенты равны: $r_1 = \cos\alpha \cos\beta$; $r_2 = \sin\alpha \cos\beta$; $r_3 = \sin\beta$, где α — угол между направлением сейсмического воздействия и обобщенной координатой; l = 1, β — угол между направлением сейсмического воздействия и горизонтальной плоскостью.

Таблица 32 — Коэффициент K_1, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений

Тип здания или сооружения	Значения K_1
1 Здания и сооружения, в конструкциях которых повреждения или неупругие деформации не допускаются	1,0
2 Здания и сооружения, в конструкциях которых могут быть допущены остаточные деформации и повреждения, затрудняющие нормальную эксплуатацию, при обеспечении безопасности людей и сохранности оборудования, возводимые:	
- из деревянных конструкций	0,15
- со стальным каркасом:	
- без вертикальных диафрагм или связей	0,25
- с диафрагмами или связями	0,22
- со стенами из железобетонных крупнопанельных или монолитных конструкций	0,25
- из железобетонных объемно-блочных и панельно-блочных конструкций	0,30
- с железобетонным каркасом:	
- без вертикальных диафрагм или связей	0,35
- с заполнением из кирпичной или каменной кладки	0,40
- с диафрагмами или связями	0,30
- из кирпичной или каменной кладки	0,40
3 Здания и сооружения, в конструкциях которых могут быть допущены значительные остаточные деформации, трещины, повреждения отдельных элементов, их смещения, временно приостанавливающие нормальную эксплуатацию, при наличии мероприятий, обеспечивающих безопасность людей (объекты пониженного уровня ответственности)	0,12
Примечания 1 Отнесение зданий и сооружений к 1-му типу проводит заказчик по представлению генерального проектировщика. 2 При выполнении расчета деформаций конструкций при сейсмическом воздействии в частотной области коэффициент K_1 следует принимать равным 1,0.	

19.8 Для зданий и сооружений, рассчитываемых по консольной схеме, значение η_{jk} при поступательном горизонтальном (вертикальном) сейсмическом воздействии без учета моментов инерции массы следует определять по формуле:

$$\eta_{jk} = \frac{X_i(x_k)\sum_{j=1}^{n} m_j X_i(x_j)}{\sum_{j=1}^{n} m_j X_i^2(x_j)}, \qquad (57)$$

где $X_i(x_k)$ и $X_i(x_j)$ — смещения здания или сооружения при собственных колебаниях по i-й форме в рассматриваемой точке k и во всех точках j, где в соответствии с расчетной схемой его масса принята сосредоточенной;

m_j — масса здания или сооружения, отнесенная к узловой точке j, определяемая с учетом расчетных нагрузок на конструкцию в соответствии с 19.1.

Для зданий высотой до пяти этажей включительно с незначительно изменяющимися по высоте массами и жесткостями этажей при T_1 менее 0,4 с коэффициент η_k при использовании консольной схемы для поступательного горизонтального (вертикального) сейсмического воздействия без учета моментов инерции массы допускается определять по упрощенной формуле:

$$\eta_k = \frac{x_k \sum_{j=1}^{n} m_j x_j}{\sum_{j=1}^{n} m_j x_j^2}, \qquad (58)$$

где x_k и x_j — расстояния от точек k и j до верхнего обреза фундаментов.

Таблица 33 — Коэффициент, учитывающий способность зданий и сооружений к рассеиванию энергии

Характеристика зданий и сооружений	K_Ψ
1 Высокие сооружения небольших размеров в плане (башни, мачты, дымовые трубы, отдельно стоящие шахты лифтов и т. п.)	1,5
2 Каркасные бессвязевые здания, стеновое заполнение которых не оказывает влияния на их деформируемость	1,3
3 Здания и сооружения, не указанные в позициях 1 и 2	1,0

19.9 При использовании консольной РДМ взаимодействие сооружения с основанием следует принимать в виде жесткого защемления. В пространственной РДМ следует учитывать динамическое взаимодействие сооружения с основанием. Динамические нагрузки, передаваемые сооружением на основание, следует принимать пропорциональными перемещениям самого сооружения. Коэффициенты пропорциональности (коэффициенты упругой жесткости основания) следует определять на основе упругих параметров грунтов, вычисляемых по данным о скоростях упругих волн в грунте или на основе корреляционных связей этих параметров с физико-механическими свойствами грунтов.

Примечание — При учете взаимодействия сооружения и основания возможно как снижение, так и повышение сейсмических нагрузок.

19.10 При расчете зданий и сооружений следует использовать пространственную РДМ.

Пространственная РДМ конструкции — дискретная трехмерная модель со множеством степеней свободы. По направлениям степеней свободы задают обобщенные координаты, описывающие поступательные и угловые перемещения РДМ и однозначно определяющие ее положение в пространстве (например, как на рисунке 7).

Движение РДМ при сейсмическом воздействии описывают относительными обобщенными координатами, то есть заданными в подвижной системе координат (оси $0X_1X_2X_3$ на рисунке 7). При относительном движении на массы РДМ действуют инерционные сейсмические силы и моменты.

Пространственную РДМ обычно моделируют с применением специализированных расчетных комплексов в виде конечно-элементной модели. В этом случае обобщенные координаты совпадают с глобальными перемещениями в узлах конечно-элементной модели. На рисунке 7 показан наиболее общий случай задания степеней свободы в узле РДМ в виде трех поступательных и трех угловых перемещений.

При расчете линейно-спектральным методом сейсмическую нагрузку определяют для каждой из учитываемых собственных форм колебаний. По значениям сейсмической нагрузки, решая статическую задачу, рассчитывают другие параметры динамической реакции (перемещения, деформации, внутренние силовые факторы, напряжения), которые не зависят от времени.

При динамическом расчете во временной области параметры динамической реакции определяют путем интегрирования дифференциальных уравнений движения, параметры зависят от времени.

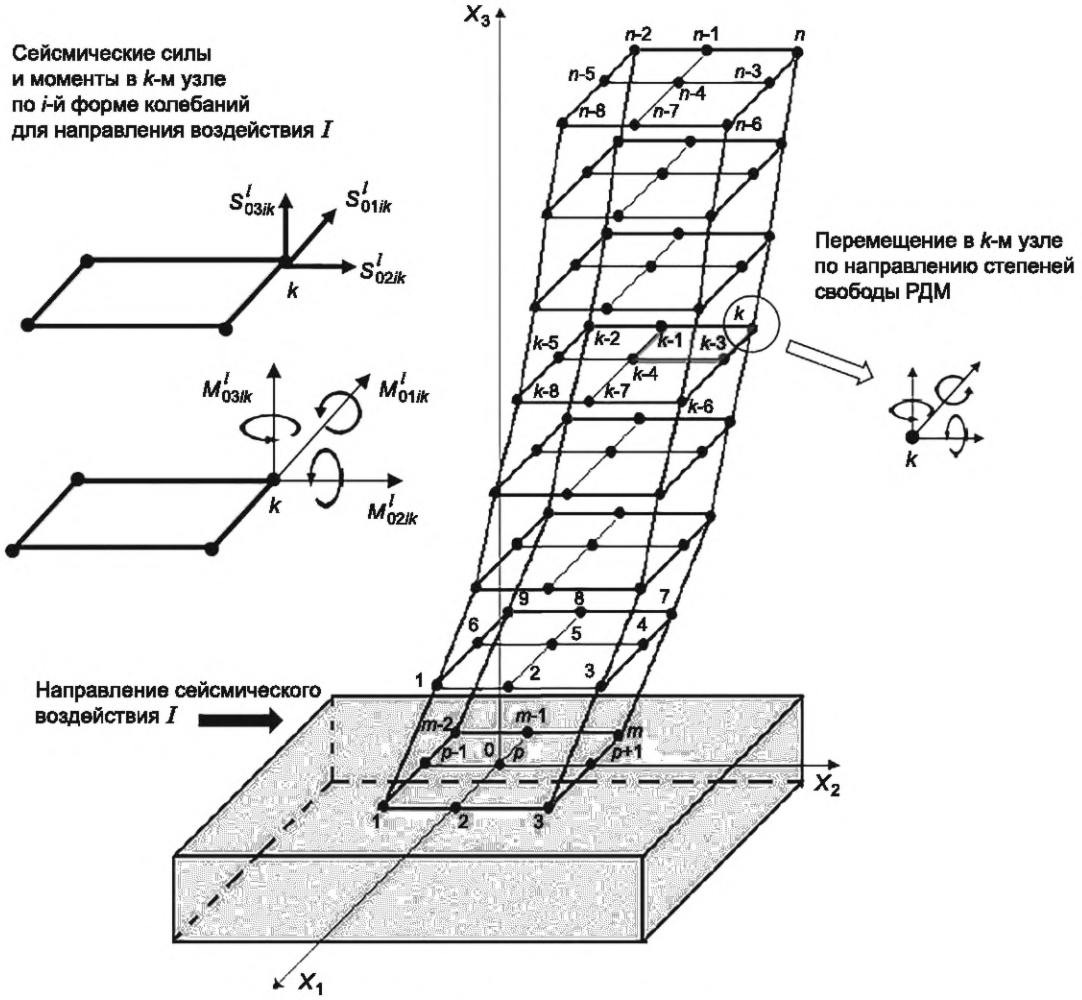


Рисунок 7 — Пространственная РДМ

Консольную модель (рисунок 8) можно рассматривать как вырожденный частный случай пространственной РДМ, удобный для иллюстрации методов динамики сооружений, в том числе линейно-спектрального метода. Для проектирования современных зданий и сооружений консольную модель, как правило, не применяют.

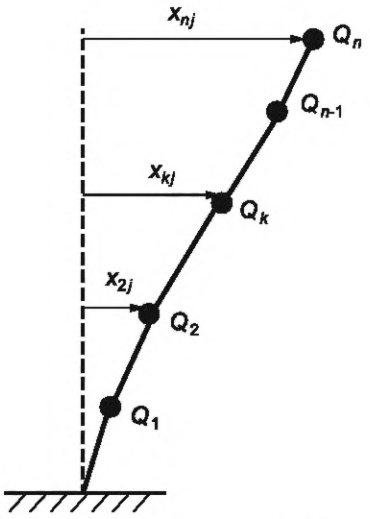


Рисунок 8 — Консольная РДМ

19.11 Вертикальную сейсмическую нагрузку в случаях, предусмотренных в 19.4 (кроме каменных конструкций), следует определять по формулам (52) и (53), при этом коэффициент K_Ψ принимают равным единице, а значение вертикальной сейсмической нагрузки умножают на 0,75.

Консольные конструкции, масса которых по сравнению с массой здания незначительна (балконы, козырьки, консоли для навесных стен и тому подобные и их крепления), следует рассчитывать на вертикальную сейсмическую нагрузку при значении $\beta_\eta = 5$.

19.12 Конструкции, возвышающиеся над зданием или сооружением и имеющие по сравнению с ним незначительные сечения и массу (парапеты, фронтоны и т. п.), а также крепления памятников, тяжелого оборудования, устанавливаемого на первом этаже, следует рассчитывать с учетом горизонтальной сейсмической нагрузки, вычисленной по формулам (52) и (53) при $\beta_\eta = 5$.

19.13 Самонесущие и ненесущие стены, панели, перегородки, соединения между отдельными конструкциями, а также крепления технологического оборудования следует рассчитывать на горизонтальную сейсмическую нагрузку по формулам (52) и (53) при значениях β_η, соответствующих рассматриваемой отметке сооружения, но не менее 2. При расчете горизонтальных стыковых соединений в крупнопанельных зданиях силы трения, как правило, не учитывают.

19.14 При расчете зданий и сооружений длиной или шириной более 30 м по консольной РДМ помимо сейсмической нагрузки, определяемой по 19.5, необходимо учитывать крутящий момент относительно вертикальной оси здания или сооружения, проходящей через его центр жесткости. Значение расчетного эксцентриситета между центрами жесткостей и масс зданий или сооружений в рассматриваемом уровне следует принимать не менее $0{,}1B$, где B — размер здания или сооружения в плане в направлении, перпендикулярном к действию силы S_{ik}.

19.15 При расчете подпорных стен необходимо учитывать сейсмическое давление грунта, значение которого допускается определять с применением квазистатических расчетных схем, принимая ускорение грунта равным произведению K_0K_1A. Допускается принимать $K_1 = 0{,}5$ при отсутствии других данных.

19.16 Вертикальное направление сейсмического воздействия совместно с горизонтальными направлениями обязательно определяет опасное направление при расчете:

- горизонтальных и наклонных консольных конструкций;
- большепролетных рам, арок, ферм, пространственных покрытий.

19.17 Необходимость учета сейсмических воздействий при проектировании зданий и сооружений пониженного уровня ответственности, разрушение которых не связано с гибелью людей, порчей ценного оборудования и не вызывает прекращения непрерывных производственных процессов (склады, крановые эстакады, небольшие мастерские и др.), а также временных зданий и сооружений устанавливает заказчик.

19.18 Расчет зданий с сейсмоизолирующими системами необходимо выполнять на сейсмические нагрузки, соответствующие уровням РЗ и КЗ, а также на эксплуатационную пригодность.

Расчет системы сейсмоизоляции на сейсмические нагрузки, соответствующие уровню РЗ, следует выполнять по перечислению а) 19.2. Повреждения элементов конструкций сейсмической изоляции не допускаются.

Расчет системы сейсмоизоляции на сейсмические нагрузки, отвечающие уровню КЗ, следует выполнять в соответствии с перечислением б) 19.2 и 19.2.2. При выполнении расчета на КЗ необходима проверка по перемещениям. Необходимо применять реальные акселерограммы, характерные для района строительства, а в случае их отсутствия — генерировать искусственные акселерограммы с учетом грунтовых условий площадки строительства.

Расчет сейсмоизолирующей системы на эксплуатационную пригодность следует выполнять на воздействия вертикальных статических и ветровой нагрузок.

Каждый элемент системы изоляции должен быть спроектирован так, чтобы при максимальных горизонтальных перемещениях воспринимались максимальные и минимальные статические вертикальные нагрузки.

19.19 Для зданий и сооружений, рассчитываемых по пространственной РДМ с шестью степенями свободы в узлах (при несогласованной диагональной матрице масс), при учете только поступательного движения массива грунтового основания для высоких скоростей распространения сейсмических волн

(при $V_s \geq 400$ м/с), коэффициенты приведения воздействия к i-й форме колебаний с l-й ориентацией следует определять по формуле

$$\eta_i^l = \frac{\sum_{p=1}^{n}\sum_{j=1}^{3} m_p x_{jip} \nu^l_{\ddot{X}_{j0}}}{\sum_{p=1}^{n}\sum_{j=1}^{3}\left(m_p x_{jip}^2 + \Theta_{jp}\alpha_{jik}^2\right)}, \quad (59)$$

где $\nu^l_{\ddot{X}_{j0}}$ (j = 1, 2, 3) — направляющие косинусы l-й ориентации вектора ускорения поступательного движения грунтового основания $\ddot{\ddot{X}}_0$, удовлетворяющие условию

$$\sum_{j=1}^{3}\left(\nu^l_{\ddot{X}_{j0}}\right)^2 = 1. \quad (60)$$

При трех степенях свободы в узлах при $\Theta_{jp} = 0$ формула (59) имеет вид

$$\eta_i^l = \frac{\sum_{p=1}^{n}\sum_{j=1}^{3} m_p x_{jip} \nu^l_{\ddot{X}_{j0}}}{\sum_{p=1}^{n}\sum_{j=1}^{3} m_p x_{jip}^2}. \quad (61)$$

Примечания

1 Для зданий и сооружений, указанных в позиции 1 таблицы 33, для большепролетных зданий и сооружений, высотных сооружений, указанных в позиции 2 таблицы 33, при значениях фазовых скоростей распространения сейсмических волн $V_s < 400$ м/с, необходимо учитывать волновой характер сейсмического воздействия.

2 При сейсмичности площадки 8 баллов и более, повышенной только в связи с наличием грунтов категории III, значения сейсмической нагрузки [формулы (52), (53)] умножают на коэффициент 0,7, учитывающий нелинейное деформирование грунтов основания при сейсмических воздействиях.

19.20 Для зданий, рассчитываемых по консольной РДМ (см. рисунок 6), коэффициенты форм колебаний при поступательном сейсмическом воздействии по одной горизонтальной оси без учета моментов инерции масс уровней (этажей) следует определять как частный случай формул (58), (59) при $j = l = 1$, $\nu^l_{\ddot{X}_{j0}} = 1$ и $\Theta_{jp} = 0$ в виде

$$\eta_{ik} = x_{ik}\frac{\sum_{p=1}^{n} m_p x_{ip}}{\sum_{p=1}^{n} m_p x_{ip}^2}, \quad (62)$$

где x_{ik} и x_{ip} — перемещения k-го и p-го уровня РДМ (этажей здания) по i-й форме собственных колебаний.

19.21 Конструкции, возвышающиеся над зданием или сооружением и имеющие по сравнению с ним незначительные сечения и массу (парапеты, фронтоны и т. п.), а также крепления памятников, тяжелого оборудования, устанавливаемого на первом этаже, следует рассчитывать с учетом горизонтальной сейсмической нагрузки, вычисленной при значении $\beta_\eta = 5$.

19.22 При расчете конструкций на прочность и устойчивость помимо коэффициентов условий работы, принимаемых в соответствии с другими действующими нормативными документами, следует вводить дополнительно коэффициенты условий работы, определяемые по таблицам 34—36. На эти коэффициенты умножают расчетное сопротивление соответствующего материала конструкций.

Класс арматуры — по ГОСТ 34028. Класс бетона — по ГОСТ 26633.

Таблица 34 — Коэффициент условий работы конструкций m_{tr}

Характеристика конструкций	Значения m_{tr}
1 При расчете на прочность:	
Стальные, деревянные, железобетонные с жесткой арматурой	1,3
Железобетонные со стержневой и проволочной арматурой, кроме проверки на прочность наклонных сечений	С учетом таблиц 35, 36
Железобетонные при проверке на прочность наклонных сечений	1,0
Каменные, армокаменные и бетонные при расчете:	
- на внецентренное сжатие	1,0
- на сдвиг и растяжение	0,8
Сварные соединения	1,0
Болтовые соединения и заклепочные соединения	1,1
2 При расчетах на устойчивость:	
Стальные элементы с гибкостью свыше 100	1,0
Стальные элементы с гибкостью до 20	1,2
Стальные элементы с гибкостью от 20 до 100	От 1,2 до 1,0 по интерполяции
Примечание — При расчете стальных и железобетонных конструкций, подлежащих эксплуатации в неотапливаемых помещениях или на открытом воздухе при расчетной температуре ниже минус 40 °С, следует принимать m_{tr} = 0,9, в случае проверки прочности наклонных сечений m_{tr} = 0,8.	

Таблица 35 — Коэффициент условий работы бетона m_{btr}

Вид бетона	Значения коэффициента условий работы m_{btr} при классе бетона по прочности на сжатие			
	B75	B15	B30	B45
1 Тяжелый без рабочей арматуры в сжатых и сжатой зоне сжато-растянутых элементах	—	1,2	1,1	1,0
2 Тяжелый с рабочей арматурой класса:				
А400	—	1,1	1,0	1,0
А500 (А500С, А500СП, Ав500П), А600, А800	—	1,2	1,1	1,0
3 Легкий	1,0	1,0	1,0	—
4 Ячеистый	1,0	0,9	—	—

Таблица 36 — Коэффициент условий работы арматуры при растяжении m_{str} и при сжатии m_{sctr}

Усилия	Коэффициент условий работы	Классы арматуры				
		А400	А500, (А500С, А500СП, Ав500П)	А600	А800 А1000	В500
Растяжение	m_{str}	1,16	1,1	1,05	1,0	1,0
Сжатие	m_{sctr}	1,1	1,1	1,0	1,0	1,0

19.23 Сейсмостойкость корпуса резервуара определяют для особого сочетания нагрузок, включающих в себя сейсмическое воздействие, вес хранимого продукта, вес конструкций и теплоизоляции, избыточное давление, вес снегового покрова.

К сейсмическим нагрузкам относятся:

- повышенное давление в продукте от низкочастотных гравитационных волн на свободной поверхности, возникающих при горизонтальном сейсмическом воздействии;

- высокочастотное динамическое воздействие, обусловленное совместным колебанием массы продукта и круговой цилиндрической оболочки;

- инерционные нагрузки от элементов конструкции резервуара, участвующих в общих динамических процессах корпуса и продукта;

- гидродинамические нагрузки на стенку, обусловленные вертикальными колебаниями грунта.

19.24 Расчет на сейсмостойкость резервуара должен обеспечивать:

- прочность стенки по кольцевым напряжениям на уровне нижней кромки каждого пояса;

- устойчивость первого пояса стенки с учетом дополнительного сжатия в меридиональном направлении от сейсмического опрокидывающего момента;

- устойчивость корпуса резервуара от опрокидывания;

- условия, при которых гравитационная волна на свободной поверхности не достигает конструкций стационарной крыши и не приводит к потере работоспособности понтона или плавающей крыши.

19.25 Сейсмический опрокидывающий момент определяют как сумму моментов от всех сил, способствующих опрокидыванию резервуара. Проверку на опрокидывание проводят относительно нижней точки стенки, расположенной на оси горизонтальной составляющей сейсмического воздействия.

Приложение А
(рекомендуемое)

Методика определения расчетных нагрузок для отдельно стоящих опор и эстакад

А.1 При расчете отдельно стоящих опор и эстакад необходимо учитывать нагрузки, возникающие при их возведении, эксплуатации и испытании трубопроводов.

А.2 Отдельно стоящие опоры и эстакады следует рассчитывать на нагрузки от веса трубопроводов с изоляцией, веса транспортируемого продукта, на горизонтальные нагрузки и воздействия от трубопроводов, нагрузки от веса людей и ремонтных материалов на обслуживающих площадках и переходных мостиках, от отложений производственной пыли, а также снеговые и ветровые нагрузки, при наиболее неблагоприятном их сочетании.

Нагрузки и воздействия от трубопроводов принимают по заданию технологических организаций. В задании должны быть указаны нагрузки и число трубопроводов по ярусам. Снеговые и ветровые нагрузки, а также коэффициенты надежности по нагрузкам определяют в соответствии с разделами 6—16, 19 и таблицей А.1.

Таблица А.1 — Коэффициенты надежности по нагрузке для опоры/эстакады

Классификация нагрузок	Нагрузки	Коэффициент надежности по нагрузке
Постоянные	От собственного веса отдельно стоящих опор и эстакад с ограждающими конструкциями и обслуживаемыми площадками	1,1 (0,9)
Временные длительные	От веса трубопроводов с технологической арматурой и опорными частями	1,1 (0,9)
	От веса изоляции и футеровки	1,2 (0,9)
	От веса транспортируемой жидкости в стадии эксплуатации	1
	От веса отложений внутри трубопроводов в стадии эксплуатации	1,1
	Температурные технологические воздействия (разность температур)	1,1
	Внутреннее давление в стадии эксплуатации	1,2
Кратковременные	От веса людей и ремонтных материалов на площадках и мостиках	1,4
	От веса производственной пыли	1,2
	На поручни перил площадок и мостиков	1,2
	Снеговая	1,4
	Ветровая	1,2
	Климатические температурные воздействия (разность температур)	1,2
	От веса воды при гидравлических испытаниях	1
	Внутреннее давление при испытаниях	1
Особые	Сейсмические воздействия, нагрузки, вызываемые резким нарушением технологического процесса, временной неисправностью или поломкой оборудования	1

Примечания

1 Для трубопроводов предприятий черной металлургии коэффициент надежности по нагрузке для внутреннего давления в стадии эксплуатации принимают равным 1,15.

2 Для упрощения определения расчетной нагрузки от веса трубопроводов с изоляцией, футеровкой, транспортируемым продуктом и так далее разрешается использовать единый коэффициент надежности по нагрузке для вертикальных нагрузок 1,1 (0,9). С той же целью разрешается принимать единый коэффициент надежности по нагрузке 1,1 для горизонтальных нагрузок от температурных технологических воздействий и внутреннего давления.

3 Значения коэффициентов надежности по нагрузкам, указанные в скобках, принимают в тех случаях, когда уменьшение нагрузок вызывает более неблагоприятные условия работы рассчитываемого элемента конструкции.

Окончание таблицы А.1

4 При сочетании нагрузок следует учитывать физически возможные варианты одновременного действия различных нагрузок, в частности:

а) при определении нагрузок от газопроводов, паропроводов и продуктопроводов, для которых, согласно правилам приемки их в эксплуатацию, обязательно гидравлическое испытание, следует учитывать, что такому испытанию одновременно может подвергаться лишь один трубопровод. При этом в расчет принимают тот трубопровод, наполнение которого наиболее невыгодно отражается на рассчитанном элементе строительной конструкции. При гидравлическом испытании нагрузки, возникающие при перестановке оборудования, исключаются;

б) при определении нагрузки от веса отложений внутри газопроводов при резком нарушении режима эксплуатации ее следует учитывать лишь для одного газопровода, принимая для остальных трубопроводов нагрузку от отложений в стадии эксплуатации;

в) при учете вертикальной нагрузки от веса людей и ремонтных материалов на площадках и мостиках снеговая нагрузка на этих конструкциях не учитывается.

Примечание — При числе трубопроводов четыре и менее, а также для случаев, когда нагрузка от веса отдельных трубопроводов не может быть представлена эквивалентной распределенной нагрузкой (см. А.9), расчет строительных конструкций следует выполнять по фактической раскладке трубопроводов.

А.3 Нормативную разность температур от климатических воздействий определяют в соответствии с разделом 14 в зависимости от климатического района.

А.4 При отсутствии в момент составления строительной части проекта известной раскладки трубопроводов за основную исходную величину принимают нормативную вертикальную нагрузку на 1 м длины трассы — q. Нагрузка q наряду с весом самих трубопроводов с изоляцией и транспортируемым продуктом должна включать также нагрузку на обслуживающие площадки, вес снега, при этом коэффициент надежности по нагрузке принимают равным 1,1.

А.5 Нормативную вертикальную нагрузку от веса всех трубопроводов с футеровкой и изоляцией, веса транспортируемого продукта, обслуживающих площадок, веса стационарного оборудования и технологической арматуры, а также от собственного веса отдельно стоящих опор и эстакад определяют по технологическому заданию и по проектным данным.

А.6 Нормативную вертикальную нагрузку от веса людей и ремонтных материалов на площадках, мостиках и лестницах принимают равномерно распределенной — 750 Па.

Для расчета настила на местную нагрузку принимают сосредоточенную нагрузку 1,5 кН на участке размером 10×10 см.

Нормативную горизонтальную сосредоточенную нагрузку на поручни перил обслуживающих площадок и мостиков (в любом месте по длине поручня) принимают равной 0,3 кН.

А.7 Нормативную вертикальную снеговую нагрузку на 1 м^2 площади горизонтальной проекции трубопроводов, обслуживающих площадок и мостиков определяют в соответствии с требованиями раздела 11. При этом гололедную нагрузку не учитывают, а коэффициент перехода от веса снегового покрова к нормативной нагрузке c принимают равным 0,2 для трубопроводов с наружным диаметром не более 0,6 м, 0,3 — более 0,6 м и 0,8 — для обслуживающих площадок и мостиков. Ширину горизонтальной проекции трубопроводов диаметром 0,6 м и менее принимают равной длине траверсы независимо от числа ярусов конструкций и числа рядов трубопроводов. В случае расположения двух трубопроводов с наружным диаметром более 0,6 м одного над другим при условии, что расстояние в свету между ними меньше диаметра меньшего трубопровода, снеговую нагрузку учитывают лишь от одного трубопровода большего диаметра. Примеры определения снеговой нагрузки приведены на рисунке А.1.

Снеговую нагрузку не учитывают для нетеплоизолированных трубопроводов, температура транспортируемого продукта которых превышает 30 °С, а также для не теплоизолированных трубопроводов с обогревающими «спутниками» (остальные трубопроводы считаются «холодными»); для обслуживающих площадок с решетчатым настилом, если площадь просветов настила составляет не менее половины общей его площади; для наклонных трубопроводов с углом наклона более 30°.

А.8 Нормативную вертикальную нагрузку от трубопроводов на траверсы опор и эстакад следует принимать по сумме вертикальных нормативных нагрузок от всех трубопроводов.

При отсутствии уточненной раскладки трубопроводов нормативное значение интенсивности вертикальной нагрузки на единицу длины траверсы P отдельно стоящих опор и эстакад следует определять по формуле

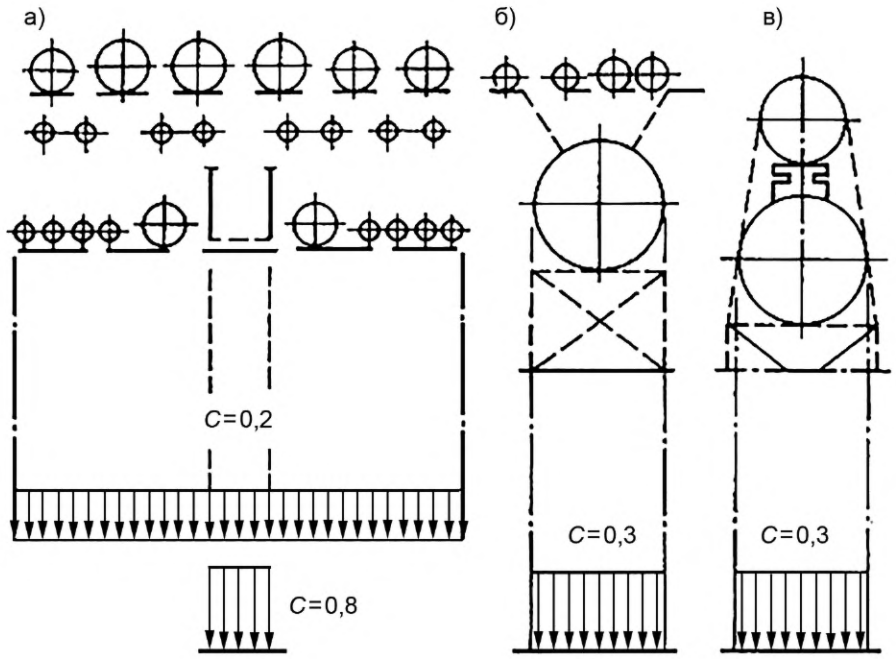
$$P = \frac{qa}{b}, \qquad (А.1)$$

где q — нормативная вертикальная нагрузка от трубопроводов на 1 м длины трассы, кН;

a — шаг траверсы, м;

b — длина траверсы, м.

Распределение этой нагрузки по длине траверсы следует принимать по рисунку А.2.

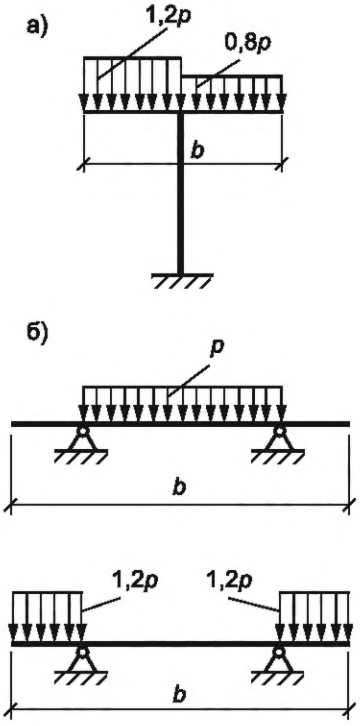


а) в верхнем ярусе верхний ряд — тепловые сети; нижний ряд — холодные трубопроводы на подвесках. В нижнем ярусе все трубопроводы холодные условным диаметром менее 0,6 м; настил переходной площадки — сплошной. Верхняя эпюра снеговой нагрузки — для расчета траверс, пролетных строений, опоры, фундаментов; нижняя — для расчета переходной площадки;

б) основной трубопровод — холодный с условным диаметром больше 0,6 м, а верхний ряд — тепловые сети;

в) оба трубопровода — холодные, условный диаметр каждого из них больше 0,6 м, а расстояние «в свету» между ними меньше меньшего диаметра

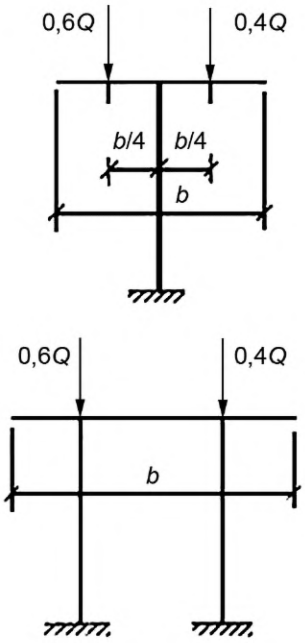
Рисунок А.1 — Примеры определения снеговой нагрузки для трех схем горизонтальных прокладок трубопроводов



а) схема распределения нагрузки для одностоечных опор;

б) схема распределения нагрузки для двухстоечных опор и эстакад

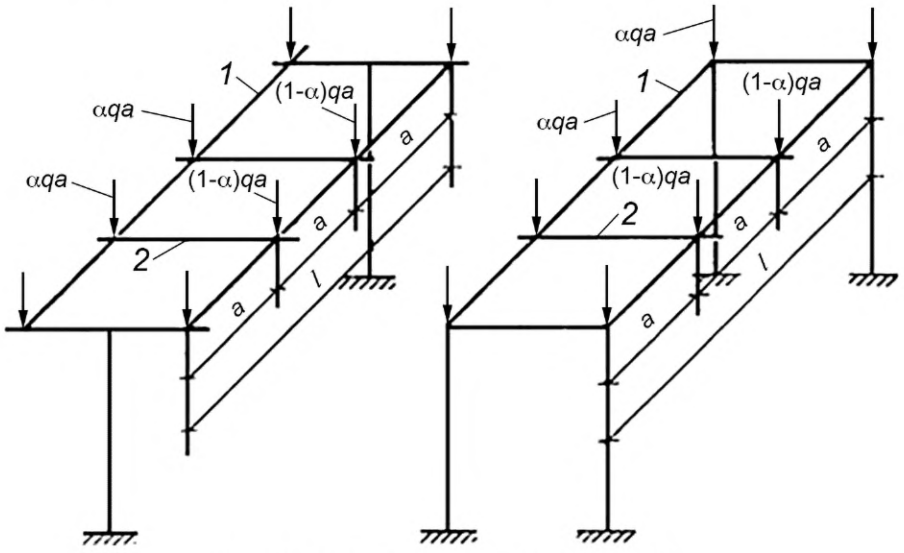
Рисунок А.2 — Распределение интенсивности вертикальной нагрузки на траверсы отдельно стоящих опор и эстакад под технологические трубопроводы



$Q = pb$ — вертикальная нагрузка на опору или на соответствующий ярус опоры (p — значение интенсивности вертикальной нагрузки на единицу длины траверсы)

Рисунок А.3 — Распределение вертикальной нагрузки при расчете колонн и фундаментов промежуточных отдельно стоящих опор по поперечному сечению трассы

А.9 Распределение вертикальной нагрузки по поперечному сечению трассы для расчета колонн и фундаментов отдельно стоящих опор при отсутствии уточненной раскладки трубопроводов принимают по рисунку А.3, а при расчете пролетных строений, колонн и фундаментов эстакад — в соответствии с рисунком А.4.



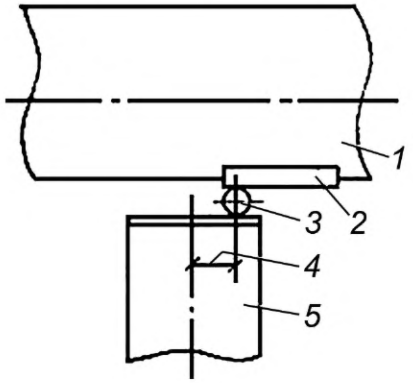
1 — балка пролетного строения; *2* — траверса
При $q \le 10$ кН/м $\alpha = 0,65$; при $q = 10 \div 30$ кН/м $\alpha = 0,6$;
при $q > 30$ кН/м $\alpha = 0,55$. Состав нагрузки q указан в А.4.

Рисунок А.4 — Распределение вертикальной нагрузки по поперечному сечению трассы при расчете пролетных строений, колонн и фундаментов эстакад

А.10 Распределение вертикальной нагрузки при отсутствии уточненной раскладки трубопроводов для многоярусных отдельно стоящих опор и эстакад следует принимать, %:

на верхний ярус	60
на нижний ярус	40
в трехъярусных опорах и эстакадах:	
на верхний ярус	40
на средний ярус	30
на нижний ярус	30

А.11 При использовании катковых опорных частей расчет траверс и колонн следует проводить с учетом возможной эксцентричности приложения вертикальной нагрузки через каток вследствие его перемещения от первоначального положения за счет температурных воздействий трубопроводов. Величину эксцентриситета при этом следует определять расчетом, но, как правило, не более 100 мм (рисунок А.5).



1 — трубопровод; *2* — опорная часть; *3* — каток; *4* — эксцентриситет не более 100 мм; *5* — траверса

Рисунок А.5 — Наибольшая учитываемая величина эксцентриситета, создающегося вследствие перемещения катка за счет температурных воздействий от первоначального центрального положения

А.12 В местах ответвлений и на участках пересечения трасс несимметричность распределения вертикальной нагрузки должна быть учтена особо.

А.13 В данном разделе и разделах А.14—А.26 рассмотрены горизонтальные технологические нагрузки от трубопроводов.

Нормативную разность температур от технологических воздействий принимают равной разности между максимально или минимально возможной температурой стенок в процессе эксплуатации по технологическому заданию и наименьшей или наибольшей температурой, при которой фиксируют расчетную схему трубопровода (сваривают захлесты, приваривают компенсаторы, и тому подобное, т. е. когда фиксируется статически неопределимая система).

А.14 Нормативное внутреннее давление в трубопроводах в стадии эксплуатации принимают равным рабочему давлению по технологическому заданию. Нормативное внутреннее давление при испытаниях трубопроводов принимают равным пробному давлению, которое устанавливают нормами проектирования трубопроводов различного назначения и правилами приемки этих трубопроводов в эксплуатацию.

А.15 Расчетную силу трения одного трубопровода по опоре определяют умножением расчетной вертикальной нагрузки от этого трубопровода на коэффициент трения, принимаемый равным в опорных частях «сталь по стали»:

- в скользящих — 0,3;
- в катковых — вдоль оси трубопровода — 0,1; не вдоль оси — 0,3;
- в шариковых — 0,1;
- в скользящих опорных частях «сталь по бетону» — 0,5;
- в скользящих опорных частях «сталь по фторопласту» — 0,1.

А.16 При известной раскладке трубопроводов расчетная горизонтальная технологическая нагрузка на промежуточные отдельно стоящие опоры, действующая в местах подвижного опирания трубопроводов (на скользящих, катковых или шариковых опорных частях), должна быть определена следующим образом:

а) при прокладке одного трубопровода горизонтальную технологическую нагрузку на траверсы, колонны и на фундаменты принимают равной расчетному значению соответствующей силы трения и считают приложенной в месте его опирания (применительно к тепловым водяным сетям вместо каждого отдельного трубопровода здесь и далее принимают одну систему: подающий и обратный трубопроводы);

б) при прокладке от двух до четырех трубопроводов горизонтальную технологическую нагрузку на траверсы, колонны и фундаменты учитывают от двух наиболее неблагоприятно влияющих трубопроводов; величину каждой из горизонтальных нагрузок принимают равной расчетному значению соответствующей силы трения и считают приложенной в местах опирания трубопровода;

в) при прокладке более четырех трубопроводов по отдельно стоящим опорам, когда жесткость опоры не превышает 600 кН/см и распределение вертикальной нагрузки находится в пределах, указанных на рисунке А.3, расчетную горизонтальную нагрузку, передающуюся с траверсы на наиболее нагруженную колонну и фундамент, следует определять как произведение суммы расчетных значений сил трения от каждого трубопровода на коэффициент неодновременности, величину которого принимают по таблице А.2 (при определении горизонтального усилия, действующего в уровне верхних граней двухъярусных опор, учитывается только то количество трубопроводов, которое опирается на траверсу второго яруса, а в уровне траверс нижнего яруса — по перечислению «г»);

г) при прокладке более четырех трубопроводов расчетную горизонтальную нагрузку на траверсы, а также колонны и фундаменты опор, к которым не могут быть применены условия перечисления «в», учитывают от двух трубопроводов, как в перечислении «б», либо от всех трубопроводов; в последнем случае расчетную горизонталь-

ную нагрузку от каждого трубопровода принимают равной произведению расчетного значения соответствующей силы трения на коэффициент, равный 0,5; распределение ее по поперечному сечению трассы принимают согласно рисунку А.8. Из двух найденных указанными способами нагрузок принимают неблагоприятную.

Таблица А.2 — Коэффициент неодновременности

Общее число трубопроводов на траверсе	5	6	7	8	9	10
Коэффициент неодновременности	0,25	0,20	0,15	0,12	0,09	0,05

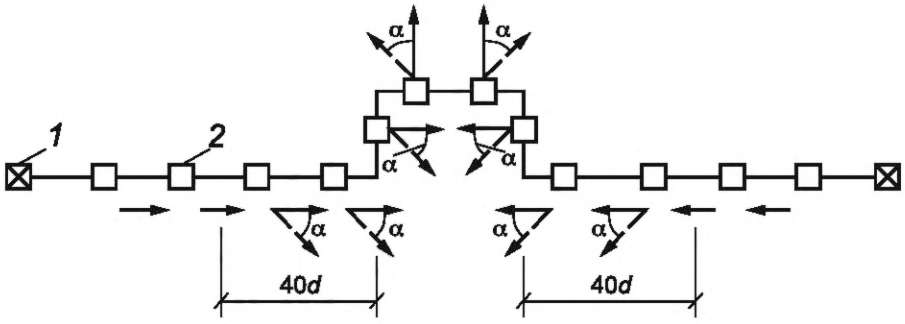
Примечания

1 При числе трубопроводов большем 10 рассматриваемое усилие учитывают только от 10 наиболее неблагоприятных, а остальные не учитывают вовсе (считают отсутствующими).

2 Рекомендуемые коэффициенты неодновременности не распространяются на случаи, когда на отдельно стоящих опорах находятся лишь неизолированные трубопроводы. В этом случае рассматриваемую нагрузку определяют от суммы сил трения всех неизолированных трубопроводов.

3 Здесь под жесткостью понимают горизонтальную силу (в кН), приложенную к верху опоры и вызывающую смещение на 1 см. При определении жесткости двухъярусных опор в уровне нижнего яруса принимают шарнирно-неподвижную связь.

Промежуточные отдельно стоящие опоры, расположенные под П-образными компенсаторами и на расстоянии не более 40*d* (*d* — внутренний диаметр наибольшего трубопровода) от угла поворота трубопровода (в частности, от П-образного компенсатора), при подвижном опирании трубопровода должны быть рассчитаны на горизонтальную нагрузку, направленную под углом к оси трассы. При этом расчетную величину нагрузки принимают равной силе трения от трубопроводов (см. А.15), а угол ее направления α определяют по рисунку А.6.



α = 45° — в скользящих опорных частях, α = 70° — в катковых
1 — анкерные опоры; *2* — промежуточные опоры

Рисунок А.6 — Направления горизонтальной нагрузки в местах подвижного опирания трубопроводов на отдельно стоящие опоры при нагревании трубопроводов

А.17 Расчетную горизонтальную нагрузку вдоль трассы на промежуточные отдельно стоящие опоры при шарнирно-неподвижном опирании на них трубопровода и защемлении низа опоры, приложенную в местах неподвижного опирания трубопровода на траверсе опоры, определяют как для консольной балки, загруженной заданным, соответствующим расчетной температурной деформации, смещением ее конца.

А.18 Расчетную горизонтальную нагрузку вдоль трассы на концевые анкерные отдельно стоящие опоры определяют исходя из усилий, действующих по одну сторону от анкерной опоры, и складывают из суммы:

а) усилий, возникающих в компенсаторах от всех прокладываемых трубопроводов (величины усилий, возникающих в компенсаторах или при самокомпенсации, следует определять исходя из расчетной разности температур, вызванной климатическими и технологическими воздействиями, и из величины расчетного внутреннего давления. Усилия в трубопроводах от компенсаторов принимают на основании технологического задания);

б) расчетных горизонтальных нагрузок от промежуточных опор (см. А.15), расположенных на участке трассы от оси компенсатора до анкерной опоры;

в) неуравновешенных осевых усилий, вызванных действием внутреннего давления на запорные устройства. Осевые усилия учитывают при установке компенсаторов, «разрезающих» трубопровод (сальниковых), или компенсаторов, «неспособных» сопротивляться растягивающим усилиям (линзовых, дисковых, волнистых осевых), и не учитывают при установке всех видов гнутых компенсаторов (П-образных, волнистых шарнирных и при самокомпенсации).

А.19 Расчетную горизонтальную нагрузку вдоль трассы на промежуточные анкерные отдельно стоящие опоры определяют как разность нагрузок, действующих в противоположных направлениях справа и слева от анкерной

опоры: величину каждой из них определяют по А.18. При этом меньшую (вычитаемую) нагрузку следует умножать на коэффициент 0,8 (при равенстве противоположно направленных нагрузок учитываемая в расчете нагрузка, следовательно, равняется 0,2 от всей нагрузки, действующей с одной стороны).

Примечания

1 Горизонтальную нагрузку, действующую на анкерную опору, следует принимать не менее аналогичной нагрузки, действующей на соседнюю промежуточную опору.

2 Для одно- и двухтрубных прокладок тепловых сетей вместо коэффициента 0,8 следует принимать коэффициент 0,7.

А.20 Расчетную горизонтальную нагрузку на эстакады при известной раскладке трубопроводов нужно определять следующим образом:

- на траверсы с подвижным опиранием трубопроводов согласно А.15, а, б, г;
- траверсы с неподвижным опиранием трубопроводов — как сумму расчетных нагрузок в неподвижных опорных частях трубопроводов;
- пролетные строения — как сумму сил опорных реакций траверс в местах опирания на пролетные строения;
- опоры температурного блока — как сумму расчетных горизонтальных сил, приходящихся на неподвижные опорные части трубопроводов блока.

А.21 Нормативное значение интенсивности горизонтальной технологической нагрузки при расчете траверс отдельно стоящих опор и эстакад при отсутствии уточненной раскладки трубопроводов и ее распределение по длине траверсы следует принимать согласно рисунку А.7.

А.22 Нормативные горизонтальные технологические нагрузки для расчета колонн и фундаментов отдельно стоящих опор при отсутствии уточненной раскладки трубопроводов следует принимать:

- вдоль трассы на промежуточную опору согласно рисунку А.8;
- вдоль трассы на анкерную промежуточную опору, поставленную в середине температурного блока,

$$(0{,}03l + 2)q; \qquad (А.2)$$

- вдоль трассы на концевую опору:

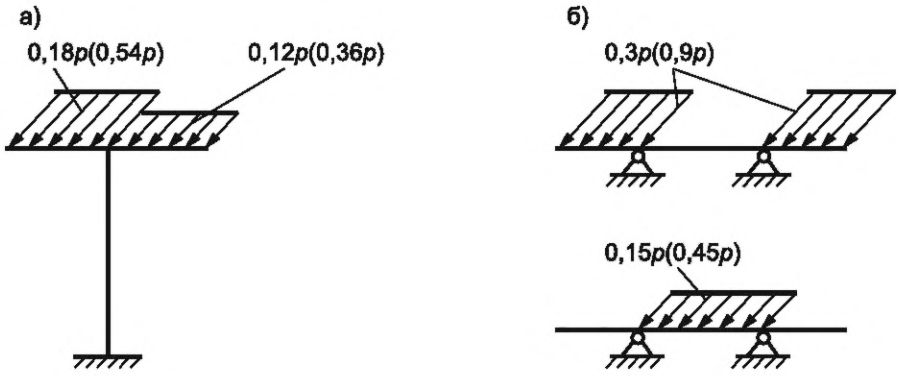
$$(0{,}15l + 4)q; \qquad (А.3)$$

- поперек трассы от ответвлений трубопроводов на промежуточную опору — $1{,}5q$, на концевую анкерную опору — $4q$,

где l — расстояние от неподвижного закрепления всех трубопроводов на анкерной опоре до конца температурного блока, м;

q — нормативная вертикальная нагрузка от трубопроводов на 1 м длины трассы.

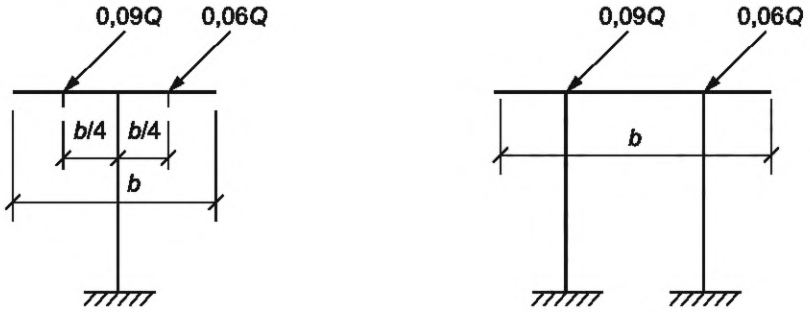
Промежуточные отдельно стоящие опоры, расположенные под П-образными компенсаторами и на расстоянии не более 20 м от угла поворота трубопровода, должны быть рассчитаны на горизонтальную технологическую нагрузку, направленную под углом к оси трассы в соответствии с А.16.



а) — схема распределения нагрузки для одностоечных опор;
б) — схема распределения нагрузки для двухстоечных опор.

В скобках приведены значения нагрузки при неподвижном опирании трубопроводов на траверсу эстакад. Состав p указан в А.9

Рисунок А.7 — Распределение интенсивности горизонтальной технологической нагрузки при расчете траверс отдельно стоящих опор и эстакад под технологические трубопроводы



$Q = pb$ — вертикальная нагрузка на опору или на соответствующий ярус опоры
(p — значение интенсивности вертикальной нагрузки на единицу длины траверсы)

Рисунок А.8 — Распределение горизонтальной нагрузки при расчете колонн и фундаментов промежуточных отдельно стоящих опор по поперечному сечению трассы

А.23 Нормативную горизонтальную технологическую нагрузку на эстакаду вдоль трассы при отсутствии уточненной раскладки трубопроводов следует принимать: при расчете опор концевого (углового) температурного блока — $4q$; при расчете опор промежуточного блока — $2q$.

А.24 Нормативную горизонтальную технологическую нагрузку от каждого поперечного ответвления трубопроводов эстакад на опору, ближайшую к ответвлению, следует принимать в зависимости от вертикальной нагрузки q на основную трассу. При $q < 50$ кН/м, $q = 50 \div 100$ кН/м, $q > 100$ кН/м поперечную нагрузку от ответвлений трубопроводов принимают соответственно равной: q, $0{,}8q$, $0{,}5q$.

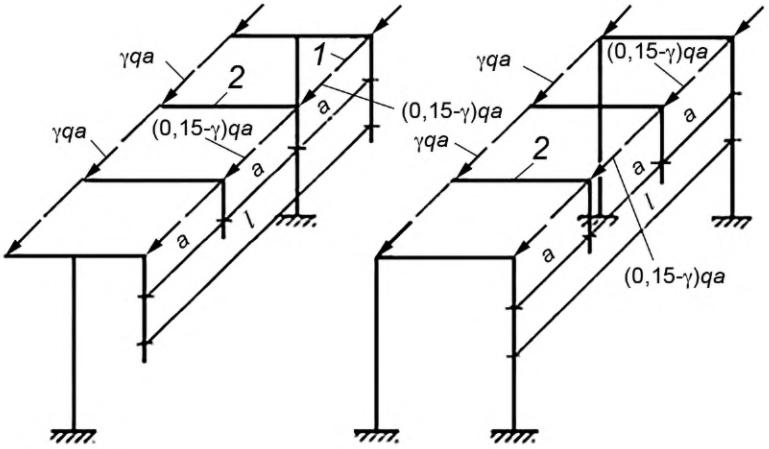
А.25 Распределение горизонтальной нагрузки между ярусами для многоярусных отдельно стоящих опор и эстакад принимают в соответствии с распределением вертикальных нагрузок, указанных в А.10.

А.26 При расчете пролетных строений эстакад при отсутствии уточненной раскладки трубопроводов суммарную продольную нагрузку от трения трубопроводов в расчетном сечении определяют по формуле

$$P = 0{,}15qL_i, \qquad (А.4)$$

где L_i — расстояние от расчетного сечения до ближайшего конца блока эстакады. Нагрузки на пролетные строения считают приложенными в местах опирания траверс в уровне верхних граней балок (ферм).

Распределение продольной горизонтальной нагрузки по поперечному сечению трассы при расчете пролетных строений принимают по рисунку А.9.



1 — балки пролетного строения; *2* — траверсы. При $q \le 10$ кН/м $\gamma = 0{,}1$; при $q = 10 \div 30$ кН/м $\gamma = 0{,}09$; при $q > 30$ кН/м $\gamma = 0{,}08$. Состав нагрузки q указан в А.4.

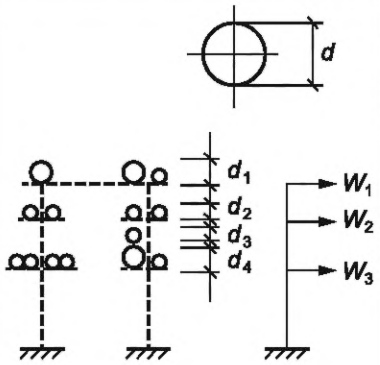
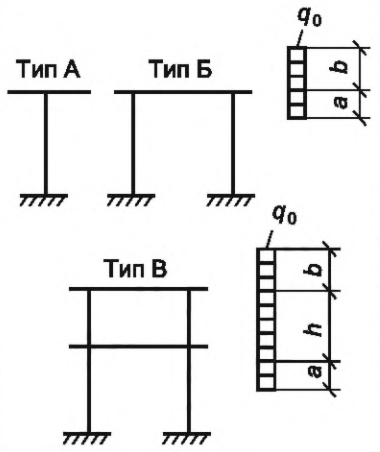
Рисунок А.9 — Распределение горизонтальной технологической нагрузки по поперечному сечению трассы при расчете пролетных строений эстакад

А.27 Нормативную ветровую нагрузку на 1 м^2 проекции элементов на вертикальную плоскость (независимо от высоты конструкции) определяют в соответствии с требованиями раздела 12, исходя из нормативного скоростного напора, она складывается из нагрузок на строительную конструкцию и трубопроводы. Аэродинамический коэффициент c принимается по таблице А.3.

А.28 Действие ветровой нагрузки учитывают только в направлении поперек трубопроводной трассы.

А.29 При отсутствии уточненной раскладки трубопроводов ветровую нагрузку определяют исходя из условий высоты ветровой полосы (таблица А.3).

Таблица А.3 — Значения аэродинамического коэффициента c

<table>
<tr><th>Конструкция</th><th>Схемы сечений конструкций</th><th>Указания по определению аэродинамических коэффициентов</th></tr>
<tr><td>Трубопроводы (при известной их раскладке)</td><td>
</td><td>При прокладке трубопроводов по отдельно стоящим опорам коэффициент c принимают равным:
для одиночного трубопровода — 0,7;
для неодиночного — 1.
Для неодиночных трубопроводов высота ветровой полосы, на которую умножают q_0, принимают равной диаметру наибольшего трубопровода рассматриваемого горизонтального ряда. Так, для приведенной схемы ветровая нагрузка на единицу длины трассы равна:
$W_1 = q_0 d_1$;
$W_2 = q_0 d_2$;
$W_3 = q_0(d_3 + d_4)$.
При прокладке трубопроводов по эстакадам следует руководствоваться правилами при отсутствии уточненной их раскладки</td></tr>
<tr><td>Строительные конструкции совместно с трубопроводами при отсутствии уточненной их раскладки</td><td>
</td><td>Для эстакад типа А c = 1,2; для эстакад типа Б и В c = 1,4; для отдельно стоящих опор c = 1. Высоту ветровой полосы, на которую умножают q_0, принимают в соответствии с приведенными схемами.
При прокладке по эстакадам a = 0,7 м, b = 1 м. При прокладке по отдельно стоящим опорам a и b принимают в зависимости от величины пролета между соседними опорами:
<table>
<tr><td>l, м</td><td>6</td><td>12</td><td>18</td><td>24</td></tr>
<tr><td>a, м</td><td>0,2</td><td>0,3</td><td>0,4</td><td>0,5</td></tr>
<tr><td>b, м</td><td>0,3</td><td>1</td><td>1,2</td><td>1,7</td></tr>
</table>
h — расстояние между отметками верхних граней траверс нижнего и верхнего ярусов.</td></tr>
</table>

А.30 Сейсмическую нагрузку следует определять в соответствии с требованиями раздела 19.

Сейсмические нагрузки принимают действующими вертикально и горизонтально в продольном и поперечном направлениях трассы. Расчет конструкций в каждом из этих направлений проводят раздельно.

Вертикальную сейсмическую нагрузку необходимо учитывать при расчете горизонтальных консольных конструкций и пролетных строений эстакад с пролетом 24 м и более.

Если разрушение конструкций отдельно стоящих опор и эстакад не связано с гибелью людей и значительными материальными потерями, то сейсмические воздействия на рассматриваемые конструкции не учитывают.

А.31 Расчет отдельно стоящих опор и эстакад с учетом сейсмического воздействия проводят по предельным состояниям первой группы. При этом помимо коэффициентов условий работы, принимаемых по соответствующим нормативным документам государств — членов ЕАЭС, расчетные сопротивления материалов следует дополнительно умножать на коэффициент условий работы m_{tr}, принимаемый по таблице 34.

А.32 Расчетную сейсмическую нагрузку S в выбранном направлении определяют по формуле

$$S = 0{,}25 Q_к K_2 A \beta_i, \qquad (А.5)$$

где $Q_к$ — вес сооружения, определяемый с учетом коэффициентов надежности по нагрузке и сочетаний (см. раздел 19). При этом все кратковременные нагрузки, а также вес всех трубопроводов на гибких подвесках не учитывают (при отсутствии уточненной раскладки трубопроводов расчетную вертикальную нагрузку принимают с коэффициентом сочетаний n_c = 0,8);

K_2 — коэффициент, учитывающий конструктивное решение сооружений, принимают при определении нагрузок вдоль трассы 0,5, поперек — 1;

A — коэффициент, значения которого следует принимать равным 0,1; 0,2; 0,4 соответственно для расчетной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов;

β_i — коэффициент динамичности, принимаемый в соответствии с 19.6.

А.33 Сейсмическую нагрузку на опоры блока в продольном направлении определяют для участка трассы длиной L, равного расстоянию между осями соседних компенсаторов.

Расчетную сейсмическую нагрузку принимают действующей на высоте H, определяемой в случае одноярусных конструкций — от верха фундамента до верхней грани траверсы; в случае двухъярусных и многоярусных конструкций — от верха фундамента до середины между отметками верхних граней траверс верхнего и нижнего ярусов.

Вес сооружения $Q_к$ определяют как сумму нагрузок, действующих на участке длиной L, от веса трубопроводов с изоляцией и транспортируемым продуктом от веса строительных конструкций (пролетных строений, траверс, площадок); от 1/4 веса колонн.

А.34 Период основного тона собственных колебаний опор блока T, c, определяют по формуле

$$T = 0,2\sqrt{Q_к \delta}, \tag{А.6}$$

где $\delta = 1/\sum_{j=1}^{n} 1/\delta_j$ — перемещение всех опор блока (участка длиной L) на высоте H_1 от единичной силы, приложенной на высоте H (см/кН); δ_j — перемещение j-й опоры эстакады (без учета пролетного строения) или j-й отдельно стоящей анкерной опоры на высоте H_1 от единичной силы, приложенной на высоте H, определяемое методами строительной механики; H_1 — расстояние от верха фундамента опоры (в одно- и двухъярусных отдельно стоящих опорах — до верхнего обреза колонны первого яруса, в одно- и двухъярусных эстакадах — до верхней грани балок пролетного строения первого яруса; n — количество опор, входящих в участок длиной L (без учета опор под компенсаторы).

А.35 Между ярусами сейсмическую нагрузку распределяют: при известной раскладке трубопроводов пропорционально вертикальным нагрузкам, приходящимся на каждый ярус; при отсутствии уточненной раскладки — в соответствии с распределением вертикальных нагрузок, указанных в А.10. Сейсмические нагрузки считают приложенными в уровне верхних граней траверс.

А.36 Сейсмическую нагрузку S_j, приходящуюся на j-ю опору эстакады или j-ю отдельно стоящую опору, определяют по формуле

$$S_j = S\delta/\delta_j. \tag{А.7}$$

В случае прокладки трубопроводов по эстакадам на сейсмическую нагрузку рассчитывают все опоры блока эстакады. В случае прокладки трубопроводов по отдельно стоящим опорам на сейсмическую нагрузку $S_j = S_{ан}$ рассчитывают только анкерные опоры.

А.37 Распределение сейсмической нагрузки вдоль траверс анкерных отдельно стоящих опор принимают по схемам загружения, приведенным на рисунке А.10. Расчетное значение интенсивности сейсмической нагрузки на 1 м длины траверс p_c определяют по формуле

$$p_c = S_{ан}/b, \tag{А.8}$$

где $S_{ан}$ — расчетная сейсмическая нагрузка на анкерную опору (или на соответствующий ее ярус); b — длина траверсы, м.

Траверсы и пролетные строения эстакад на сейсмическую нагрузку не рассчитывают.

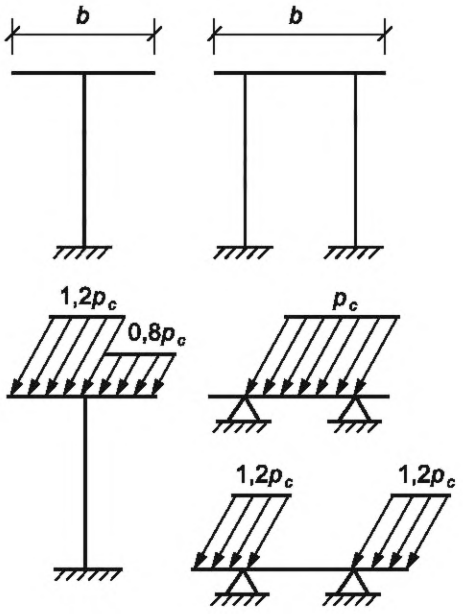


Рисунок А.10 — Распределение интенсивности сейсмической нагрузки при расчете траверс анкерных отдельно стоящих опор

А.38 Распределение сейсмической нагрузки по поперечному сечению трассы: при расчете колонн и фундаментов отдельно стоящих опор принимают по рисунку А.11; при расчете колонн и фундаментов эстакад — по рисунку А.12.

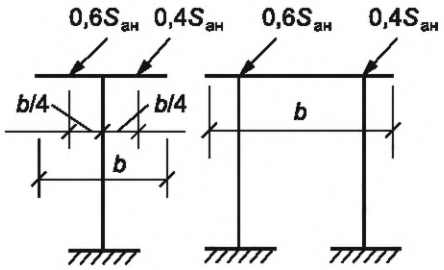
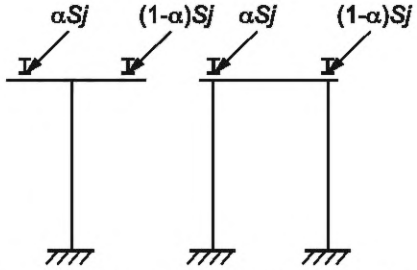


Рисунок А.11 — Распределение сейсмической нагрузки по поперечному сечению трассы при расчете колонн и фундаментов отдельно стоящих опор



При $q \le 10$ кН/м, $\alpha = 0{,}65$; при $q = 10 \div 30$ кН/м $\alpha = 0{,}6$; при $q > 30$ кН/м $\alpha = 0{,}55$. Состав нагрузки q указан в А.4

Рисунок А.12 — Распределение сейсмической нагрузки по поперечному сечению трассы при расчете колонн и фундаментов эстакад

А.39 Сейсмическую нагрузку в поперечном направлении определяют для участка трассы длиной l, равного расстоянию между соседними опорами эстакад или отдельно стоящими опорами.

Расчетную сейсмическую нагрузку S принимают приложенной на высоте H и определяют по формуле (А.5). Вес $Q_к$ определяют как сумму расчетных нагрузок (см. А.32), действующих на участке длиной l, от веса трубопроводов с изоляцией и транспортируемым продуктом, от веса строительных конструкций (пролетных строений, траверс, площадок) от 1/4 веса колонн.

А.40 Период основного тона собственных колебаний T определяют по формуле (А.6), в которой $Q_к$ — вес, определяемый по А.39; $\delta = \delta_j$ — перемещение промежуточной опоры эстакады или промежуточной отдельно стоящей опоры на высоте H_1 от единичной силы, приложенной по высоте H, определяемое методами строительной механики.

А.41 Между ярусами сейсмическая нагрузка распределяется в соответствии с А.35. Сейсмические нагрузки считают приложенными в уровне верхних граней траверс. На сейсмические нагрузки рассчитывают все промежуточные и анкерные опоры эстакад и все отдельно стоящие опоры. Пролетные строения эстакад с пролетами менее 24 м на сейсмические нагрузки допускается не рассчитывать.

А.42 Для расчета строительных конструкций отдельно стоящих опор и эстакад рекомендуется такая последовательность:

- выбор расчетной схемы;
- предварительное назначение размеров конструкций;
- определение нагрузок от собственного веса конструкций (ветровых, снеговых, технологических);
- статические расчеты конструкций: траверс, пролетных строений, опор;
- составление расчетных комбинаций усилий;
- подбор сечений конструкций, расчет соединений сборных элементов, проверка жесткости и трещиностойкости;
- расчет оснований фундаментов.

А.43 Расчеты строительных конструкций следует проводить в соответствии с требованиями нормативных документов государств — членов ЕАЭС[1)] с учетом требований настоящего раздела.

А.44 Расчет строительных конструкций отдельно стоящих опор и эстакад следует проводить как расчет плоских конструкций. При необходимости проведения уточненных расчетов и учета дополнительных факторов расчет отдельно стоящих опор и эстакад следует проводить как пространственных систем с учетом их совместной работы с трубопроводами.

А.45 При прокладке трубопроводов на эстакаде горизонтальная нагрузка, направленная вдоль оси эстакады, от сил трения в подвижных частях трубопроводов воспринимается пролетным строением и при наличии анкерных опор на промежуточные опоры не передается. Расчет опор эстакад проводят на действие разности температур от климатических воздействий, ветровую нагрузку, нагрузку от ответвлений трубопроводов, вертикальную нагрузку от собственного веса конструкций, трубопроводов и снега.

Примечания

1 При длине железобетонных (комбинированных) конструкций температурных блоков эстакад 48 м и менее и стальных менее 100 м, а также всех типов эстакад с шарнирным опиранием колонн на фундамент воздействие температур от климатических воздействий допускается не учитывать.

[1)] В Российской Федерации действуют СП 63.13330 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» и СП 16.13330 «СНиП II-23-81* Стальные конструкции».

2 Для эстакад с железобетонными опорами без анкерных опор к усилиям на опоры от действия разности температур от климатических воздействий должны быть добавлены усилия от горизонтальных технологических нагрузок, приходящиеся на температурный блок.

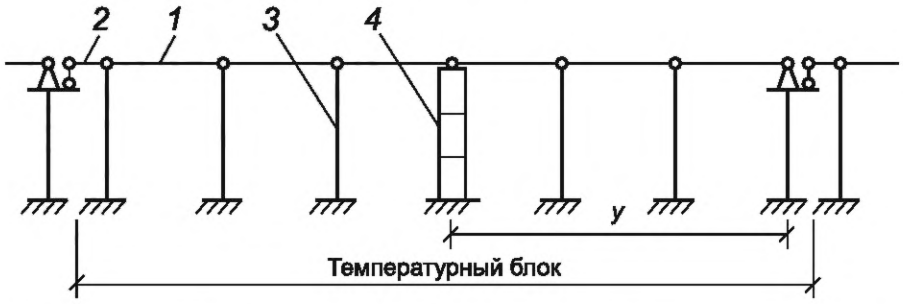
А.46 Величину горизонтального перемещения верха опор эстакад определяют по формуле

$$\Delta = \Delta_t \alpha y, \qquad (А.9)$$

где Δ_t — расчетное изменение температуры конструкций, определяемое в соответствии с требованиями А.14, °С;

α — коэффициент температурного расширения материала конструкции, принимаемый равным: $\alpha = 10 \cdot 10^{-6}$ °С$^{-1}$ для железобетонных конструкций и $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$ °С$^{-1}$ для стальных конструкций;

y — расстояние от неподвижной точки продольной рамы, не смещающейся при температурных воздействиях, до рассматриваемой опоры эстакады (см. рисунок А.13).



1 — пролетное строение; *2* — вставка; *3* — промежуточная опора; *4* — анкерная промежуточная опора

Рисунок А.13 — Расчетная схема эстакады в продольном направлении

А.47 Усилия в опорах эстакад рекомендуется определять с учетом неупругих деформаций конструкций (пластических деформаций, наличия трещин, ползучести), а также с учетом в необходимых случаях деформированного состояния.

А.48 При расчете опор эстакад на действие вертикальной нагрузки допускается принимать жесткость пролетного строения бесконечно большой.

А.49 Расчет анкерных опор эстакад проводят на действие вертикальных нагрузок и горизонтальных технологических нагрузок как консольного стержня, защемленного в уровне верха фундамента.

А.50 Стальные и железобетонные конструкции траверс рассчитывают на действие изгибающих моментов и поперечных сил от вертикальных и горизонтальных нагрузок с проверкой сечений на действие крутящих моментов, возникающих вследствие того, что горизонтальные нагрузки вдоль трассы приложены к верхней грани траверсы.

А.51 Балки пролетного строения следует рассчитывать на действие вертикальных и горизонтальных нагрузок по схеме однопролетной балки.

А.52 Пролетное строение эстакад в виде ферм расчленяют на вертикальные фермы пролетного строения и горизонтальные связевые фермы.

Работу каждой из этих систем под нагрузкой допускается принимать независимой.

А.53 Вертикальные фермы пролетного строения следует рассчитывать на действие вертикальных и горизонтальных нагрузок с учетом неравномерности их распределения по поперечному сечению эстакады. Определение усилий в стержнях проводят в предположении шарнирного сопряжения стержней в узлах. Траверсы следует располагать в местах узлов ферм.

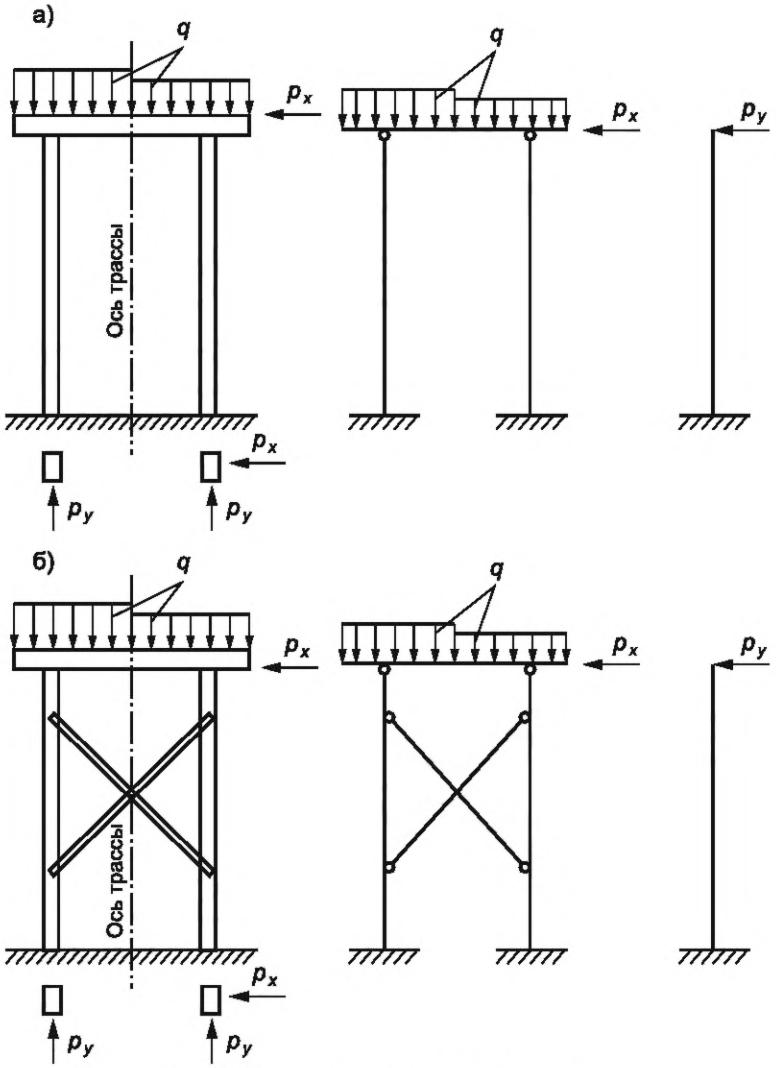
А.54 Расчет связевых ферм следует проводить на действие ветровых нагрузок, нагрузок от поперечных ответвлений и поворотов трубопроводов.

А.55 Определение усилий в плоских или пространственных опорах проводят как в стержневых системах по расчетным схемам, показанным на рисунках А.14 и А.15. Подбор сечений колонн опоры проводят на внецентренное сжатие.

А.56 Расчетную длину колонны промежуточных опор при проверке устойчивости допускается принимать:

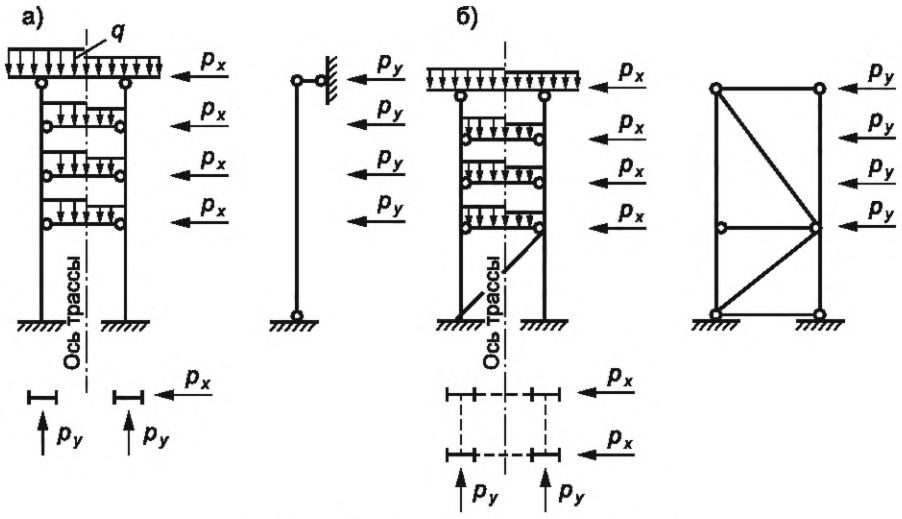
- в плоскости, перпендикулярной к оси трубопроводов, по рисунку А.16 а);
- плоскости оси трубопроводов при наличии анкерной опоры в температурном блоке по рисунку А.16 б);
- плоскости оси трубопровода при отсутствии анкерной опоры в температурном блоке, равной удвоенной высоте колонны от верха фундамента до низа пролетного строения.

Расчетную длину анкерных опор следует принимать равной удвоенной высоте опоры.



а) опора без связей; б) опора со связями

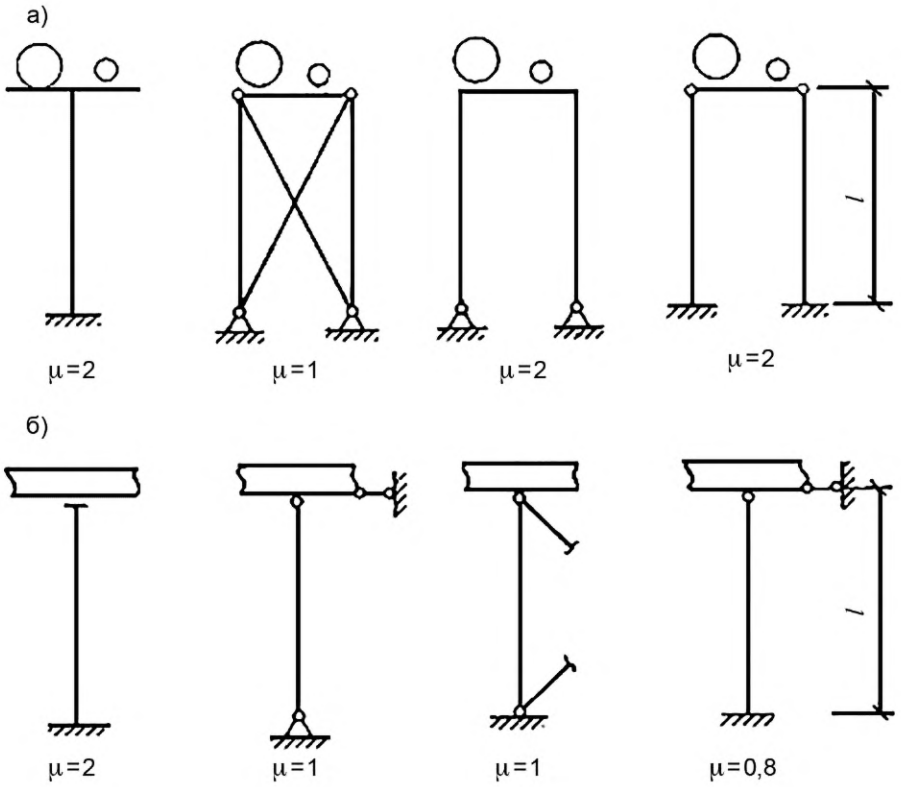
Рисунок А.14 — Расчетные схемы железобетонных опор



а) промежуточная опора; б) анкерная опора

Рисунок А.15 — Расчетные схемы стальных многоярусных опор

Расчетную длину ветви многоригельных опор (см. рисунок А.15) в плоскости, перпендикулярной к оси трубопроводов, следует принимать равной удвоенной высоте опоры от низа защемления ветви до верха опоры. В направлении оси трубопроводов расчетную длину ветви многоригельных опор принимают в зависимости от условий закрепления ее концов (см. рисунок А.16 б).



а) в плоскости, перпендикулярной к оси трубопроводов;
б) в плоскости оси трубопроводов

Рисунок А.16 — Значение коэффициентов для определения расчетных длин $l_0 = \mu l$ колонн опор

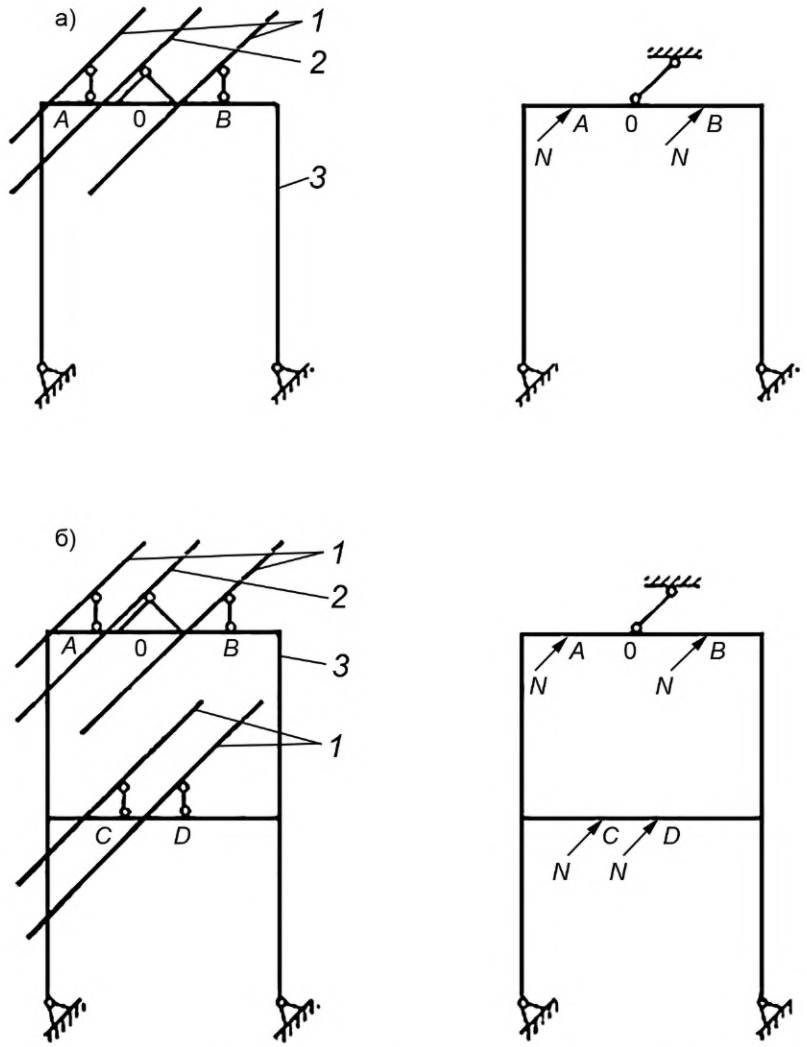
А.57 При двухшарнирных отдельно стоящих опорах прокладка одновременно нескольких трубопроводов допускается при условии, что один из трубопроводов максимального диаметра шарнирно связывается со всеми траверсами промежуточных опор и анкерной опорой температурного блока. Расчетные схемы двухшарнирных опор принимают по рисунку А.17.

При наклонах опор $\Delta l/h \geq 0{,}03$ (где Δl — смещение верха опоры относительно ее низа, h — высота опоры) необходимо дополнительно учитывать горизонтальную составляющую вертикальной нагрузки, возникающую вследствие наклона колонн опор.

А.58 Величины предельных вертикальных и горизонтальных прогибов конструкций отдельно стоящих опор и эстакад устанавливают технологическими требованиями, они не должны превышать 1/150 пролета и 1/75 вылета консоли.

А.59 Предельные величины деформаций оснований опор устанавливают технологическими требованиями, они не должны превышать следующих величин: относительная разность осадок — 0,002; крен фундамента — 0,002; максимальная абсолютная осадка — 15 см.

А.60 Определение размеров подошв отдельных фундаментов допускается проводить, принимая величину зоны отрыва, равную 0,33 полной площади фундамента.



а) одноярусной; б) двухъярусной; *1* — трубопроводы с подвижным опиранием; *2* — трубопроводы с неподвижным закреплением; *3* — опора

Рисунок А.17 — Расчетные схемы двухшарнирных опор

Наибольшее давление на грунт под краем подошвы не должно превышать давление на грунт при действии изгибающего момента в одном направлении 1,2*R*, а при действии изгибающих моментов в двух направлениях — 1,5*R* (где *R* — расчетное сопротивление грунта). Для фундаментов с прямоугольной подошвой размеры подошвы с учетом отрыва допускается определять исходя из следующих условий: при действии момента в одной плоскости принимают $e \le 0{,}28a$; при действии моментов в двух плоскостях расчет проводят на действие момента в каждом направлении, принимают $e_x \le 0{,}23a$ и $e_y \le 0{,}23b$; наибольшее давление на грунт σ_{max} под подошвой определяют по формуле

$$\sigma_{max} = \frac{4N}{3b(a-2e)} \le 1{,}2R, \qquad (А.10)$$

где a — длина фундамента в направлении действия максимального момента;

b — ширина фундамента;

$e = M/N$; $e_x = M_x/N$; $e_y = M_y/N$ — эксцентриситеты продольной силы;

N — нормативная вертикальная продольная сила по подошве фундамента, включая собственный вес фундамента и грунта на уступах;

M_x и M_y — изгибающие моменты в плоскостях x и y по подошве фундамента.

А.61 Расчет опор с применением колонн, установленных на односвайные фундаменты из свай-оболочек и буронабивных свай, свай-колонн на совместное действие вертикальных и горизонтальных нагрузок должен включать:

а) определение глубины погружения свай;

б) расчет свай по деформациям, который сводится к проверке соблюдения условия

$$u_p \le u_u, \qquad (A.11)$$

где u_p — расчетная величина горизонтального перемещения верха колонны;

u_u — предельная величина горизонтального перемещения верха опоры, устанавливаемая заданием на проектирование и принимаемая не более 1/75 расстояния от верха колонны до поверхности грунта;

в) расчет устойчивости грунта основания, окружающего сваю;

г) проверку прочности и трещиностойкости свай и колонн.

При проверке прочности расчетную длину свай-колонн следует определять, рассматривая сваю как жестко защемленную в сечении, расположенном на расстоянии от поверхности грунта, определяемом в соответствии с требованиями нормативных документов государств — членов ЕАЭС[1)]. Расчетную длину колонн, замоноличенных в буронабивные сваи и сваи-оболочки, допускается принимать, рассматривая колонну как жестко защемленную в уровне поверхности грунта.

А.62 Глубину погружения свай-колонн, свай-оболочек и буронабивных свай в грунт следует определять из условия обеспечения сопротивления на вертикальную сжимающую или растягивающую нагрузки с учетом глубины промерзания, но не менее 4,5 м для свай-колонн и не менее 3,5 м для буронабивных свай и свай-оболочек. Расчет несущей способности свай всех видов на вертикальную нагрузку проводят в соответствии с требованиями нормативных документов государств — членов ЕАЭС[1)].

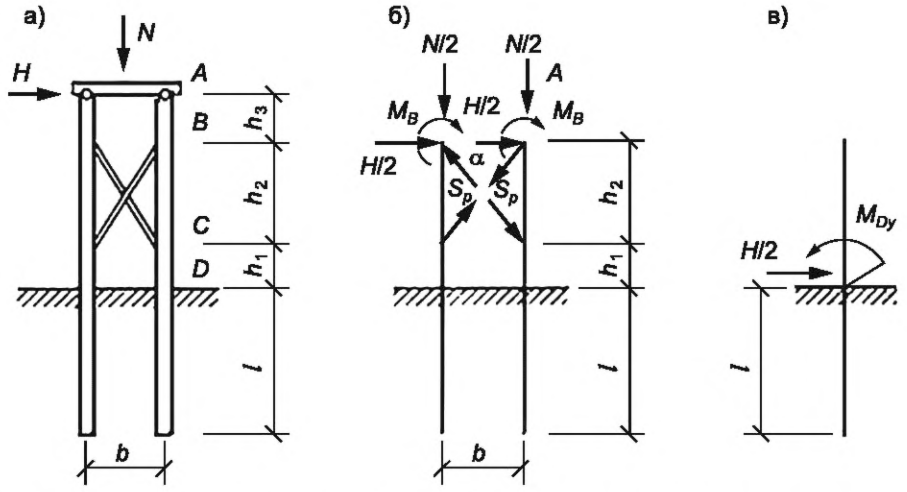
А.63 Расчет свай-колонн и колонн, замоноличенных в сваю по деформациям основания, включающий в себя определение перемещения сваи на уровне поверхности грунта и перемещения верха колонны от совместного действия вертикальных и горизонтальных нагрузок, а также расчеты по устойчивости грунта основания, окружающего сваю, и определение величин изгибающих моментов, поперечных и продольных сил, действующих в различных сечениях сваи, допускается проводить, рассматривая грунт как упругую линейно деформируемую среду (см. А.69—А.74).

Примечание — Расчет устойчивости грунта основания, окружающего сваю, не требуется для свай размером поперечного сечения $d \le 0{,}6$ м, погруженных в грунт на глубину более $10d$, за исключением случаев погружения свай в ил или глинистые грунты текучепластичной и текучей консистенции (здесь d — наружный диаметр круглого или сторона квадратного или большая сторона прямоугольного сечения сваи).

А.64 Расчет прочности и трещиностойкости железобетонных свай-колонн проводят на косое внецентренное сжатие или растяжение. При этом предельную ширину раскрытия трещин принимают для надземной части сваи-колонны 0,3 мм, для подземной части — 0,2 мм.

А.65 Статический расчет рамно-свайных опор допускается проводить раздельно в двух плоскостях: в плоскости оси трассы и плоскости, перпендикулярной к этой оси. При этом определять усилия допускается на основании упругой работы конструкции по недеформированной схеме.

А.66 Расчет опор с крестовыми связями проводят в соответствии с расчетной схемой рисунка А.18 в такой последовательности:



а) схема опоры; *б*) расчетная схема опоры; *в*) расчетная схема сваи при расчете на горизонтальную нагрузку

Рисунок А.18 — Расчетная схема опоры с применением свай-колонн

[1)] В Российской Федерации действует СП 24.13330 «СНиП 2.02.03-85 Свайные фундаменты».

а) определяют изгибающие моменты M_B и M_C в сечениях сопряжения связей с колонной по формулам:

$$M_B = \frac{Hh_3}{2}; \quad (A.12)$$

$$M_C = M_B + \left(\frac{H}{2-S}\right)h_2; \quad (A.13)$$

$$S = \frac{H\varphi_1}{2} + \frac{M_B\varphi_2}{h_1 + h_2}, \quad (A.14)$$

где φ_1 и φ_2 — коэффициенты, принимаемые по таблице А.4 в зависимости от значения $k_1 = h_1/(h_1 + h_2)$;

б) определяют изгибающий момент M_0 в уровне поверхности грунта

$$M_0 = M_C + \frac{Hh_1}{2}; \quad (A.15)$$

в) определяют горизонтальные перемещения u_0 и угол поворота ψ_0 сваи-колонны как одиночной сваи без связей в уровне поверхности грунта от действия горизонтальной нагрузки $H/2$ и изгибающего момента M_0, приложенных в уровне поверхности грунта (см. рисунок А.18 в) по А.69—А.74;

г) определяют горизонтальное перемещение верха опоры:

$$u_a = \frac{u_H}{1 - \frac{Nh_3^2}{2\eta E_b I}}; \quad (A.16)$$

$$u_H = u_0 + \frac{Hh_3^3}{6E_b I} + \psi_0\left(h_2 + h_3\right), \quad (A.17)$$

где η — коэффициент, принимаемый по таблице А.5 в зависимости от значения $k_2 = h_2/(h_2 + h_3)$;

E_b — начальный модуль упругости бетона, кН/м^2;

I — момент инерции сечения сваи-колонны, м;

д) определяют расчетный изгибающий момент M_z и поперечную силу Q_z, действующие на глубине z в сечениях сваи (см. А.69—А.74);

е) определяют усилие в раскосах S_p

$$S_p = S/\cos\alpha, \quad (A.18)$$

где S_p —угол наклона раскоса к горизонтали.

Таблица А.4 — Значения коэффициентов φ_1 и φ_2

k_1	φ_1	φ_2	k_1	φ_1	φ_2
0	1	1,5	0,5	1,38	2,25
0,1	1,01	1,53	0,6	1,68	2,78
0,2	1,05	1,61	0,7	2,02	3,54
0,3	1,12	1,74	0,8	2,85	5,19
0,4	1,22	1,94	0,9	5,34	10,18

Таблица А.5 — Значения коэффициента η

k_2	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
η	2,47	2,83	3,4	4,1	5	6,26	7,99	10,39	13,58	17,24	10,19

А.67 Расчет опор с применением свайного ростверка производится сначала для верхней части опоры выше ростверка как рамы с закрепленными в уровне верхней поверхности ростверка стойками, затем для нижней части опоры как свайного ростверка.

Ростверк следует считать жестким, когда отношение наибольшей стороны плиты ростверка a к ее толщине t, $a/t \le 4$. При этом расчет жесткого ростверка сводится к определению величин перемещения и угла его поворота, что позволяет определять усилия, действующие в головах свай, как расчет одиночных свай.

Все нагрузки, действующие на ростверк в рассматриваемой плоскости, следует привести к трем силовым факторам, приложенным к центру тяжести подошвы ростверка (точка О на рисунке А.19): горизонтальной силе F_h, вертикальной силе F_v и моменту M_x.

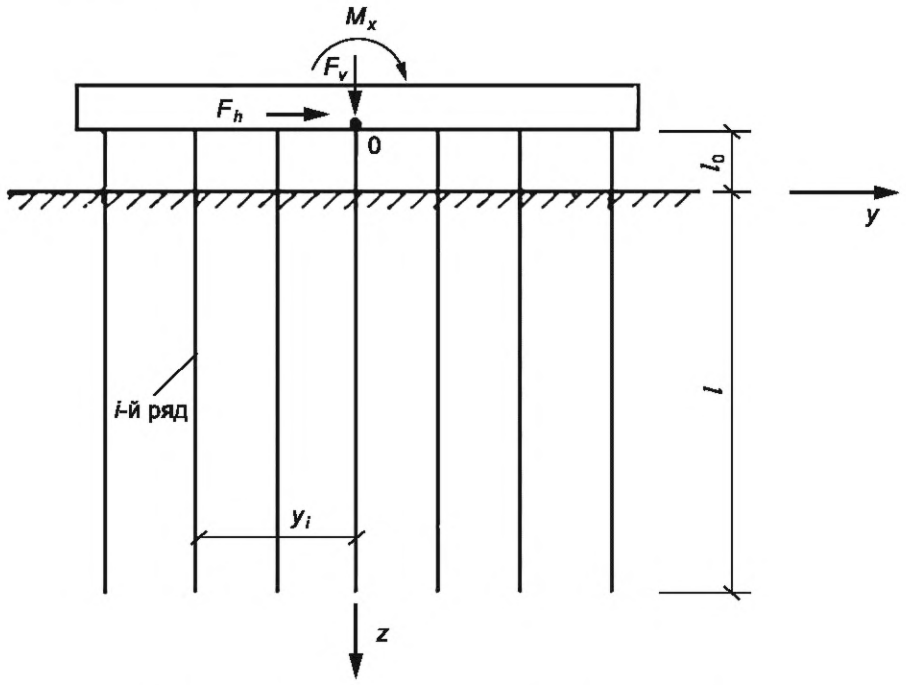


Рисунок А.19 — Расчетная схема свайного ростверка

А.68 Расчет рамно-свайных опор с применением жесткого ростверка проводят в такой последовательности:

а) определяют по А.69—А.74 коэффициенты деформации a_ε и перемещения $\delta_{НН}$, $\delta_{НМ} = \delta_{МН}$ и $\delta_{ММ}$ для одиночной сваи;

б) вычисляют характеристики жесткости

$$\sigma_1 = E_b A / l_N, \qquad (А.19)$$

где A — площадь поперечного сечения сваи, м^2;

E_b — начальный модуль упругости бетона, кН/м^2; величину l_N принимают для забивных свай $l_N = l_0 = 0{,}007 E_b A / F_d$; для буронабивных свай и свай-оболочек $l_N = l_0 + l + E_b A / C_0 A_0$,

где l_0 и l, м — длины свай (см. рисунок А.19); F_d — несущая способность сваи по грунту на действие вертикальной нагрузки, кН; A_0 — площадь поперечного сечения подошвы сваи, м^2; C_0 — коэффициент постели под подошвой сваи, кН/м^3, принимают равным

$$C_0 = 5Kl/d_0, \text{ но не менее } C_0 = 50K/d_0,$$

где K — коэффициент пропорциональности для свай, кН/м^4, определяемый по А.69—А.74; d_0 — диаметр поперечного сечения подошвы сваи, м;

$$\sigma_2 = \frac{\delta_2}{\delta_1\delta_2 - \delta_3^2}; \quad \sigma_3 = \frac{\delta_3}{\delta_1\delta_2 - \delta_3^2}; \quad \sigma_4 = \frac{\delta_1}{\delta_1\delta_2 - \delta_3^2}, \qquad (А.20)$$

где $\delta_1 = l^3_0/3E_bI + l^2_0\delta$ мм $+ 2l_0\delta_{НМ} + \delta_{НН}$;

$\delta_2 = l_0/E_bI + \delta_{ММ}$;

$\delta_3 = l^2_0/2E_bI + \delta_{МН} + 2l_0\delta_{ММ}$;

в) вычисляют горизонтальное перемещение ростверка a, м, вертикальное перемещение центра тяжести ростверка ω, м, и угол поворота ростверка i, рад, при симметричной расчетной схеме по формулам:

$$u = \Delta\left(r_{ü}F_h - r_{ui}M_x\right);$$

$$\omega = F_v/r_{\omega\omega};\ i = \Delta(r_{uu}M_x - r_{ui}F_h), \qquad (А.21)$$

где $\Delta = 1/(r_{uu}r_{ii} - r^2_{ui})$;

$r_{uu} = \sigma_2 n$; $r_{ui} = -\sigma_3 n$;

$$r_{\omega\omega} = \sigma_1 n;\ r_{ii} = \sigma_1 \sum_{i}^{n_r} n_i y_i^2 + \sigma_4 n;$$

n — количество свай в ростверке;

n_i — количество свай в ряду, который на плоскую расчетную схему ростверка проектируется как одна i-я свая;

y_i — координата свай i-го ряда, м;

n_r — количество рядов свай в направлении действия F_h и M_x.

Определяют усилия, приложенные к головам свай:

$$N_i = \sigma_1(\omega + y_i i);$$
$$H = \sigma_2 u - \sigma_3 i; \qquad (A.22)$$
$$M = -\sigma_3 u + \sigma_4 i,$$

где N_i, H, M — соответственно продольная сила, кН, поперечная сила, кН, и изгибающий момент, кН · м, действующие в i-й свае в месте заделки голов сваи в плите ростверка. По найденным по А.69—А.74 N_i, H, M вычисляют: давление на грунт по контакту с боковой поверхностью сваи, изгибающий момент, продольную и поперечную силы для любого сечения сваи;

г) определяют горизонтальное перемещение u_h верха рамно-свайной опоры по формуле

$$u_h = u_f + u + i l_f, \qquad (A.23)$$

где u_f — горизонтальное перемещение верхней части опоры, находящейся выше ростверка, определяемое так же, как для рамы с защемленными в ростверк стойками;

l_f — расстояние от верха опоры до верха ростверка.

А.69 При расчете свай, свай-оболочек и свай-столбов (далее свай) на совместное действие вертикальных и горизонтальных нагрузок и моментов в соответствии со схемой, приведенной на рисунке А.20, допускается рассматривать грунт, окружающий сваю, как упругую линейно-деформируемую среду, характеризующуюся коэффициентом постели C_z, кН/м^3.

Расчетную величину коэффициента постели C_z грунта на боковой поверхности сваи при отсутствии опытных данных допускается определять по формуле

$$C_z = Kz, \qquad (A.24)$$

где K — коэффициент пропорциональности, кН/м^4, принимаемый в зависимости от вида грунта, окружающего сваю, по таблице А.6;

z — глубина расположения сечения сваи в грунте, м, для которой определяют коэффициент постели, по отношению к поверхности грунта при высоком ростверке или к подошве ростверка при низком ростверке.

Таблица А.6 — Значение коэффициента пропорциональности K

Вид грунта, окружающего сваю, и его характеристика	Коэффициент пропорциональности K, кН/м^4, для свай	
	забивных	набивных, свай-оболочек и свай-столбов
Глины и суглинки текучепластичные ($0{,}75 < I_L \le 1$)	650—2500	500—2000
Глины и суглинки мягкопластичные ($0{,}5 < I_L \le 0{,}75$); супеси пластичные ($0 \le I_L \le 1$); пески пылеватые ($0{,}6 \le e \le 0{,}8$)	2500—5000	2000—4000
Глины и суглинки тугопластичные и полутвердые ($0 \le I_L \le 0{,}5$); супеси твердые ($I_L < 0$); пески мелкие ($0{,}6 \le e \le 0{,}75$); пески средней крупности ($0{,}55 \le e \le 0{,}7$)	5000—8000	4000—6000
Глины и суглинки твердые ($I_L < 0$); пески крупные ($0{,}55 \le e \le 0{,}7$)	8000—13000	6000—10000
Пески гравелистые ($0{,}55 \le e \le 0{,}7$); гравий и галька с песчаным заполнителем	—	10000—20000

Окончание таблицы А.6

Примечания

1 Меньшие значения коэффициента *K* в таблице А.6 соответствуют более высоким значениям консистенции I_L глинистых и коэффициентов пористости *e* песчаных грунтов, указанным в скобках, а большие значения коэффициента *K* — соответственно более низким значениям I_L и *e*. Для грунтов с промежуточными значениями характеристик I_L и *e* величины коэффициента *K* определяют интерполяцией.

2 Значения коэффициента *K* для плотных песков должны приниматься на 30 % выше, чем наибольшие значения указанных в таблице К.6 коэффициентов *K* для заданного вида грунта.

А.70 Все расчеты свай следует выполнять применительно к приведенной глубине расположения сечения сваи в грунте *z* и приведенной глубине погружения сваи в грунт $\overline{l}$, определяемых по формулам:

$$\overline{z} = \alpha_\varepsilon z; \tag{А.25}$$

$$\overline{l} = \alpha_\varepsilon l, \tag{А.26}$$

где *z* и *l* — действительная глубина расположения сечения сваи в грунте и действительная глубина погружения сваи (ее нижнего конца) в грунт, соответственно отсчитываемые от поверхности грунта — при высоком ростверке или от подошвы ростверка — при низком ростверке, м;

α_ε — коэффициент деформации, 1/м, определяемый по формуле

$$\alpha_\varepsilon = \sqrt[5]{\frac{Kb_p}{E_b I}}, \tag{А.27}$$

где E_b — начальный модуль упругости бетона сваи, кН/м^2, принимаемый в соответствии с требованиями нормативных документов государств — членов ЕАЭС[1)];

I — момент инерции поперечного сечения сваи, м^4;

b_p — условия ширины сваи, м, принимаемой равной: для свай-оболочек, а также свай-столбов и набивных свай с диаметром стволов от 0,8 и более $b_p = d + 1$ м, а для остальных видов и размеров сечений свай $b_p = 1{,}5d + 0{,}5$ м;

d — наружный диаметр круглого или сторона квадратного, или сторона прямоугольного сечения сваи в плоскости, перпендикулярной к действиям нагрузки, м.

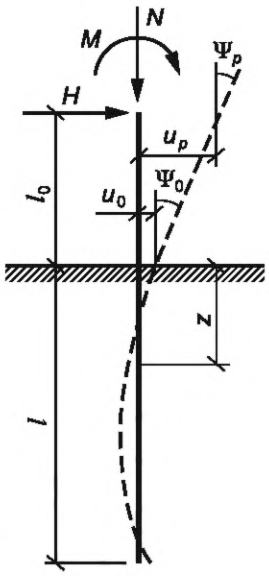


Рисунок А.20 — Схема нагрузок на сваю

А.71 Расчетные величины горизонтального перемещения сваи в уровне подошвы ростверка u_p, м, и угол ее поворота Ψ_p, рад, следует определять по формулам:

$$u_p = u_0 + \Psi_0 l_0 + \frac{H l_0^3}{3E_b I} + \frac{M l_0^2}{2E_b I}; \tag{А.28}$$

1) В Российской Федерации действует СП 63.13330 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».

$$\Psi_p = \Psi_0 + \frac{Hl_0^2}{2E_bI} + \frac{Ml_0}{E_bI}, \quad (A.29)$$

где H и M — расчетные значения поперечной силы, кН, и изгибающего момента, кН · м, действующие на голову сваи;

l_0 — длина участка сваи, м (см. рисунок А.20);

u_0 и Ψ_0 — горизонтальное перемещение, м, и угол поворота поперечного сечения сваи, рад, в уровне поверхности грунта.

А.72 Горизонтальное перемещение u_0 и угол поворота Ψ_0 следует определять по формулам

$$u_0 = H_0\delta_{НН} + M_0\delta_{НМ}; \quad (A.30)$$

$$\Psi_0 = H_0\,\delta_{МН} + M_0\delta_{ММ}, \quad (A.31)$$

где H_0 и M_0 — расчетное значение поперечной силы, кН, и изгибающего момента, кН·м, в рассматриваемом сечении сваи, принимаемые равными: $H_0 = H$ и $M_0 = M + Hl_0$, $\delta_{НН}$, $\delta_{НМ}$, $\delta_{МН}$ и $\delta_{ММ}$ — перемещения и угол поворота сваи в уровне поверхности грунта, вычисляемые по формулам:

$$\delta_{НН} = \frac{A_0}{\alpha_\varepsilon^3 E_bI};\ \delta_{МН} = \delta_{НМ} = \frac{B_0}{\alpha_\varepsilon^2 E_bI};\ \delta_{ММ} = \frac{C_0}{\alpha_\varepsilon E_bI}, \quad (A.32)$$

где A_0, B_0, C_0 — коэффициенты, принимаемые по таблице А.7 в зависимости от $\bar{l}$. При величине $\bar{l}$, соответствующей промежуточному значению, указанному в таблице А.7, ее следует округлить до ближайшего табличного значения.

Таблица А.7 — Значения коэффициентов A_0, B_0, C_0

$\bar{l}$	При опирании сваи на нескальный грунт		
	A_0	B_0	C_0
0,5	72,004	192,026	576,243
0,6	50,007	111,149	278,069
0,7	36,745	70,023	150,278
0,8	28,140	46,943	88,279
0,9	22,244	33,008	55,307
1	18,030	24,106	36,486
1,1	14,916	18,160	25,123
1,2	12,552	14,041	17,944
1,3	10,717	11,103	13,235
1,4	9,266	8,954	10,050
1,5	8,101	7,349	7,838
1,6	7,154	6,129	6,268
1,7	6,375	5,189	5,133
1,8	5,730	4,456	4,299
1,9	5,190	3,878	3,679
2	4,737	3,418	3,213
2,2	4,032	2,756	2,591
2,4	3,526	2,327	2,227
2,6	3,163	2,048	2,013
2,8	2,905	1,869	1,889

Окончание таблицы А.7

$\bar{l}$	При опирании сваи на нескальный грунт		
	A_0	B_0	C_0
3	2,727	1,758	1,818
3,5	2,502	1,641	1,757
≥4	2,441	1,621	1,751

А.73 Расчет устойчивости основания, окружающего сваи, следует проводить по условию (А.33) ограничения расчетного давления σ_z, оказываемого на грунт боковыми поверхностями свай

$$\sigma_z \le \frac{4\eta_1\eta_2\left(\gamma_I z \operatorname{tg}\varphi_I + \xi C_I\right)}{\cos\varphi_I}, \qquad (А.33)$$

где σ_z — расчетное давление на грунт, кН/м^2, боковой поверхности сваи, определяемое на следующих глубинах z, м, отсчитываемых при высоком ростверке от поверхности грунта, а при низком ростверке — от его подошвы:

а) при $\bar{l} \le 2,5$ — на двух глубинах, соответствующих $z = l/3$ и $z = l$;

б) при $\bar{l} > 2,5$ — на глубине $z = 0,85/\alpha_\varepsilon$;

γ_I — расчетный удельный вес грунта нарушенной структуры, кН/м^3, определяемый в водонасыщенных грунтах с учетом взвешивания в воде;

φ_I и C_I — расчетные значения соответственно угла внутреннего трения грунта, [°], и удельного сцепления грунта, кН/м^2, принимаемые в соответствии с требованиями нормативных документов государств — членов ЕАЭС[1)];

ξ — коэффициент, принимаемый при набивных сваях и сваях-оболочках $\xi = 0,6$, а при всех остальных видах свай $\xi = 0,3$;

η_1 — коэффициент, равный 1, кроме случаев расчета фундаментов распорных сооружений, в которых следует принимать $\eta_1 = 0,7$;

η_2 — коэффициент, учитывающий долю постоянной нагрузки в суммарной нагрузке, определяемый по формуле

$$\eta_2 = \frac{M_g + M_p}{\bar{n}M_g + M_p}, \qquad (А.34)$$

где M_g — момент от внешних постоянных расчетных нагрузок в сечении фундамента на уровне нижнего конца свай, кН · м;

M_p — момент от внешних временных расчетных нагрузок в сечении фундамента на уровне нижнего конца свай, кН · м;

$\bar{n}$ — коэффициент, принимаемый $\bar{n} = 2,5$, для сооружения опор и эстакад.

Примечание — Если расчетные горизонтальные давления на грунт sz не удовлетворяют условию (А.33), но при этом несущая способность свай по материалу недоиспользована и перемещения сваи меньше предельно допустимых величин, то при приведенной глубине свай $\bar{l} \ge 2,5$ расчет следует повторить, приняв уменьшенное значение коэффициента пропорциональности K. При новом значении K необходимо проверить прочность сваи по материалу, ее перемещения, а также соблюдение условия (А.33).

А.74 Расчетное давление σ_z, кН/м^2, на грунт по контакту с боковой поверхностью сваи, возникающее на глубине z, а также расчетный изгибающий момент M_z, кН · м, поперечную силу Q_z, кН, и продольную силу N_z, кН, действующие на глубине z в сечении сваи, следует определять по формулам:

$$\sigma_z = \frac{K\bar{z}\left(u_0 A_1 - \dfrac{\Psi_0 B}{\alpha_\varepsilon} + \dfrac{M_0 C_1}{\alpha_\varepsilon^2 E_b I} + \dfrac{H_0 D_1}{\alpha_\varepsilon^3 E_b I}\right)}{\alpha_\varepsilon}; \qquad (А.35)$$

$$M_3 = \alpha_\varepsilon^2 E_b I u_0 A_3 - \alpha_\varepsilon E_b \Psi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0 D_3}{\alpha_\varepsilon}; \qquad (А.36)$$

1) В Российской Федерации действует СП 22.13330 «СНиП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений».

$$Q_z = \alpha_\varepsilon^3 E_b I u_0 A_4 - \alpha_\varepsilon^2 E_b I \Psi_0 B_4 + \alpha_\varepsilon M_0 C_4 + H_0 D_4; \quad (A.37)$$

$$N_z = N, \quad (A.38)$$

где A_1, B_1, C_1, D_1, A_3, B_3, C_3, D_3, A_4, B_4, C_4 и D_4 — коэффициенты, принимаемые по таблице А.8;

N — расчетная осевая нагрузка, кН, передаваемая на голову сваи.

Таблица А.8 — Значения коэффициентов A_1, B_1, C_1, D_1, A_3, B_3, C_3, D_3, A_4, B_4, C_4 и D_4

$\bar{z}$	Коэффициенты											
	A_1	B_1	C_1	D_1	A_3	B_3	C_3	D_3	A_4	B_4	C_4	D_4
0	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1
0,1	1	0,100	0,005	0	0	0	1	0	–0,005	0	0	1
0,2	1	0,200	0,020	0,001	–0,001	0	1	0,200	–0,020	–0,003	0	1
0,3	1	0,300	0,045	0,005	–0,005	–0,001	1	0,300	–0,045	–0,009	–0,001	1
0,4	1	0,400	0,080	0,011	–0,011	–0,002	1	0,400	–0,080	–0,021	–0,003	1
0,5	1	0,500	0,125	0,021	–0,021	–0,005	0,999	0,500	–0,125	–0,042	–0,008	0,999
0,6	0,999	0,600	0,180	0,036	–0,036	–0,011	0,998	0,600	–0,180	–0,072	–0,016	0,997
0,7	0,999	0,700	0,245	0,057	–0,057	–0,02	0,996	0,699	–0,245	–0,114	–0,03	0,994
0,8	0,997	0,799	0,320	0,085	–0,085	–0,034	0,992	0,799	–0,320	–0,171	–0,051	0,989
0,9	0,995	0,899	0,405	0,121	–0,121	–0,055	0,985	0,897	–0,404	–0,243	–0,082	0,980
1,0	0,992	0,997	0,499	0,167	–0,167	–0,083	0,975	0,994	–0,499	–0,333	–0,125	0,967
1,1	0,987	1,095	0,604	0,222	–0,122	–0,122	0,960	1,090	–0,603	–0,443	–0,183	0,946
1,2	0,979	1,192	0,718	0,288	–0,287	–0,173	0,938	1,183	–0,716	–0,575	–0,259	0,917
1,3	0,969	1,287	0,841	0,365	–0,365	–0,238	0,907	1,273	–0,838	–0,730	–0,356	–0,876
1,4	0,955	1,379	0,974	0,456	–0,455	–0,319	0,866	1,358	–0,967	–0,910	–0,479	–0,821
1,5	0,937	1,468	1,115	0,560	–0,559	–0,420	0,811	1,437	–1,105	–1,116	–0,630	–0,747
1,6	0,913	1,553	1,264	0,678	–0,676	–0,543	0,739	1,507	–1,248	–1,350	–0,815	–0,652
1,7	0,882	1,633	1,421	0,812	–0,808	–0,691	0,646	1,566	–1,396	–1,613	–1,036	–0,529
1,8	0,843	1,706	1,584	0,961	–0,956	–0,867	0,530	1,612	–1,547	–1,906	–1,299	–0,374
1,9	0,795	1,770	1,752	1,126	–1,118	–1,074	0,385	1,64	–1,699	–2,227	–1,608	–0,181
2,0	0,735	1,823	1,924	1,308	–1,295	–1,314	0,207	1,646	–1,848	–2,578	–1,966	–0,057
2,2	0,575	1,887	2,272	1,720	–1,693	–1,906	–0,271	1,575	–2,125	–3,36	–2,849	–0,692
2,4	0,347	1,874	2,609	2,195	–2,141	–2,663	–0,949	1,352	–2,339	–4,228	–3,973	–1,592
2,6	0,033	1,755	2,907	2,724	–2,621	–3,600	–1,877	0,917	–2,437	–5,140	–5,355	–2,821
2,8	–0,385	1,490	3,128	3,288	–3,103	–4,718	–3,108	0,197	–2,346	–6,023	–6,990	–4,445
3,0	–0,928	1,037	3,225	3,858	–3,540	–6,000	–4,688	–0,891	–1,969	–6,765	–8,840	–6,520
3,5	–2,928	–1,272	2,463	4,980	–3,919	–9,544	–10,340	–5,854	1,074	–6,789	–13,692	–13,826
4,0	–5,853	–5,941	–0,927	4,548	–1,614	–11,731	–17,919	–15,076	9,242	–6,858	–15,611	–23,140

Приложение Б
(обязательное)

Мостовые и подвесные краны

Б.1 Мостовые и подвесные краны различных групп режимов работы

Перечень мостовых и подвесных кранов приведен в таблице Б.1.

Таблица Б.1 — Перечень мостовых и подвесных кранов различных групп режимов работы

Краны	Группы режимов работы	Условия использования
Ручные всех видов	1К-3К	Любые
С приводными подвесными талями, в том числе с навесными захватами		Ремонтные и перегрузочные работы ограниченной интенсивности
С лебедочными грузовыми тележками, в том числе с навесными захватами		Здания электростанций, монтажные работы, перегрузочные работы ограниченной интенсивности
С лебедочными грузовыми тележками, в том числе с навесными захватами	4К-6К	Перегрузочные работы средней интенсивности, технологические работы в механических цехах, склады готовых изделий предприятий строительных материалов, склады металлосбыта
С грейферами двухканатного типа, магнитно-грейферные		Смешанные склады, работа с разнообразными грузами
Магнитные		Склады полуфабрикатов, работа с разнообразными грузами
Закалочные, ковочные, штыревые, литейные	7К	Цехи металлургических предприятий
С грейферами двухканатного типа, магнитно-грейферные		Склады насыпных грузов и металлолома с однородными грузами (при работе в одну или две смены)
С лебедочными грузовыми тележками, в том числе с навесными захватами		Технологические краны при круглосуточной работе
Траверсные, мульдогрейферные, мульдозавалочные, для раздевания слитков, копровые, ваграночные, колодцевые	8К	Цехи металлургических предприятий
Магнитные		Цехи и склады металлургических предприятий, крупные металлобазы с однородными грузами
С грейферами двухканатного типа, магнитно-грейферные		Склады насыпных грузов и металлолома с однородными грузами (при круглосуточной работе)

Б.2 Нагрузка от удара крана о тупиковой упор

Нормативное значение горизонтальной нагрузки F, кН, направленной вдоль кранового пути и вызываемой ударом крана о тупиковый упор, следует определять по формуле

$$F = \frac{mv^2}{f}, \qquad (Б.1)$$

где v — скорость передвижения крана в момент удара, принимаемая равной половине номинальной, м/с;

f — возможная наибольшая осадка буфера, принимаемая равной 0,1 м для кранов с гибким подвесом груза грузоподъемностью не более 50 т групп режимов работы 1К-7К и 0,2 м — в остальных случаях;

m — приведенная масса крана, определяемая по формуле

$$m = \frac{m_b}{2} + \left(m_c + km_q\right)\frac{l - l_1}{l}, \qquad (Б.2)$$

где m_b — масса моста крана, т;

m_c — масса тележки, т;

m_q — грузоподъемность крана, т;

k — коэффициент; k = 0 — для кранов с гибким подвесом; k = 1 — для кранов с жестким подвесом груза;

l — пролет крана, м;

l_1 — приближение тележки, м.

Расчетное значение рассматриваемой нагрузки с учетом коэффициента надежности по нагрузке γ_f (см. 10.8) принимают не более установленных предельных значений, приведенных в таблице Б.2, или на основе паспортных данных.

Таблица Б.2 — Предельные значения нагрузок F

Краны	Предельные значения нагрузок F, кН
Подвесные (ручные и электрические) и мостовые ручные	10
Электрические мостовые:	
общего назначения групп режимов работы 1К-3К	50
общего назначения и специальные групп режимов работы 4К-7К, а также литейные	150
Специальные группы режима работы 8К с подвесом груза:	
гибким	250
жестким	500

Приложение В
(обязательное)

Схемы снеговых нагрузок и коэффициенты

В.1 Здания с односкатными и двускатными покрытиями

В.1.1 Для зданий с односкатными и двускатными покрытиями (рисунок В.1) коэффициент μ определяют по таблице В.1. Промежуточные значения определяются линейной интерполяцией.

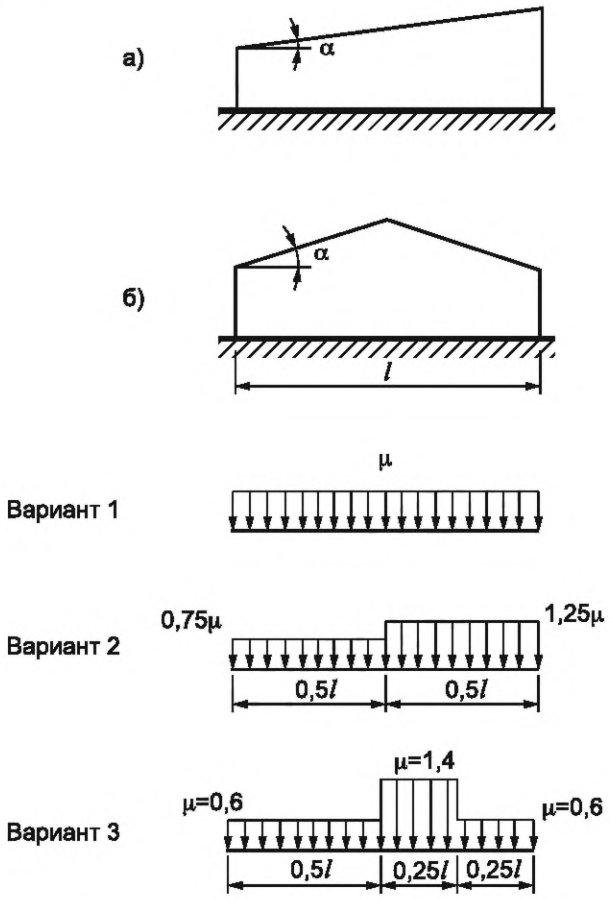


Рисунок В.1 — Определение коэффициента μ для зданий с односкатными и двускатными покрытиями

Таблица В.1 — Значение коэффициента μ в зависимости от уклона покрытия α

Уклон покрытия α	μ
α ≤ 30°	1
α ≥ 60°	0

В.1.2 Варианты 2 и 3, см. рисунок В.1, следует учитывать для зданий с двускатными покрытиями (профиль *б*), при этом вариант 2 — при 15° ≤ α ≤ 40°; вариант 3 — при 10° ≤ α ≤ 30°; только при наличии ходовых мостиков или светоаэрационных устройств по коньку покрытия.

Примечания

1 Для конструктивных схем покрытий, чувствительных к локальной неравномерности распределения снеговой нагрузки, необходимо рассмотреть дополнительную схему с коэффициентами μ = 0,9 и μ = 1,1 на двух скатах в поперечном направлении (см. вариант 2, рисунок В.1) или в смежных пролетах покрытия по длине здания.

2 Для покрытий, имеющих габаритные размеры, превышающие 100 м в обоих направлениях, помимо равномерно распределенной снеговой нагрузки необходимо учитывать случай неравномерно распределенной снеговой нагрузки согласно вариантам 2 или 3 (рисунок В.1) для двускатных покрытий или примечанию 1 — для односкатных, независимо от их уклона.

В.2 Здания со сводчатыми и близкими к ним по очертанию покрытиями

Для зданий со сводчатыми и близкими к ним по очертанию покрытиями (см. рисунок В.2) следует принимать

$$\mu_1 = \cos(1{,}5\alpha);\ \mu_2 = 2\sin(3\alpha), \qquad (В.1)$$

где α — уклон покрытия, °; при этом значения μ_1 вычисляют в каждой точке покрытия.

Для сводчатых поверхностей кругового очертания значения μ_2 вычисляют в точках с уклоном $\alpha = 30°$, $\alpha = 60°$ и в крайнем сечении покрытия (точки А, В и С на рисунке В.2). Промежуточные значения μ_2 определяют линейной интерполяцией. Для сводчатых покрытий некругового очертания значения μ_2 вычисляют по формуле (В.1) в каждой точке. При $\alpha \geq 60°$ $\mu_1 = 0$ и $\mu_2 = 0$.

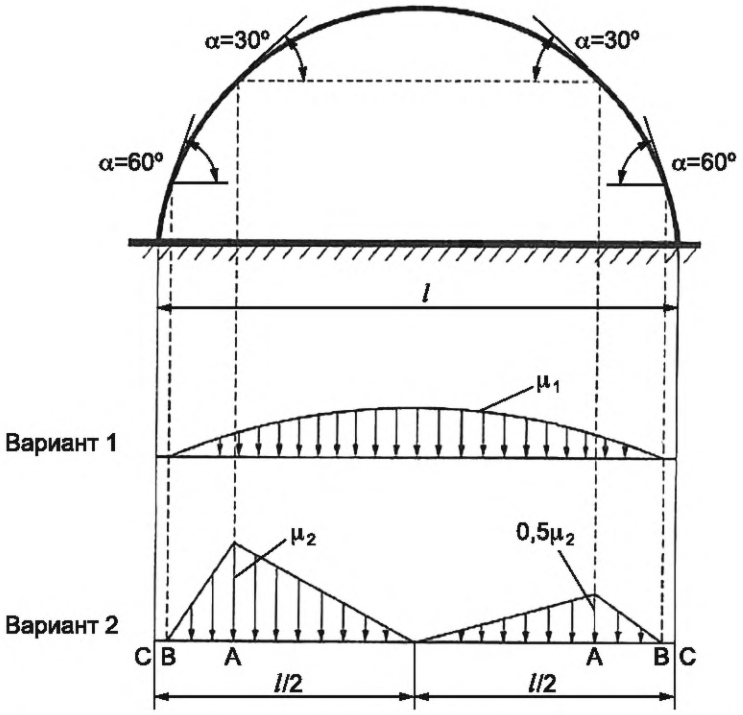


Рисунок В.2 — Определение коэффициента μ для зданий со сводчатыми покрытиями

Для покрытий в виде стрельчатых арок (рисунок В.3):
- при $\beta \geq 15°$ необходимо использовать схему б) на рисунке В.1, принимая $l = l'$;
- при $\beta < 15°$ необходимо использовать схему на рисунке В.2.

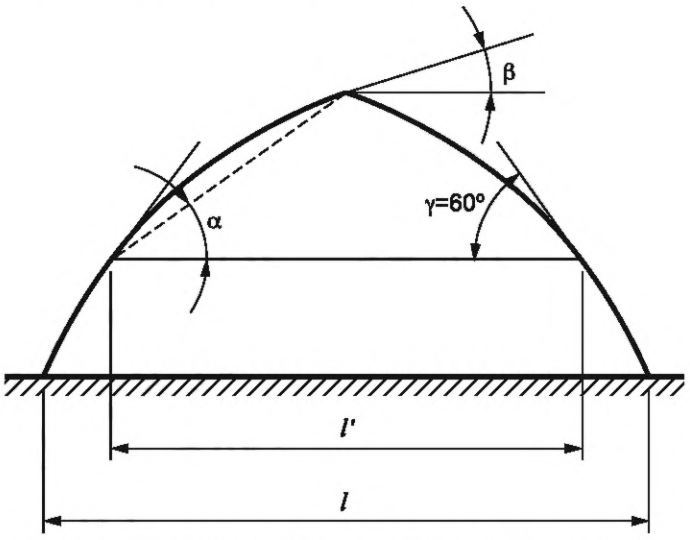


Рисунок В.3 — Определение коэффициента μ для зданий с покрытиями в виде стрельчатых арок

В.3 Здания с продольными фонарями

В.3.1 Здания с продольными фонарями, закрытыми сверху

Для зданий с продольными фонарями (независимо от их расположения на покрытии), закрытыми сверху (рисунок В.4), для двух схем снеговой нагрузки (рисунок В.5) коэффициенты μ следует определять как

$$\mu_1 = 0,8;\ \mu_2 = 1 + 0,1\frac{a}{b};\ \mu_3 = 1 + 0,5\frac{a}{b_l}, \qquad (В.2)$$

при этом коэффициенты должны быть не более 4,0; $b_l = h_l$, но не более b.

При $h_l < f$, где f — стрела подъема покрытия фонаря, следует принимать $b_l = h_l + f/2$.

При определении нагрузки у торца фонаря для зоны В значение коэффициента μ в обоих вариантах следует принимать равным 1,0.

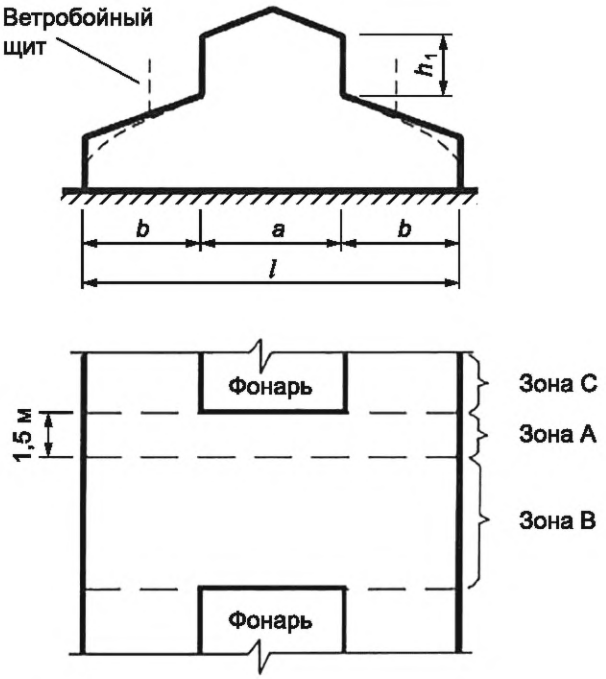


Рисунок В.4 — Определение коэффициента μ для зданий с продольными фонарями

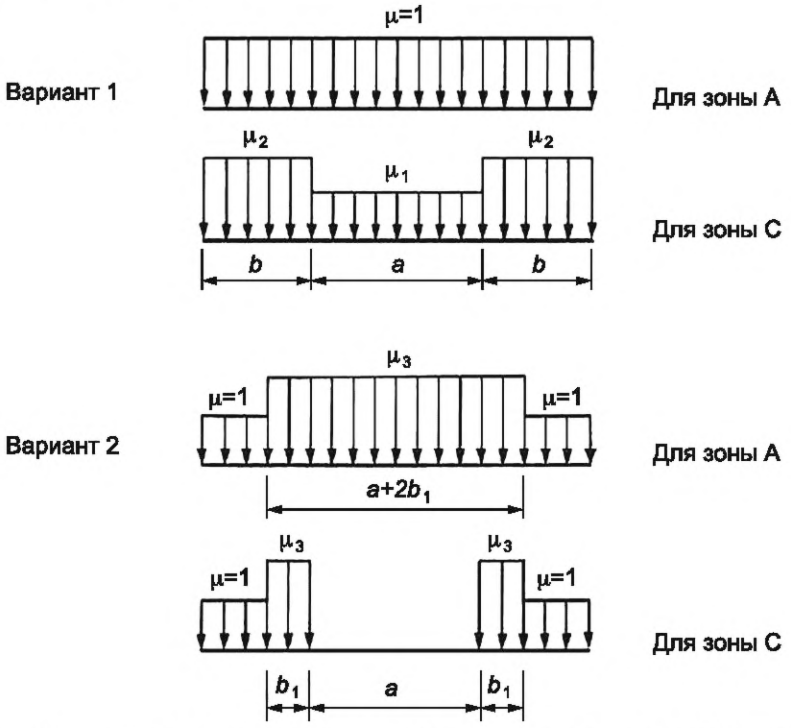


Рисунок В.5 — Определение коэффициента μ для двух схем снеговой нагрузки

Примечания

1 Схемы вариантов 1, 2 (рисунок В.5) следует также применять для двускатных и сводчатых покрытий двух- или многопролетных зданий с фонарями в середине зданий.

2 Влияние ветроотбойных щитов на распределение снеговой нагрузки возле фонарей не учитывают.

3 Для плоских скатов при $h > 24$ м следует учитывать местную повышенную нагрузку у фонаря, как у перепадов (см. рисунок В.11 *а*, *б*).

В.3.2 Здания с продольными фонарями, открытыми сверху

Для зданий с продольными фонарями, открытыми сверху (рисунок В.6):

$$\mu_1 = 1 + m\left(2 + \frac{l_1}{h_1}\right); \tag{В.3}$$

$$\mu_2 = 1 + m\left(2 + \frac{l_1}{h_2}\right). \tag{В.4}$$

Значения b (b_1, b_2) и m следует определять в соответствии с указаниями к В.8; пролет l принимают равным расстоянию между верхними кромками фонарей.

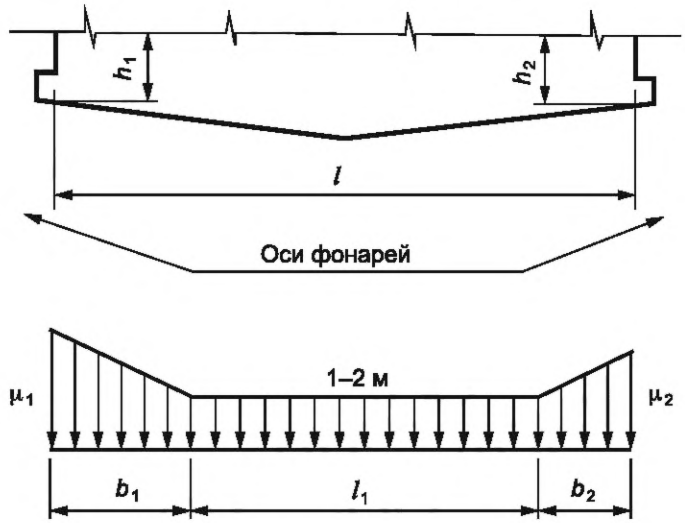


Рисунок В.6 — Определение коэффициента μ для зданий с продольными фонарями, открытыми сверху

В.3.3 Здания с зенитными фонарями

Для зданий с зенитными фонарями, имеющими диагональ не более 15 м, следует применять схемы по В.11, имеющими диагональ более 15 м, — наиболее неблагоприятные схемы снеговых нагрузок по В.3 и В.8.

В.4 Шедовые покрытия

Схемы рисунка В.7 следует применять для шедовых покрытий, в том числе с наклонным остеклением и сводчатым очертанием кровли.

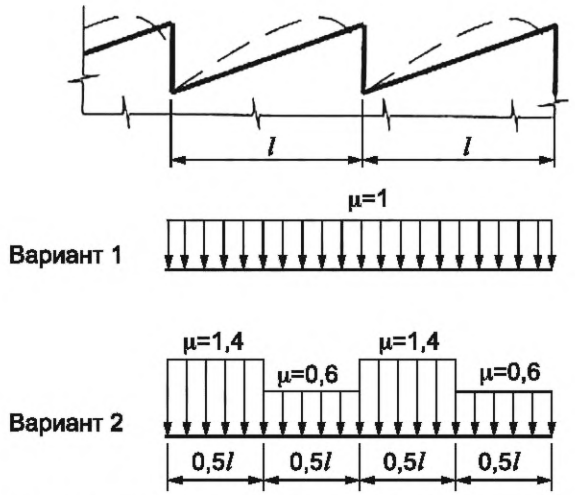


Рисунок В.7 — Определение коэффициента μ для зданий с шедовыми покрытиями

В.5 Двух- и многопролетные здания с двускатными покрытиями

Для двух- и многопролетных зданий с двускатными покрытиями (см. рисунок В.8) вариант 1 следует учитывать во всех случаях, вариант 2 — для двухпролетных зданий при $\alpha \geq 15°$, вариант 3 — для многопролетных зданий при $\alpha \geq 15°$. Для двух- и многопролетных зданий при $\alpha \geq 30°$ следует учитывать также схему варианта 2 на рисунке В.9. Для покрытий, имеющих габаритные размеры, превышающие 100 м в обоих направлениях, при $\alpha < 15°$ необходимо учитывать случай неравномерно распределенной снеговой нагрузки с коэффициентами $\mu = 0,9$ и $\mu = 1,1$ в смежных пролетах.

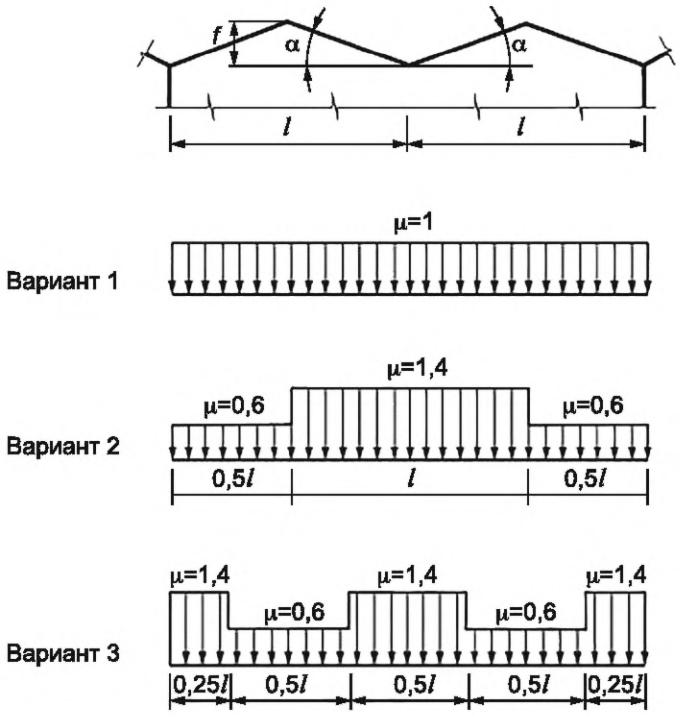


Рисунок В.8 — Определение коэффициента μ для двух и многопролетных зданий с двускатными покрытиями

В.6 Двух- и многопролетные здания со сводчатыми и близкими к ним по очертанию покрытиями

Для двух- и многопролетных зданий со сводчатыми и близкими к ним по очертанию покрытиями (рисунок В.9) вариант 2 следует учитывать при $\frac{f}{l} > 0,1$.

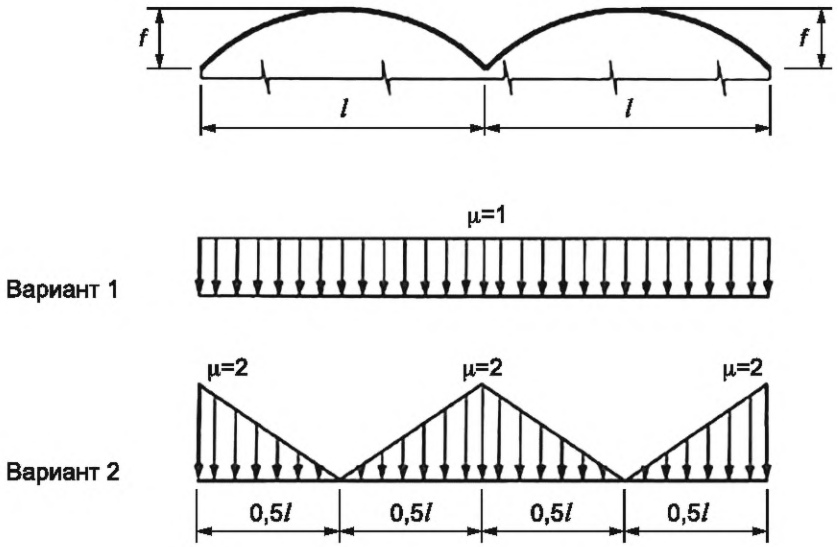


Рисунок В.9 — Определение коэффициента μ для двух и многопролетных зданий со сводчатыми покрытиями

В.7 Двух- и многопролетные здания с двускатными и сводчатыми покрытиями с продольным фонарем

В.7.1 Для пролетов с фонарем двух- и многопролетных зданий с двускатными и сводчатыми покрытиями (рисунок В.10) коэффициент μ следует принимать в соответствии с вариантами 1 и 2 В.3 (рисунок В.5), для пролетов без фонаря — с вариантами 1 и 2 В.5 и В.6 (рисунки В.8, В.9).

В.7.2 Для плоских двускатных ($\alpha < 15°$) и сводчатых $\frac{f}{l} > 0{,}1$ покрытий при $l' > 48$ м следует учитывать местную повышенную нагрузку, как у перепадов высоты (рисунок В.11, *а*).

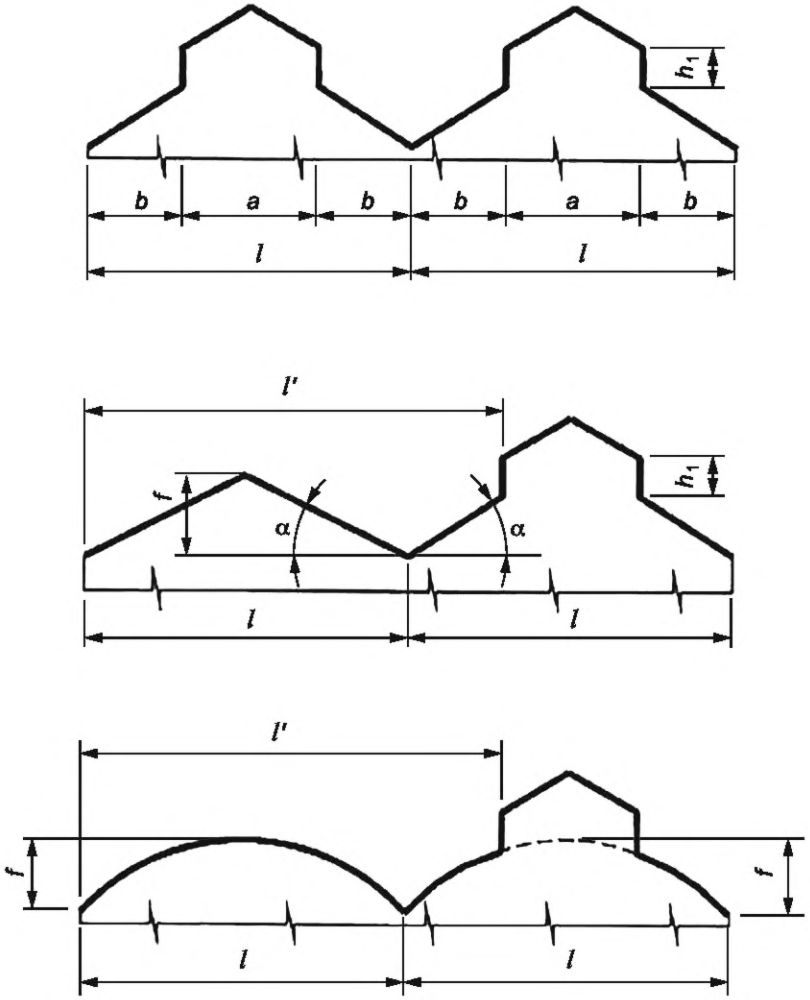


Рисунок В.10 — Определение коэффициента μ для двух- и многопролетных зданий с двускатными и сводчатыми покрытиями

В.8 Здания с перепадом высоты

В.8.1 Для зданий с перепадом высоты снеговую нагрузку на верхнее покрытие следует принимать в соответствии со схемами В.1—В.7, а на нижнее — в двух вариантах: по схемам В.1—В.7 и схеме В.8 (для зданий — профили *а*, *б* [рисунки В.11а, В.11б)], для навесов — профиль *в* [рисунок В.11в)].

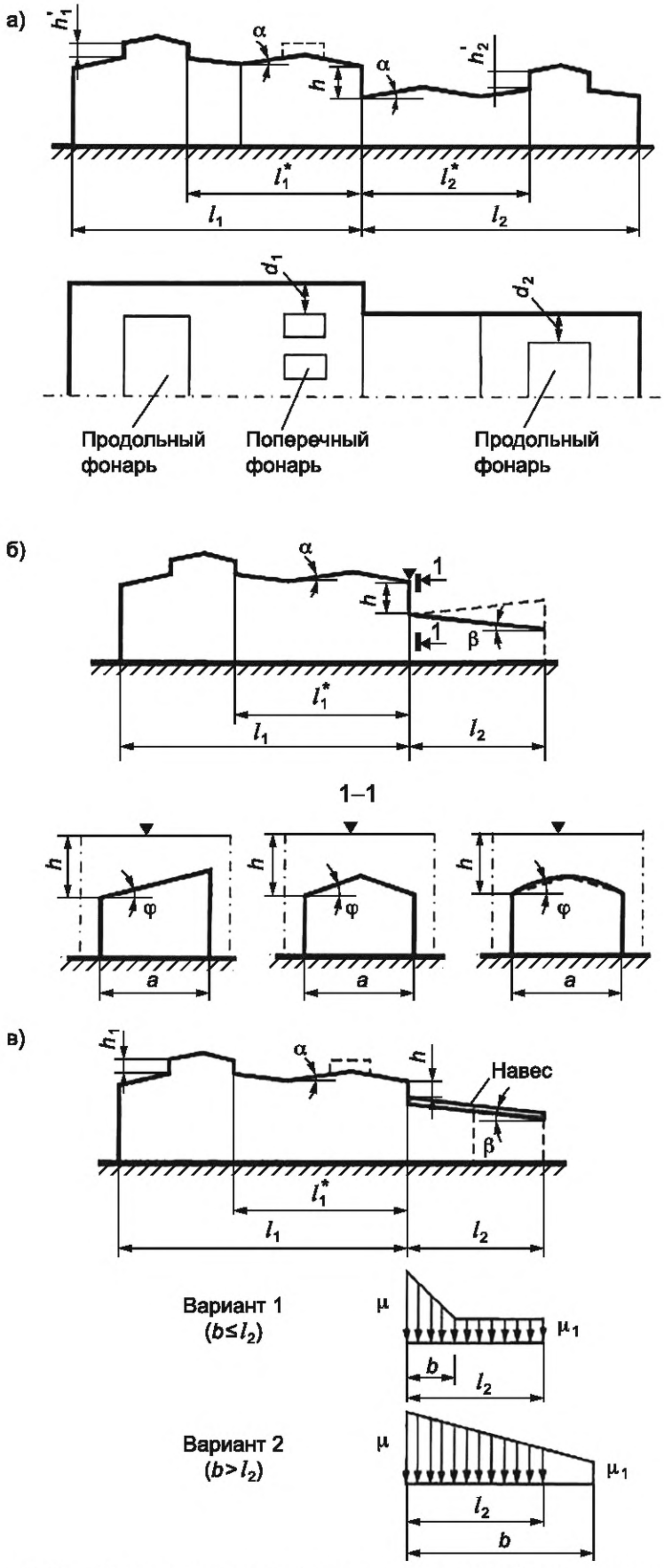


Рисунок В.11 — Определение коэффициента μ для зданий с перепадом высот

В.8.2 Коэффициент μ следует принимать равным

$$\mu = 1 + \frac{1}{h}\left(m_1 l_1' + m_2 l_2'\right), \qquad (В.5)$$

где h — высота перепада, м, отсчитываемая от верхней точки конструкций более высокой части здания у перепада высот до кровли нижнего покрытия. При h более 8 м при определении μ принимают h = 8 м;

l_1', l_2' — длины участков верхнего l_1' и нижнего l_2' покрытия, с которых переносится снег в зону перепада высоты, м, их следует принимать:

для покрытия без продольных фонарей или с поперечными фонарями

$$l_1' = l_1;\ l_2' = l_2;$$

для покрытия с продольными фонарями или ступенчатыми перепадами высот

$$l_1' = l_1^* - 2h_1';\ l_2' = l_2^* - 2h_2'.$$

При этом l_1' и l_2' следует принимать не менее 0;

m_1; m_2 — доли снега, переносимого ветром к перепаду высоты; их значения для верхнего m_1 и нижнего m_2 покрытий следует принимать в зависимости от их профиля:

0,4 — для плоского покрытия с $\alpha \le 20°$, сводчатого с $f/l \le 1/8$;

0,3 — для плоского покрытия с $\alpha > 20°$, сводчатого с $f/l > 1/8$ и покрытий с поперечными фонарями.

Длину l_2' участка переноса по нижнему покрытию, не имеющему парапетов, следует принимать не более утроенной его ширины.

В.8.3 Для пониженных покрытий шириной $a < 21$ м [см. рисунок В.11, б)] значение m_2 следует принимать $m_2 = 0{,}5k_1k_2k_3$, но не менее 0,1, где $k_1 = \sqrt{\frac{a}{21}}$, $k_2 = 1 - \beta/35$ (при обратном уклоне, показанном на рисунке пунктиром, $k_2 = 1$); $k_3 = 1 - \varphi/30$, но не менее 0,3 (a, м; β, φ, °).

В.8.4 Длину зоны повышенных снегоотложений b следует принимать равной:

при $\mu \le \frac{2h}{S_0}$ $b = 2h$, но не более 16 м;

при $\mu > \frac{2h}{S_0}$

$$b = \frac{\mu - 1 + 2m_2}{\frac{2h}{S_0} - 1 + 2m_2} 2h, \qquad (В.6)$$

но не более $5h$ и не более 16 м, где μ принимается из В.8.2.

В.8.5 Коэффициенты μ, принимаемые для расчетов (показанные на схемах для трех вариантов), не должны превышать:

$\frac{2h}{S_0}$ (где h, м; S_0, кПа);

4 — если нижнее покрытие является покрытием здания, а l_1' и $l_2' \le 48$ м;

6 — если нижнее покрытие является навесом или покрытием здания и l_1' или $l_2' > 72$ м.

Промежуточные значения определяют интерполяцией для наибольшего значения из l_1' или l_2'.

В.8.6 Коэффициент μ_1 следует принимать:

$\mu_1 = 1 - 2m_2$ для покрытий с парапетами и без парапетов при $b \ge l_2'$;

$\mu_1 = 1 - 2m_2$ для покрытий без парапетов при $\mu \le \frac{2h}{S_0}$;

$\mu_1 = 1 - \frac{m_2 l_2'}{l_2' - h}$ при $l_2' > b$ и $\mu \le \frac{2h}{S_0}$ — для покрытия с парапетами, где μ принимают из В.8.2;

$\mu_1 = \frac{l_2' - 0{,}5\mu b}{l_2' - 0{,}5b}$ — в остальных случаях, где μ принимается из В.8.5, но не менее 0,2.

В.8.7 При наличии между нижерасположенным покрытием и стенкой перепада высот разрыва шириной не более 1,5 м местную повышенную снеговую нагрузку на покрытие в зоне перепада следует определять так же, как для покрытий без разрыва. При этом для нижерасположенного покрытия принимается только приходящаяся на него часть трапециевидной эпюры коэффициента μ.

Примечания

1 При $d_1(d_2) > 12$ м значение μ для участка перепада длиной $d_1(d_2)$ [рисунок В.11, а)] следует определять без учета влияния фонарей на повышенном (пониженном) покрытии.

2 Если пролеты верхнего (нижнего) покрытия имеют различный профиль, то при определении μ необходимо принимать соответствующее значение $m_1(m_2)$ для каждого пролета в пределах $l'_2(l'_2)$.

3 Местную нагрузку у перепада не следует учитывать, если высота перепада, м, между двумя смежными покрытиями менее $\frac{S_0}{2}$, где S_0 — в кПа.

4 При наличии возле перепада на верхнем покрытии сплошного парапета высотой h более $0{,}5S_0$, кПа и более 1,2 м допускается принимать $m_1 = 0$.

В.9 Здания с двумя перепадами высоты

Для зданий с двумя перепадами высоты снеговую нагрузку на верхние и нижние покрытия следует принимать по схеме, приведенной на рисунке В.12. Значения μ_1, b_1, m_2, b_2 следует определять для каждого перепада независимо, принимая: m_1 и m_2 по схеме В.9 (при определении нагрузок возле перепадов h_1 и h_2) соответствующими m_1 в схеме В.8 и m_3 (доля снега, переносимого ветром по пониженному покрытию) — соответствующим m_2 в схеме В.8.

При наложении зон повышенных снегоотложений (см. вариант 2 на рисунке В.12):

$$b_3 = b_1 + b_2 - l_3; \tag{В.7}$$

$$\mu'_1 = \left(\mu_1 + 2m_3 - 1\right)\frac{b_3}{b_1} + 1 - 2m_3; \tag{В.8}$$

$$\mu'_2 = \left(\mu_1 + 2m_3 - 1\right)\frac{b_3}{b_2} + 1 - 2m_3. \tag{В.9}$$

Если $b_3 > b_1$ и/или $b_3 > b_2$, то принимают огибающую полученных эпюр μ_1 и μ_2.

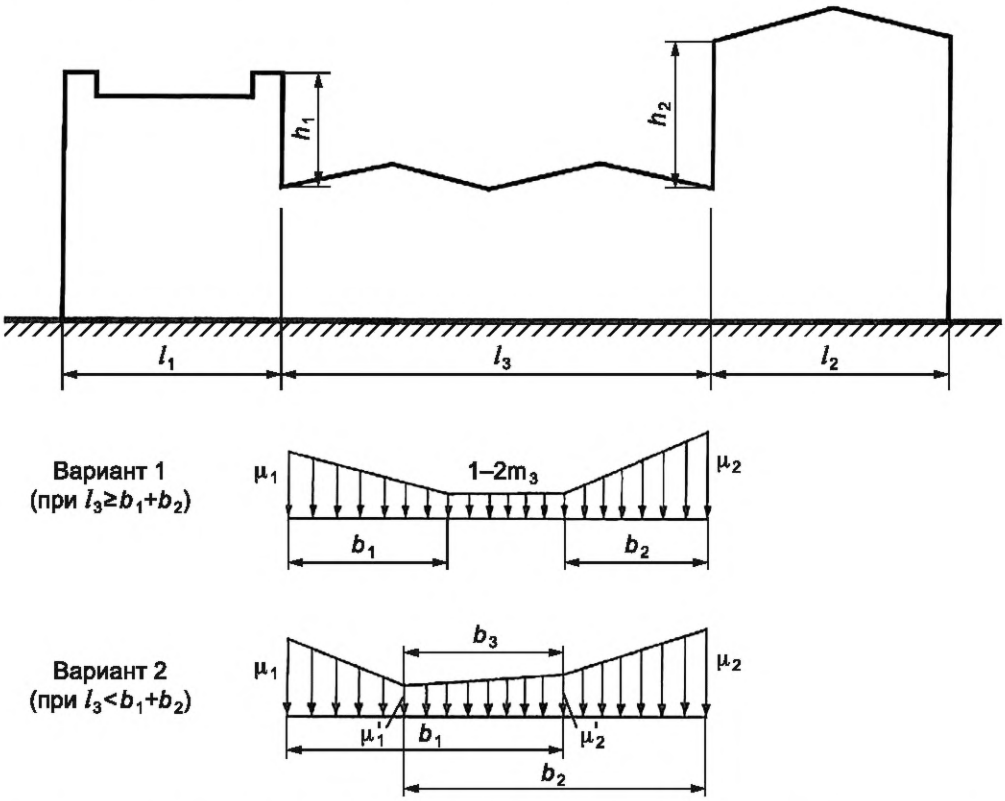


Рисунок В.12 — Определение коэффициента μ для зданий с двумя перепадами высот

В.10 Висячие покрытия цилиндрической формы

Для висячих покрытий цилиндрической формы (рисунок В.13) следует принимать:

$$\mu_1 = 1{,}0;\ \mu_2 = \frac{l}{b}.$$

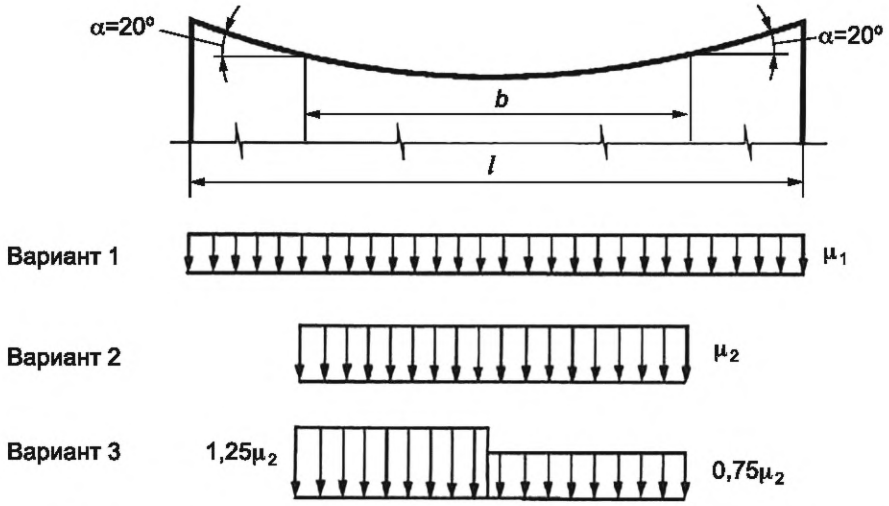


Рисунок В.13 — Определение коэффициента μ для зданий с висячими покрытиями

В.11 Здания с купольными круговыми и близкими к ним по очертанию покрытиями

В.11.1 Для зданий с купольными круговыми и близкими к ним по очертанию покрытиями (рисунок В.14) коэффициент μ_1 определяют по таблице В.2. Промежуточные значения определяются линейной интерполяцией. При максимальном уклоне $\alpha < 30°$ принимают $r_1 = d/2$.

Таблица В.2 — Значения коэффициента μ для зданий с круговыми покрытиями

Уклон покрытия α	μ_1
$\alpha \le 30°$	1
$\alpha \ge 60°$	0

Для пологих куполов с отношением $f/d \le 0{,}05$ следует учитывать только вариант 1.

Для куполов с отношением $f/d > 0{,}05$ следует учитывать варианты 1, 2 и 3 при уклонах $\alpha < 60°$.

Для варианта 2 на рисунке В.14 следует принимать при $z \le r_1$

$$\mu_2 = C_{r1}(z/r_1)^2 \sin\beta, \qquad (В.10)$$

где $C_{r1} = 2{,}55 - exp\left(0{,}8 - 14\dfrac{f}{d}\right)$;

при $z > r_1$ $\mu_3 = 1{,}5\sin\beta$, при $\alpha = 45°$; $\mu_3 = 0$, при $\alpha > 60°$.

Промежуточные значения определяют линейной интерполяцией.

Для варианта 3 следует принимать

$$\mu_2 = 3\sqrt{\frac{2f}{d}\sin(3\alpha)}\sin\beta. \qquad (В.11)$$

Вариант 3 следует учитывать для куполов с $f/d > 0{,}05$ при сильно шероховатой поверхности покрытия, наличии на нем возвышающихся надстроек, фонарей или снегозадерживающих преград, а также для покрытий, защищенных от ветра соседними более высокими зданиями или объектами окружающей застройки.

В.11.2 Для покрытий в виде сочетания двух сферических поверхностей различной кривизны на круглом плане следует учитывать снеговые нагрузки, как показано на рисунке В.14.

Для варианта 1 на участке А-В шириной $l_1\mu_1 = \cos(1{,}5\alpha_1)$; на участке В-В шириной $l_2\mu_1 = \cos(1{,}5\alpha_2)$. При $\alpha_1 \le 7°$ и $l_1 < d/8$ следует учитывать только вариант 1.

Для вариантов 2 и 3 коэффициент μ_2 вычисляют по схеме 2 на рисунке В.14. При этом r_1 принимают, как показано на рисунке В.15. Коэффициент μ_3 вычисляют по схеме 2 на рисунке В.14 для центральной части покрытия при $r_1 = l_1/2$, а z отсчитывают от центра проекции сферы.

При $7° < \alpha_2 \le 15°$ следует учитывать варианты 1 и 2; при $15° < \alpha_2 \le 30°$ следует учитывать варианты 1 и 3. При $\alpha_2 > 30°$ следует учитывать схемы по перечислению а) В.11 без учета изменения геометрии поверхности.

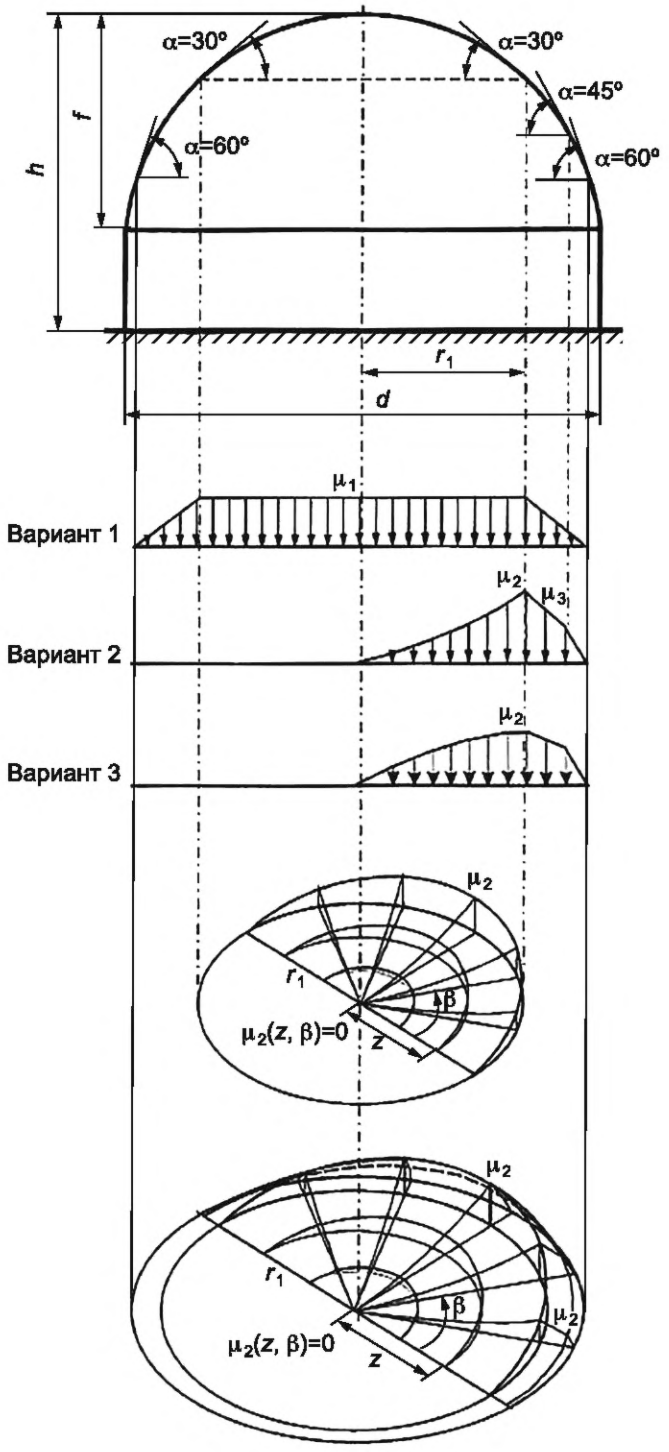


Рисунок В.14 — Определение коэффициента μ для зданий с круговыми покрытиями

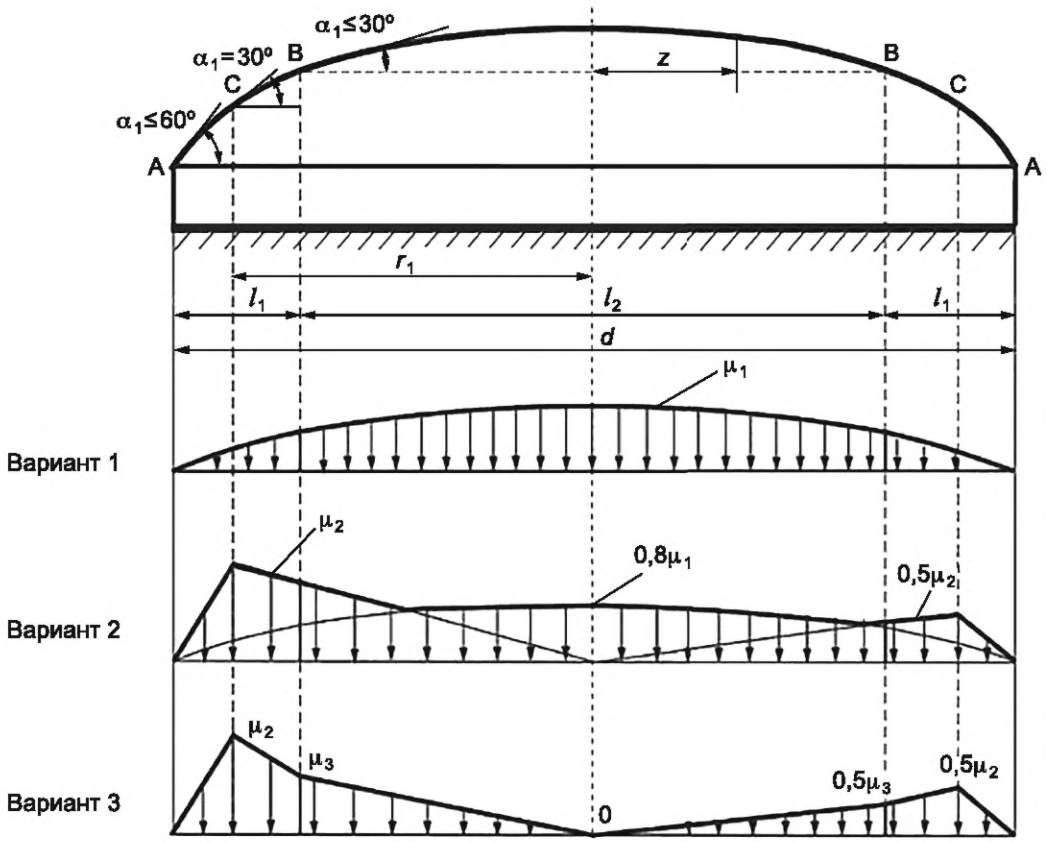


Рисунок В.15 — Определение коэффициента μ для покрытий в виде двух сферических поверхностей

В.12 Здания с коническими круговыми покрытиями и покрытиями в виде сочетания сферической и конической поверхностей

В.12.1 Для зданий с коническими круговыми покрытиями (см. рисунок В.16) коэффициент μ_1 определяют по таблице В.3. Промежуточные значения определяют линейной интерполяцией.

Таблица В.3 — Значения коэффициента μ для зданий с коническими круговыми покрытиями и покрытиями в виде сочетания сферической и конической поверхностей

Уклон покрытия α	μ_1
α ≤ 30°	1
α ≥ 60°	0

Для пологих куполов при α ≤ 7° следует учитывать только вариант 1.

Для менее пологих куполов при 7° < α ≤ 30° для варианта 2 следует принимать

$$\mu_2 = C_{r2}(z/r)\sin\beta, \qquad (В.12)$$

где $C_{r2} = 2{,}15\sqrt[3]{\frac{\alpha\pi}{180^\circ}}$.

При 30° < α < 60° для варианта 2 следует принимать

$$\mu_2 = C_{r2}(z/r)\sin\beta,\ C_{r2} = 1{,}7(30^\circ/\alpha). \qquad (В.13)$$

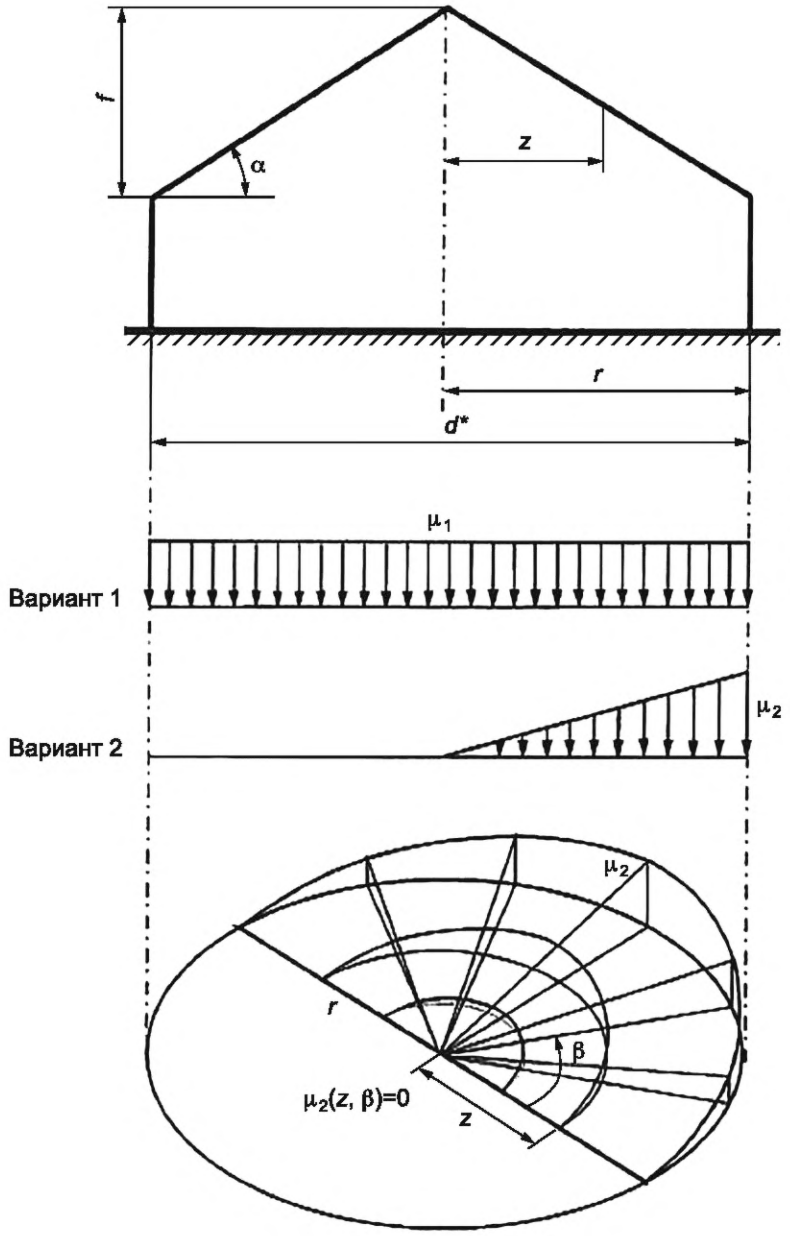


Рисунок В.16 — Определение коэффициента μ для зданий с коническими круговыми покрытиями и покрытиями в виде сочетания сферической и конической поверхностей

В.12.2 Для зданий с круговыми покрытиями в виде сочетания сферической и конической поверхностей (см. рисунок В.17) коэффициент μ_1 определяют по таблице В.3.

Коэффициент μ_2 для варианта 2 (см. рисунок В.17) определяют следующим образом:

- на участке 1 — по формуле (В.10) в зависимости от уклона α_1 при z, принимаемом как радиус круга, расположенный между D и E;
- на участке 2 — $0{,}2\mu_{2,max}$, где $2\mu_{2,max}$ вычисляют по формуле (В.10) при $\beta = 90°$;
- на участках 3 и 4 — по формулам (В.12) или (В.13) в зависимости от уклона α_2;
- на участке 5 — $\mu_2 = 0{,}8\mu_1$ при $7° < \alpha_1 \le 15°$; $0{,}5\mu_2$ при $15° < \alpha_1 \le 30°$ и $\mu_2 = 0$ при $\alpha_1 > 30°$;
- на участке 6 — $0{,}5\mu_2$, где μ_2 вычисляют по формуле (В.10) в зависимости от уклона α_1.

Для пологих куполов при $\alpha_1 \le 10°$ и $\alpha_1 \le 7°$ следует учитывать только вариант 1.

Для покрытий, рассматриваемых в перечислении б), должно быть соблюдено условие $\alpha_1 > \alpha_2$.

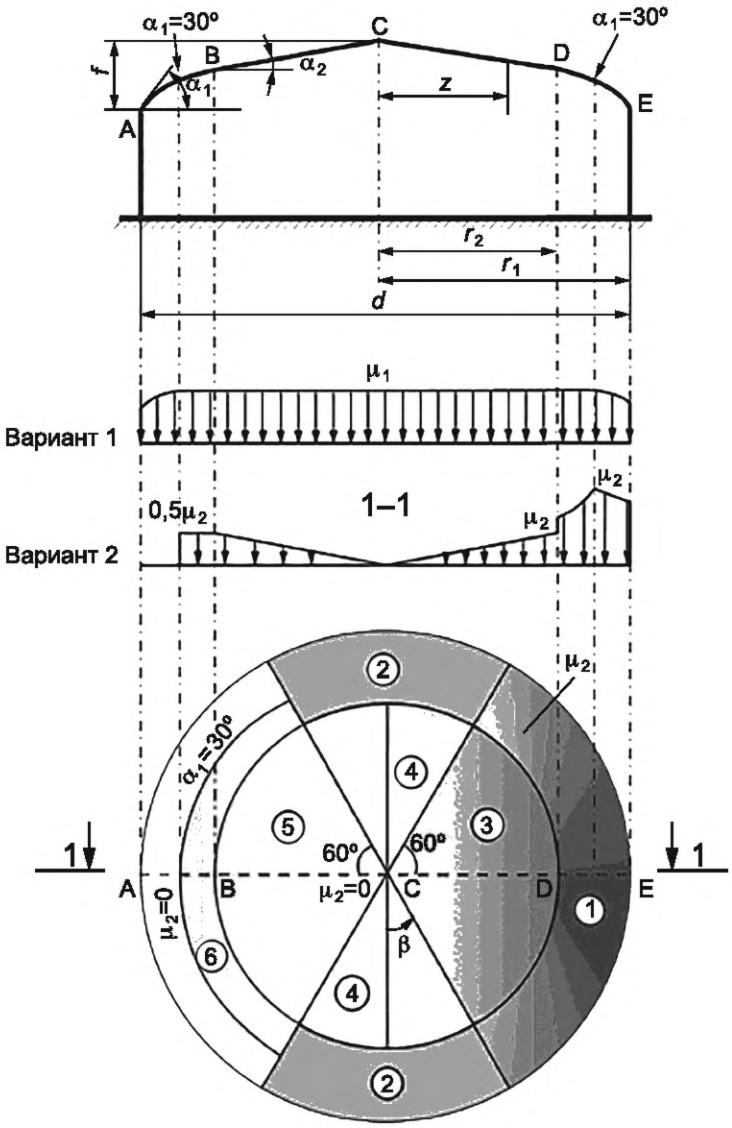


Рисунок В.17 — Определение коэффициента μ для зданий с покрытиями в виде пологих куполов

В.13 Покрытие с парапетами

В.13.1 Снеговую нагрузку на покрытие возле парапетов следует принимать по схеме, приведенной на рисунке В.18.

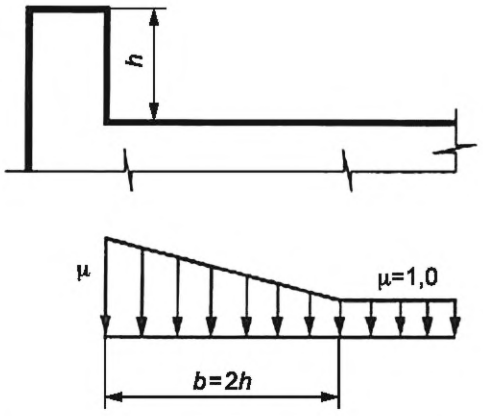


Рисунок В.18 — Определение коэффициента μ для парапетов

В.13.2 Схему на рисунке В.18 для покрытий с парапетами следует применять при $h > \frac{S_0}{2}$ (h — в м; S_0 — в кПа);

$$\mu = \frac{2h}{S_0},$$ но не более 3.

В.13.3 Для плоских ($\alpha < 15°$) и сводчатых $\left(\frac{f}{l} < 0{,}1\right)$ покрытий при длине зоны переноса снега $l > 24$ м, а также при высоте парапета более 1,2 м следует учитывать местную повышенную нагрузку, как у перепадов высоты (см. на рисунке В.11) в том случае, если эта схема более неблагоприятна, чем на рисунке В.18.

В.14 Участки покрытий, примыкающие к возвышающимся над кровлей вентиляционным шахтам и другим надстройкам

В.14.1 Схема на рисунке В.19 относится к участкам с надстройками с диагональю основания не более 15 м.

В.14.2 В зависимости от рассчитываемой конструкции (плит покрытия, подстропильных и стропильных конструкций) необходимо учитывать самое неблагоприятное положение зоны повышенной нагрузки (при произвольном угле β).

В.14.3 Коэффициент μ для участков покрытий, примыкающих к возвышающимся над кровлей вентиляционным, лестничным шахтам, зенитным фонарям и другим надстройкам (рисунок В.14), постоянный в пределах указанной зоны, следует принимать равным

$$1{,}0 \text{ при } d \le 1{,}5 \text{ м}; \quad \frac{2h}{S_0} \text{ при } d > 1{,}5 \text{ м},$$

но не менее 1,0 и не более:

$$1{,}5 \text{ при } \quad 1{,}5 < d \le 5 \text{ м}; \; 2{,}0 \text{ при } 5 < d \le 10 \text{ м}; \; 2{,}5 \text{ при } 10 < d \le 15 \text{ м};$$

$b_1 = 2h$, но не более $2d$ и не более 16 м.

Наличие зенитных фонарей и надстроек с диагональю не более 5 м, возвышающихся над кровлей не более чем на 0,4 м, допускается не учитывать.

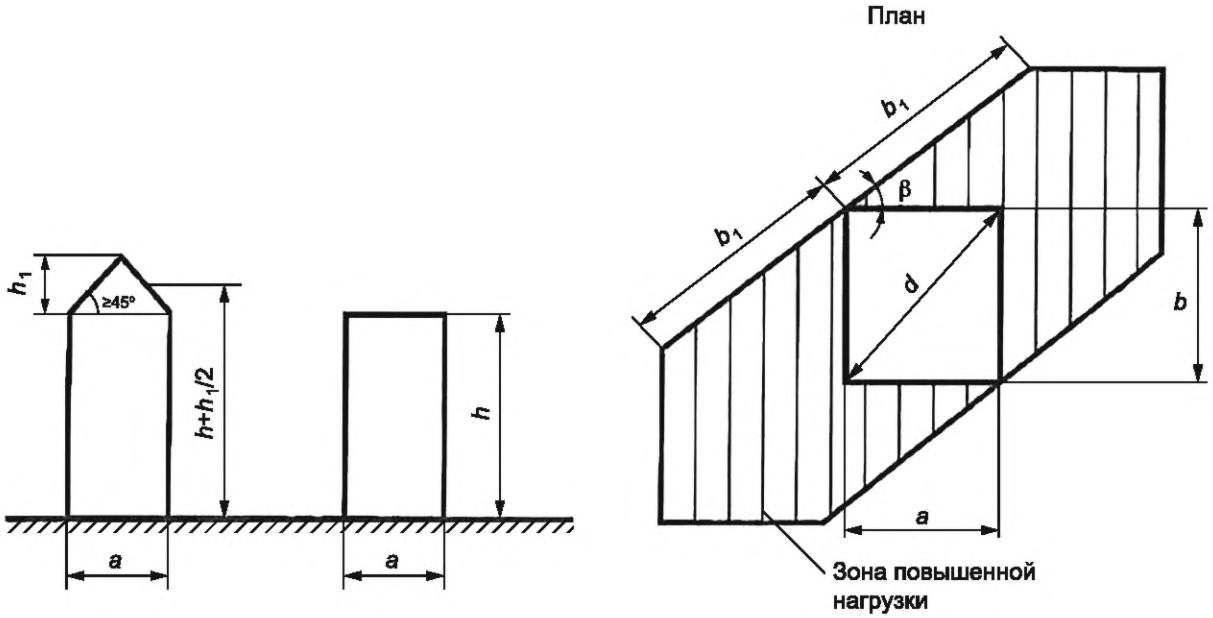


Рисунок В.19 — Определение коэффициента μ при наличии надстроек

Для лестниц или иных надстроек, имеющих диагональ более 5 м, высоту более 2 м и примыкающих к парапетам зданий, следует дополнительно учитывать местную повышенную нагрузку, как у перепадов высоты (см. на рисунке В.11).

Приложение Г
(обязательное)

Основные требования к проведению модельных испытаний зданий и сооружений в аэродинамических трубах

Г.1 Целью проведения модельных испытаний зданий и сооружений в аэродинамических трубах является определение одного или нескольких из следующих параметров, необходимых для нормирования ветровых воздействий:

а) аэродинамические коэффициенты внутреннего c_i и внешнего c_e давлений;

б) аэродинамические коэффициенты лобового сопротивления c_x, поперечной силы c_y и крутящего момента c_{mz};

в) пиковые (положительные c_{p+} и отрицательные c_{p-} значения аэродинамических коэффициентов;

г) числа Струхаля *St*;

д) плотность вероятности $\varphi_g(g)$ функции порывов ветра $g(t)$, которая используется при оценке комфортности пешеходных зон;

е) динамическая реакция сооружений или ее спектральные характеристики (энергетический спектр, авто- и взаимные корреляционные функции) при действии основного типа ветровой нагрузки, а также реакция, связанная с появлением аэродинамически неустойчивых колебаний (галопирование, различные виды флаттера) или с резонансным вихревым возбуждением.

Г.2 При проведении модельных испытаний должны быть установлены основные закономерности снегопереноса по покрытиям сооружений, на основе которых определяют коэффициенты формы μ, используемые при нормировании снеговых нагрузок.

Г.3 При проведении модельных аэродинамических испытаний должны быть выполнены определенные условия (критерии) подобия, которые обеспечивают получение наиболее достоверной информации о действующих на здание ветровых нагрузках. Основными и наиболее существенными критериями являются следующие:

- геометрическое подобие, включая степень шероховатости внешних поверхностей моделей;
- подобие структуры потока в аэродинамической трубе реальным ветровым режимам в месте строительства.

Примечание — В тех случаях, когда модельные испытания проводят в аэродинамических трубах с гладким полом или приземный слой атмосферы моделируют за счет применения турбулизирующих решеток, использование полученных результатов для проектирования сооружений должно быть дополнительно обосновано;

- подобие по числу Рейнольдса *Re* или выполнение более слабого требования о необходимости реализации автомодельного режима обтекания модели эквивалентного режиму обтекания сооружения;
- подобие основных динамических характеристик модели и здания (при экспериментальном определении динамической реакции сооружения).

Г.4 При изготовлении моделей линейный масштаб моделирования M_l выбирают таким образом, чтобы площадь $S_m^Э$ ее миделева сечения, перпендикулярного к направлению потока, удовлетворяла условию

$$\Psi = \frac{S_m^Э}{S_a} \le \Psi_{пр} \approx 0{,}08, \qquad (Г.1)$$

где S_a — площадь рабочей части аэродинамической трубы в месте установки модели;

Ψ — степень заполнения рабочей части;

$\Psi_{пр}$ — предельное значение Ψ, зависящее от типа аэродинамической установки.

В тех случаях, когда условие (Г.1) не выполняется, результаты эксперимента нуждаются в корректировке. Методику, а также значение $\Psi_{пр}$ для каждой аэродинамической установки определяют экспериментально.

Г.5 Во избежание искажений результатов испытаний скорость потока в рабочей части аэродинамической трубы не должна превышать 60 м/с.

Г.6 Перед проведением экспериментальных исследований необходимо измерить скорость и уровень турбулентных пульсаций скорости потока (степень турбулентности) по высоте пограничного слоя на всей области размещения модели в рабочей части аэродинамической трубы.

Г.7 Аэродинамическая установка, используемое оборудование, приборы и инструменты должны быть аттестованы в соответствии с требованиями по их эксплуатации и использованию.

Г.8 При определении пиковых аэродинамических коэффициентов c_{p+} и c_{p-} интервал сглаживания экспериментальных данных должен соответствовать 1—3-секундному давлению ветра для реального сооружения.

Г.9 При оформлении результатов модельных аэродинамических испытаний в отчетных документах должны быть приведены следующие данные:

а) линейный масштаб моделирования;

б) состояние поверхности модели (гладкая, с искусственно нанесенной шероховатостью и др.) и ее соответствие поверхности реального сооружения;

в) место расположения модели в рабочей части аэродинамической трубы и степень заполнения ее поперечного сечения;

г) схема дренирования модели (при измерении средних и пиковых значений аэродинамических коэффициентов);

д) основные характеристики набегающего потока, в том числе:

- способ моделирования приземного слоя атмосферы (генераторы вихрей и расположение элементов шероховатости на нижней стенке аэродинамической трубы, используемых для турбулизации потока);

- распределение средней скорости и интенсивности турбулентности потока по высоте сечения трубы в месте расположения модели с оценкой параметров их степенной или логарифмической аппроксимации.

Примечание — При использовании турбулизирующих решеток для моделирования приземного слоя атмосферы, кроме того, необходимо указать интегральные масштабы турбулентности и энергетический спектр набегающего потока;

е) числа Рейнольдса, при которых проводили испытания, и обоснование реализации автомодельного режима обтекания модели, соответствующего режиму обтекания реального сооружения;

ж) скорость или давление потока, по отношению к которым нормировались аэродинамические коэффициенты давления, сил и моментов, а также числа Струхаля и энергетические спектры (при проведении соответствующих экспериментальных исследований).

Примечание — Для аэродинамических коэффициентов сил и моментов необходимо дополнительно указать оси, в направлении которых эти коэффициенты определялись, а также площади сечений, использованных при их определении;

и) границы достоверности диапазона частот (при измерении энергетических спектров, пиковых аэродинамических коэффициентов, динамической реакции модели и других подобных явлений) с учетом собственных частот приемной и регистрирующей аппаратуры;

к) числа Струхаля *St* и основные безразмерные частоты срывов вихрей (при исследовании явлений срыва вихрей с боковых поверхностей сооружений).

Приложение Д
(обязательное)

Общая методика проведения модельных испытаний зданий и сооружений в аэродинамических трубах

Критерии подобия, указанные в приложении Г, должны быть выполнены при проведении всех модельных испытаний зданий и сооружений в аэродинамических трубах.

Примечание — При решении некоторых специальных задач строительной аэродинамики, кроме того, может потребоваться выполнение других критериев подобия: по числам Ричардсона *Ri*, Россби *Ro*, Фруда *Fr* и др.

Д.1 Геометрическое подобие

Следствием геометрического подобия модели и сооружения является равенство безразмерных координат соответствующих точек моделей и сооружения

$$\xi_i^{(Э)} = \frac{x_i^{(Э)}}{l_i^{(Э)}} \text{ и } \xi_i = \frac{x_i}{l_i} \ (i = 1, 2, 3), \tag{Д.1}$$

где $x_i^{(Э)}$ и x_i — координаты точек модели и сооружения соответственно в направлении i-й координатной оси (i = 1, 2, 3);

$l_i^{(Э)}$ и l_i — соответствующие линейные размеры модели и сооружения соответственно в направлении i-й координатной оси (i = 1, 2, 3).

Линейный масштаб M_l моделирования определяют соотношениями

$$M_l = \frac{l_1^{(Э)}}{l_1} = \frac{l_2^{(Э)}}{l_2} = \frac{l_3^{(Э)}}{l_3}. \tag{Д.2}$$

При изготовлении модели линейный масштаб моделирования M_l выбирают таким образом, чтобы степень заполнения Ψ поперечного сечения аэродинамической трубы удовлетворяла условию (Г.1).

В тех случаях, когда это условие не выполняется, результаты эксперимента нуждаются в корректировке. Методику для каждой аэродинамической установки определяют экспериментально.

При модельных испытаниях зданий и сооружений $M_l \sim 10^{-2} — 10^{-3}$ для элементов решетчатых конструкций M_l принимают порядка единицы.

Д.2 Подобие по параметру шероховатости

Подобие по параметру шероховатости Δ — частный случай геометрического подобия элементов шероховатости.

Учитывая, что в большинстве случаев M_l — величина порядка $10^{-2} — 10^{-3}$, при изготовлении моделей точно удовлетворить этому равенству, как правило, не удается. Для оценки влияния этого параметра на аэродинамические коэффициенты при проведении испытаний шероховатость модели обычно искусственно увеличивают. Для использования результатов продувок подобных моделей для назначения ветровых нагрузок, действующих на проектируемые сооружения, как правило, необходимы дополнительные обоснования.

Д.3 Моделирование по числу Рейнольдса

Число Рейнольдса *Re* определяют соотношением

$$Re = \frac{V_0 l_y}{\nu}, \tag{Д.3}$$

где V — характерная средняя скорость ветра или потока в аэродинамической трубе ($V_0^Э$);

l_y — размер сооружения или модели в направлении, перпендикулярном к направлению скорости V_0;

$\nu \approx 1{,}45 \cdot 10^{-5}$ м^2/с — кинематическая вязкость воздуха.

Так как ν имеет примерно одно и то же значение для потоков в аэродинамических трубах и в естественных условиях, а

$$M_\nu \equiv V_0^Э / V_0 \approx 1, \tag{Д.4}$$

то отношение чисел Рейнольдса, соответствующих модели и натурному сооружению, пропорционально линейному масштабу M_l моделирования

$$Re^{(Э)}/Re \approx M_l. \tag{Д.5}$$

Учитывая, что при модельных испытаниях реальных сооружений $M_l << 1$, то даже приближенно выполнить моделирование по числу *Re* не удается; обычно при проведении испытаний используют упрощение — числа Рейнольдса сооружения *Re* и его модели $Re^{(Э)}$ должны находиться в одной и той же области автомодельного режима обтекания.

С практической точки зрения основной особенностью зоны автомодельности является то, что в ней аэродинамические коэффициенты слабо зависят от числа Рейнольдса. Это обстоятельство позволяет с достаточной степенью надежности использовать результаты модельных испытаний при назначении ветровых нагрузок, действующих на реальные сооружения.

Границы области автомодельности зависят от степени шероховатости Δ поверхности модели, ее относительных размеров и свойств набегающего потока.

Для сооружений с острыми кромками (поперечное сечение которых имеет угловые точки) нижняя граница зоны автомодельности $Re_1 \approx 10^2$–10^3; и при аэродинамических испытаниях их моделей можно считать, что условие автомодельности всегда выполняется.

Для сооружений с гладкой формой поперечного сечения нижняя граница зоны автомодельности, соответствующей его закризисному обтеканию, и числа Рейнольдса $Re^{(Э)}$, реализованные при его модельных испытаниях, часто имеют близкие значения порядка 10^5—10^6.

Выполнение условия автомодельности обтекания модели при проведении каждого эксперимента должно быть установлено непосредственно на основе анализа полученных результатов.

Примечание — Выполнение условий геометрического подобия модели (с учетом степени шероховатости ее поверхности) и автомодельности ее обтекания в аэродинамической трубе обеспечивает выполнение критерия подобия по числу Струхаля при проведении экспериментальных исследований.

Д.4 Для моделирования структуры пограничного слоя атмосферы при проведении модельных испытаний рекомендуется использовать аэродинамические трубы метеорологического или геофизического типа, длина рабочей части которых превышает шесть высот их поперечного сечения и имеющих прямоугольную форму.

Учитывая, что образование приземного слоя атмосферы при сильных ветрах и в трубах с длинной рабочей частью происходит единообразно, за счет взаимодействия потоков с соответствующими подстилающими поверхностями, в обоих этих случаях их структура — профиль средней составляющей скорости, и энергетические спектры пульсационной составляющей оказываются подобными.

Основным параметром, характеризующим свойства реальных ветровых режимов и потоков, реализуемых в аэродинамических трубах с длинной рабочей частью, является параметр шероховатости z_0 подстилающей поверхности.

За счет использования различных элементов шероховатости (турбулизаторов) и различных способов их размещения на полу аэродинамической трубы значение $z_0^{(Э)}$ при испытаниях может изменяться в достаточно широких пределах. Кроме того, $z_0^{(Э)}$ изменяется вдоль рабочей части трубы. Эти два обстоятельства позволяют выбрать условия испытаний, соответствующие реальным условиям.

Для использования результатов модельных испытаний в трубах с длинной рабочей частью вполне достаточно знать параметр шероховатости $z_0^{(Э)}$; детальное описание энергетического спектра скорости потока при этом необязательно в силу его подобия спектру продольной составляющей скорости ветра.

Примечание — Иногда при испытаниях в трубах с короткой рабочей частью для турбулизации потока на выходе из сопла устанавливаются турбулизирующие решетки. Поскольку турбулентная структура подобных потоков существенно отличается от структуры пограничного слоя атмосферы, то для практического использования результаты, полученные при экспериментах с «решетчатой» турбулентностью, нуждаются в дополнительных обоснованиях.

Д.5 Энергетические спектры скорости потока или давления, определяемые по результатам модельных испытаний в аэродинамических трубах, могут быть использованы на практике только для частот $f_1 \le f \le f_2$; здесь f_1 и f_2 являются соответственно нижней и верхней границами достоверного частотного диапазона и зависят от длины $\Delta T^{(Э)}$ записи пульсаций давлений при эксперименте и интервала выборки (квантования) $\Delta\tau^{(Э)}$ данных при статистической обработке этих записей. На практике допускается принять

$$f_1 = \frac{5M_l}{M_v \Delta T^{(Э)}}; \qquad (Д.6)$$

$$f_2 = \frac{M_l}{5M_v \Delta\tau T^{(Э)}}, \qquad (Д.7)$$

где M_l и M_v определены в Д.1 и Д.3 соответственно.

Приложение Е
(обязательное)

Ветровые нагрузки

Е.1 Аэродинамические коэффициенты

Е.1.1 Отдельно стоящие плоские сплошные конструкции

Е.1.1.1 Стены, заборы и т. д.

Для различных участков конструкций (рисунок Е.1) коэффициент c_x определяют по таблице Е.1

$$z_e = h$$

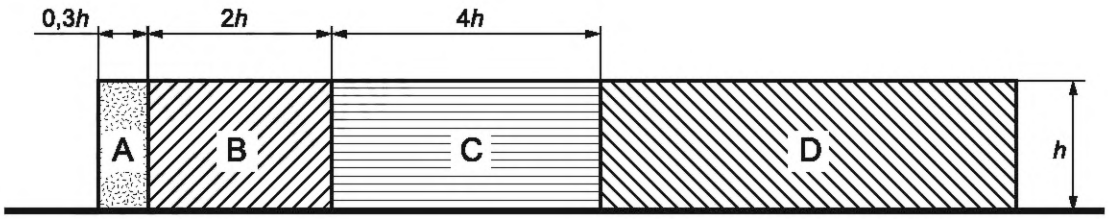


Рисунок Е.1 — Определение аэродинамических коэффициентов

Таблица Е.1 — Значения аэродинамических коэффициентов

Участки плоских сплошных конструкций на земле (см. рисунок Е.1)			
A	B	C	D
2,1	1,8	1,4	1,2

Е.1.1.2 Информационные щиты

Для информационных щитов, поднятых над землей на высоту не менее $d/4$ (рисунок Е.2): $c_x = 2{,}5k_\lambda$, где k_λ — определен в Е.1.15.

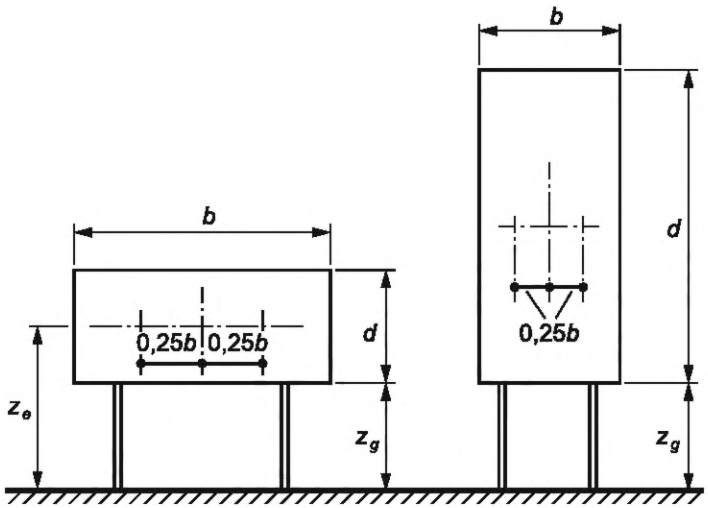


Рисунок Е.2 — Определение аэродинамических коэффициентов для информационных щитов

Равнодействующую нагрузку, направленную по нормали к плоскости щита, следует прикладывать на высоте его геометрического центра с эксцентриситетом в горизонтальном направлении $e = \pm 0{,}25b$.

$$z_e = z_g + d/2.$$

Е.1.2 Прямоугольные в плане здания с двускатными покрытиями

Е.1.2.1 Вертикальные стены прямоугольных в плане зданий

Таблица Е.2 — Значения аэродинамических коэффициентов для вертикальных стен

Боковые стены			Наветренная стена	Подветренная стена
Участки				
A	B	C	D	E
–1,0	–0,8	–0,5	0,8	–0,5

Для наветренных, подветренных и различных участков боковых стен (рисунок Е.3) аэродинамические коэффициенты c_e приведены в таблице Е.2. Для стен с отрицательным уклоном при 45° < θ < 90° (см. рисунок Е.3) аэродинамические коэффициенты определяют так же, как и для вертикальных стен.

Для боковых стен с выступающими лоджиями аэродинамический коэффициент трения c_f = 0,1.

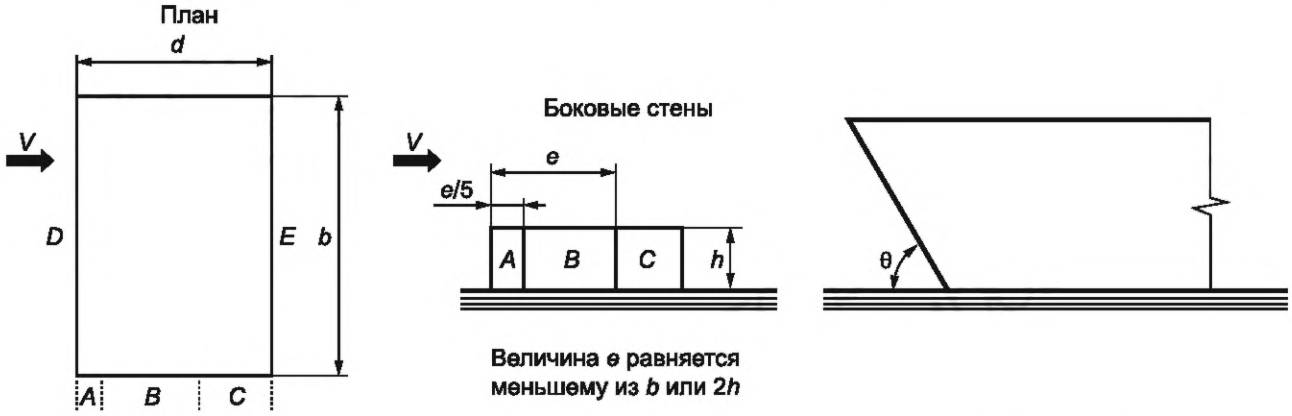


Рисунок Е.3 — Определение аэродинамических коэффициентов вертикальных стен

Е.1.2.2 Двускатные покрытия

Для различных участков покрытия (рисунок Е.4) коэффициент c_e определяют по таблицам Е.3 и Е.4 в зависимости от направления средней скорости ветра.

Для углов 15° ≤ β ≤ 30° при α = 0° необходимо рассмотреть два варианта распределения расчетной ветровой нагрузки.

Для протяженных гладких покрытий при α = 90° (рисунок Е.4, *б*) аэродинамические коэффициенты трения c_f = 0,02.

Таблица Е.3 — Значения аэродинамических коэффициентов для двухскатных покрытий при α = 0°

Уклон β	α = 0°				
	F	*G*	*H*	*I*	*J*
0°	–1,8	–1,3	–0,7	–0,5	–0,5
15°	–0,9	–0,8	–0,3	–0,4	–1,0
	0,2	0,2	0,2		
30°	–0,5	–0,5	–0,2	–0,4	–0,5
	0,7	0,7	0,4		
45°	0,7	0,7	0,6	–0,2	–0,3
60°	0,7	0,7	0,7	–0,2	–0,3
75°	0,8	0,8	0,8	–0,2	–0,3

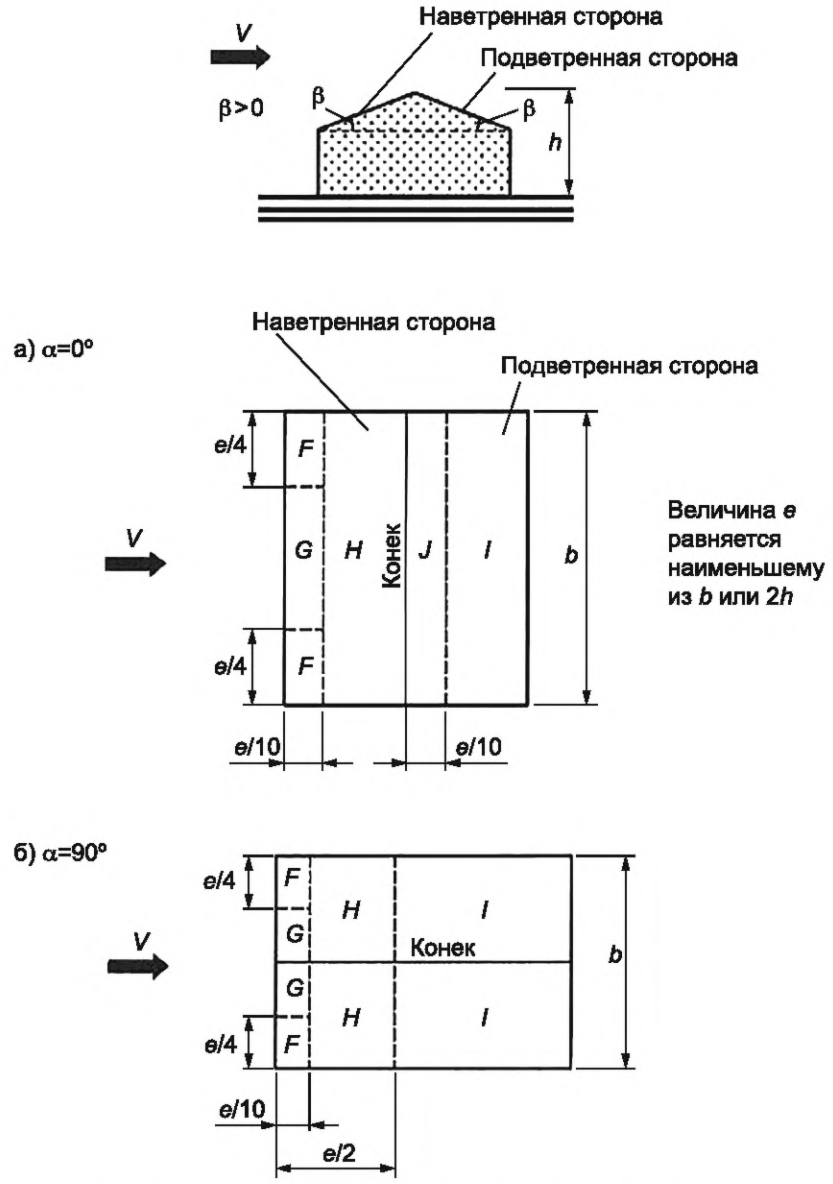


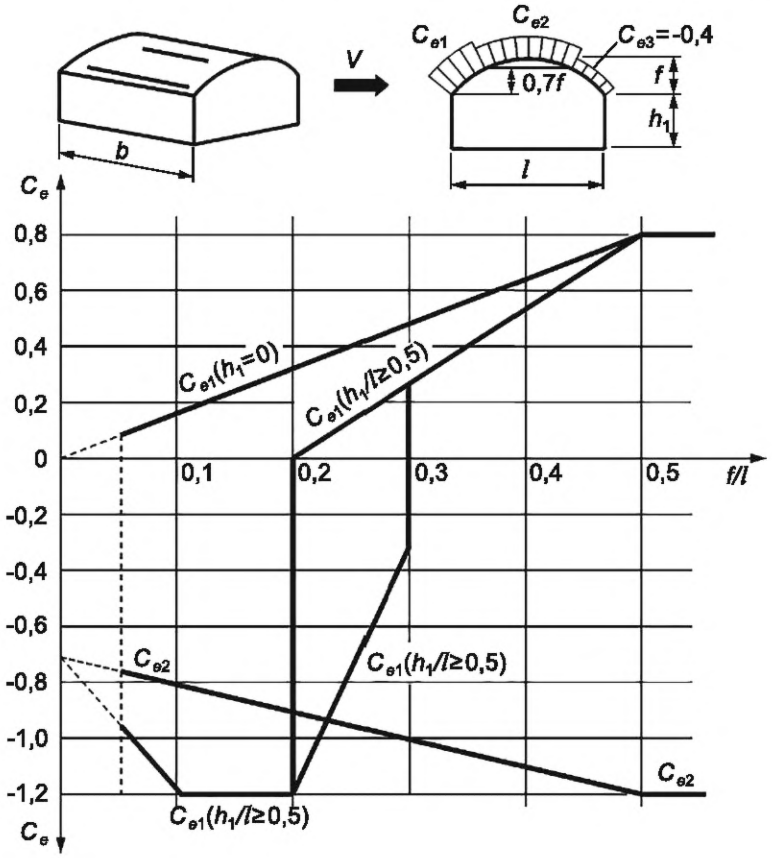
Рисунок Е.4 — Определение аэродинамических коэффициентов для двухскатных покрытий

Таблица Е.4 — Значения аэродинамических коэффициентов для двухскатных покрытий при α = 90°

Уклон β	α = 90°			
	F	*G*	*H*	*I*
90°	–1,8	–1,3	–0,7	–0,5
15°	–1,3	–1,3	–0,6	–0,5
30°	–1,1	–1,4	–0,8	–0,5
45°	–1,1	–1,4	–0,9	–0,5
60°	–1,1	–1,2	–0,8	–0,5
75°	–1,1	–1,2	–0,8	–0,5

Е.1.3 Прямоугольные в плане здания со сводчатыми и близкими к ним по очертанию покрытиями

Распределение аэродинамических коэффициентов c_e по поверхности покрытия приведено на рисунке Е.5.



При $0,2 \leq f/l \leq 0,3$ и $h_1/l \geq 0,5$ необходимо учитывать два значения коэффициента c_{e1}.

Рисунок Е.5 — Определение аэродинамических коэффициентов для прямоугольных в плане зданий со сводчатыми и близкими к ним по очертанию покрытиями

Аэродинамические коэффициенты c_e для стен принимают в соответствии с таблицей Е.2.

При определении эквивалентной высоты z_e, см. 12.2.5, и коэффициента ν в соответствии с 12.2.11: $h = h_1 + 0,7f$.

Е.1.4 Круглые в плане сооружения с купольными и коническими покрытиями

а) Для купольных покрытий значения коэффициентов c_e принимают постоянными вдоль сечений, параллельных В-В. Их значения в точках *А* и *С*, а также в сечении В-В, приведены на рисунке Е.6, *а*. Для промежуточных сечений коэффициенты c_e определяют линейной интерполяцией.

б) Для конических покрытий значения аэродинамических коэффициентов внешнего давления c_e при $15° < \alpha < 30°$ определяют (см. рисунок Е.6, *б*) следующим образом:

- для участка *А* коэффициент $c_e = –1,5$;
- для участка *В* коэффициент $c_e = –1,0$;
- для участка *С* коэффициент $c_e = –1,1$;
- для участка *D* коэффициент $c_e = –2,0$;
- для участка *Е* коэффициент $c_e = –0,7$;
- для купольных и конических покрытий при определении эквивалентной высоты z_e в соответствии с 12.2.5 и коэффициента ν в соответствии с 12.2.11: $h = h_1 + 0,7f$.

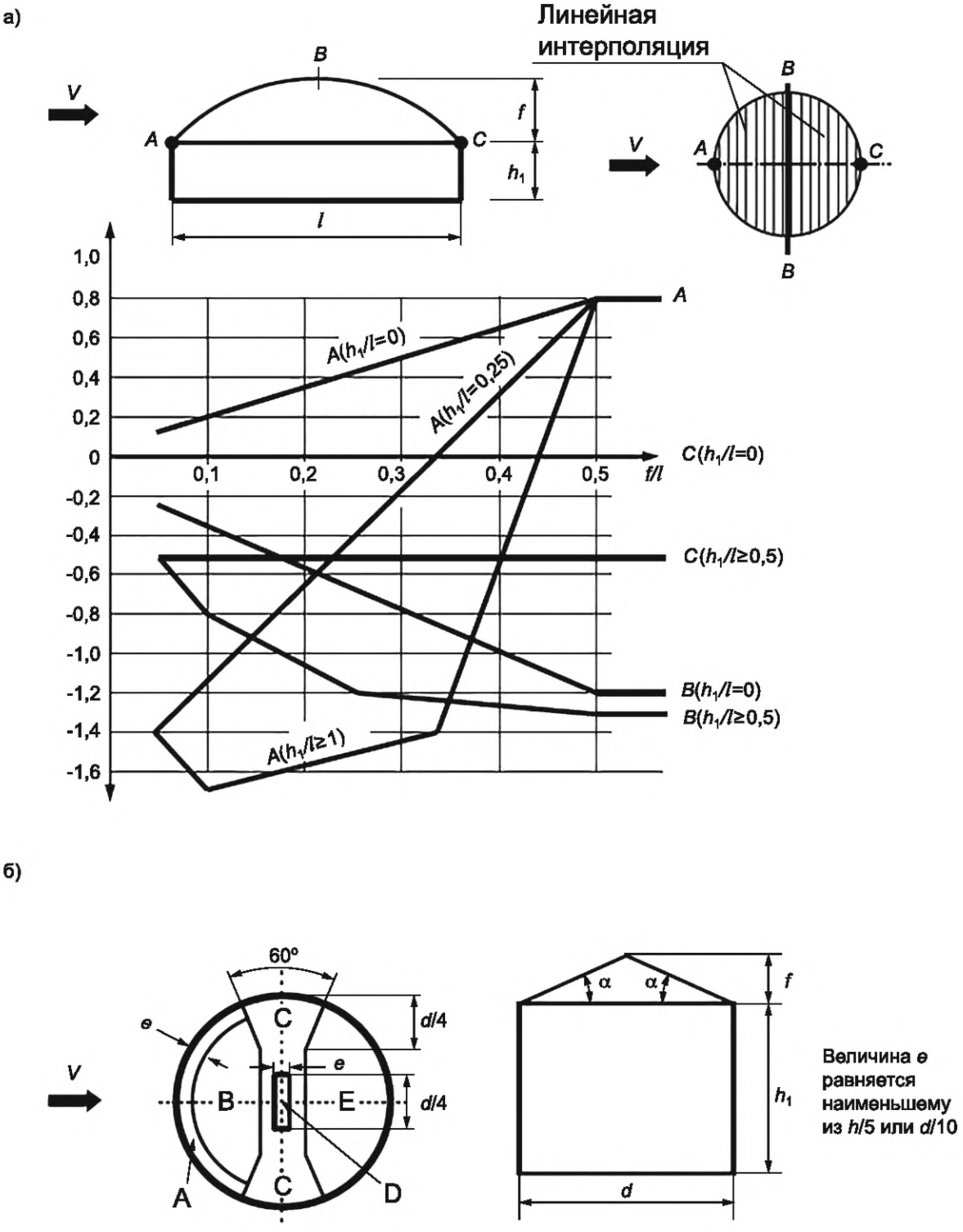


Рисунок Е.6 — Аэродинамические коэффициенты для зданий с а) — купольными покрытиями, б) — коническими покрытиями

Е.1.5 Здания с продольными фонарями и здания переменной высоты

Для участков А и В (рисунок Е.7) коэффициенты c_e следует определять в соответствии с таблицами Е.3 и Е.4.

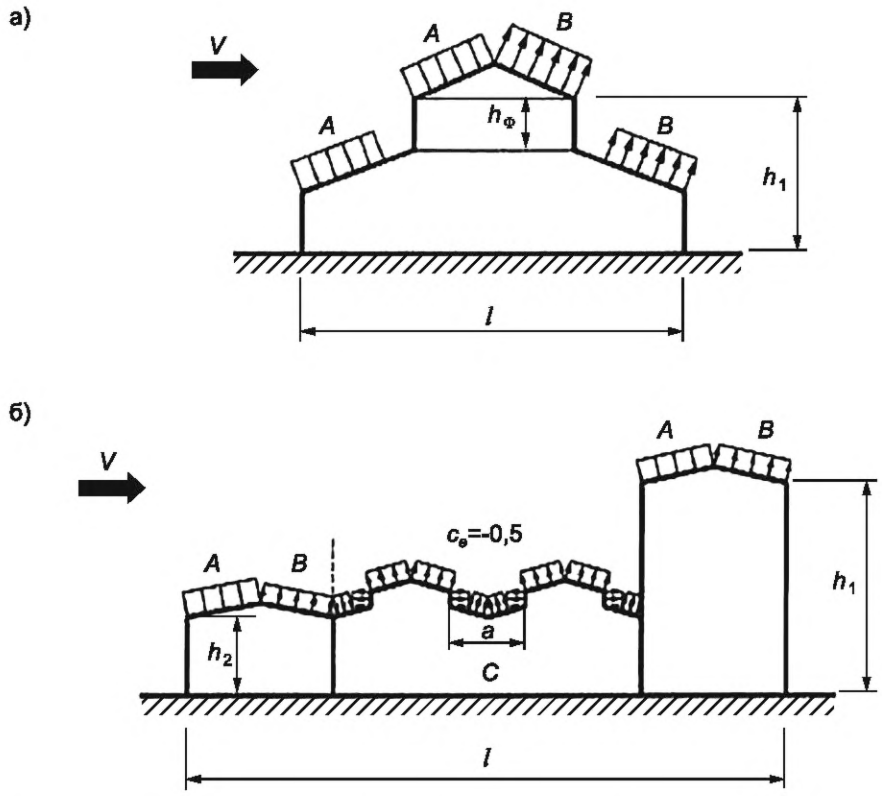


Рисунок Е.7 — Аэродинамические коэффициенты для зданий с продольными фонарями и переменной этажности

Для фонарей участка *С* при $\lambda \le 2$ $c_x = 0{,}2$; при $2 \le \lambda \le 8$ для каждого фонаря $c_x = 0{,}1\lambda$; при $\lambda > 8$ $c_x = 0{,}8$, здесь $\lambda = a/h_Ф$.

Для остальных участков покрытия $c_e = -0{,}5$.

Для вертикальных поверхностей и стен зданий коэффициенты c_e следует определять в соответствии с таблицей В.2.

При определении эквивалентной высоты z_e, см. 12.2.5, и коэффициента v в соответствии с 12.2.11: $h = h_1$.

Е.1.6 Здания с зенитными фонарями

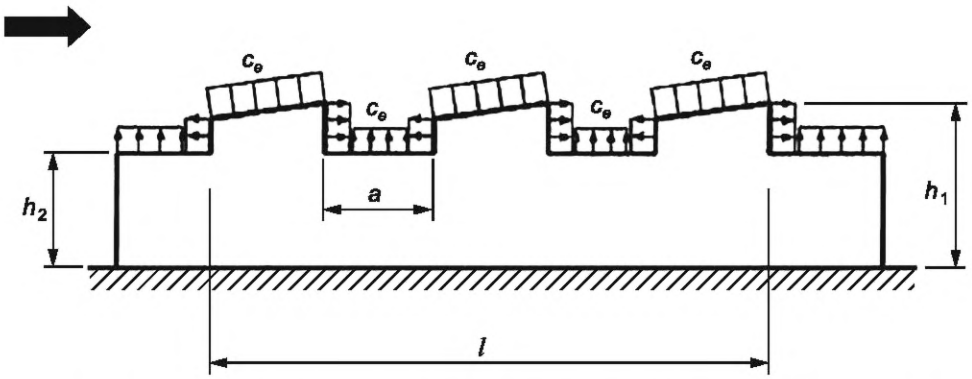


Рисунок Е.8 — Аэродинамические коэффициенты для зданий с зенитными фонарями

Для наветренного фонаря коэффициент c_e следует определять в соответствии с таблицами Е.3 и Е.4.

Для остальных фонарей коэффициенты c_x определяют так же, как и для участка *С* (см. Е.1.5).

Для остальной части покрытия $c_e = 0{,}5$.

Для вертикальных поверхностей и стен зданий коэффициенты c_e следует определять в соответствии с таблицей Е.2.

При определении эквивалентной высоты z_e, см. 12.2.5, и коэффициента v в соответствии с 12.2.11: $h = h_1$.

Е.1.7 Здания с шедовыми покрытиями

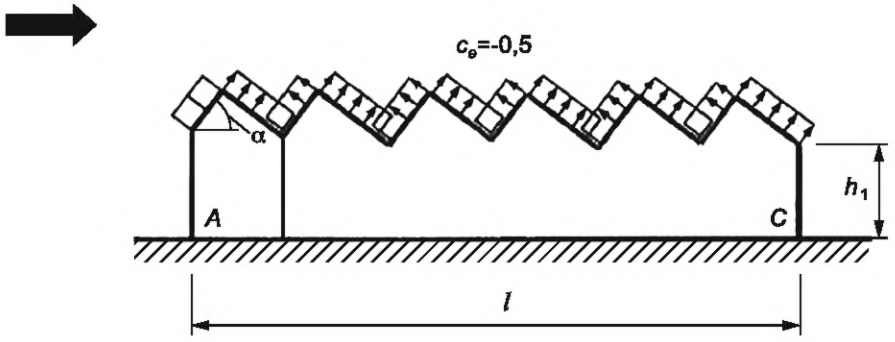


Рисунок Е.9 — Аэродинамические коэффициенты для зданий с шедовыми покрытиями

Для участка А коэффициент c_e следует определять в соответствии с таблицами Е.3 и Е.4. Для остальной части покрытия c_e = –0,5.

Для вертикальных поверхностей и стен зданий коэффициенты c_e следует определять в соответствии с таблицей Е.2.

При определении эквивалентной высоты z_e (12.2.5) и коэффициента v (12.2.11) $h = h_1$.

Для шедовых покрытий аэродинамический коэффициент трения $c\,f$ = 0,04.

Е.1.8 Здания с уступами

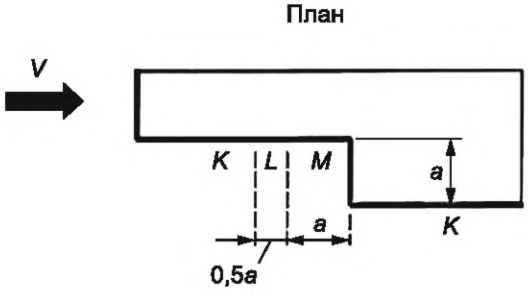


Рисунок Е.10 — Аэродинамические коэффициенты для зданий с уступами

Для участка *M* коэффициент c_e = 0,8.

Для участка *K* коэффициенты c_e следует принимать в соответствии с таблицей Е.2.

Для участка *L* коэффициент c_e следует определять линейной интерполяцией.

Для остальных вертикальных поверхностей коэффициент c_e необходимо определять в соответствии с таблицей Е.2.

Для покрытия зданий коэффициенты c_e определяют в соответствии с таблицами Е.3 и Е.4.

Е.1.9 Учет внутреннего давления

При проницаемости ограждения μ ≤ 5 % $c_{i1} = c_{i2} = \pm 0{,}2$. Для каждой стены здания знак «плюс» или «минус» следует выбирать из условия реализации наиболее неблагоприятного варианта нагружения.

При μ ≥ 30 % c_{i1} = –0,5; c_{i2} = 0,8.

Аэродинамические коэффициенты для внешней поверхности следует принимать в соответствии с Е.1.2—Е.1.7.

Примечание — Проницаемость ограждения μ следует определять как отношение суммарной площади имеющихся в нем проемов к полной площади ограждения.

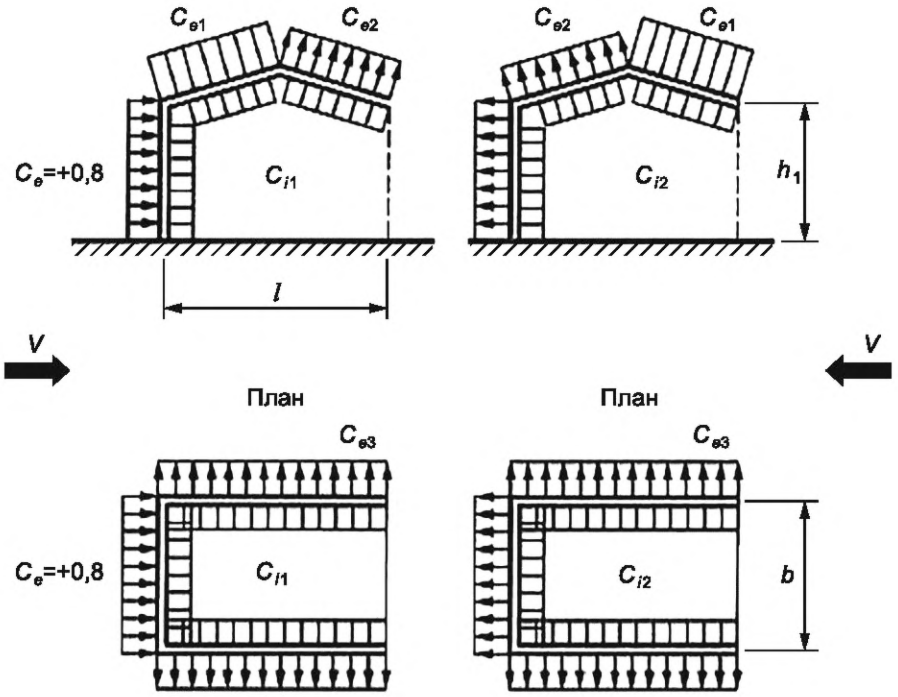


Рисунок Е.11 — Аэродинамические коэффициенты внутреннего давления

Е.1.10 Навесы

Аэродинамические коэффициенты c_p для четырех типов навесов (рисунок Е.12) без сплошностенчатых вертикальных ограждающих конструкций определяют по таблице Е.5.

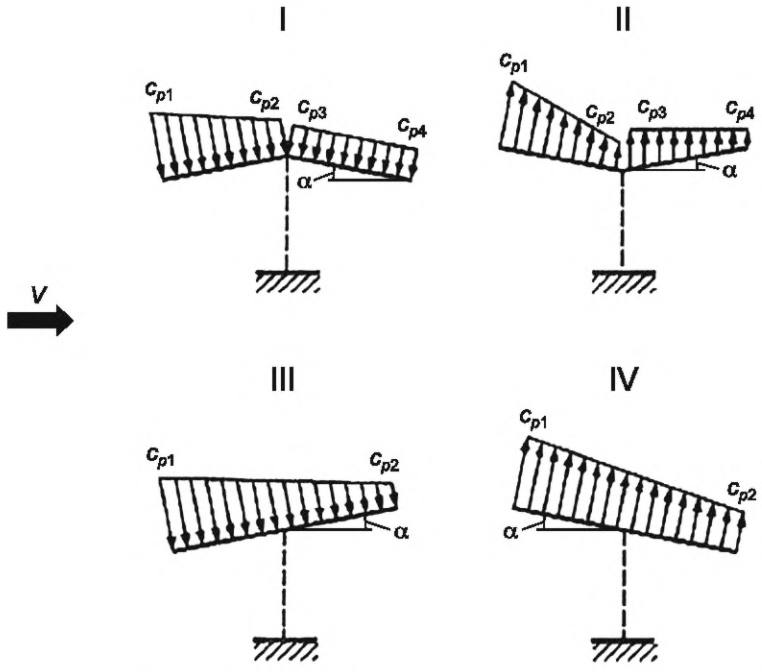


Рисунок Е.12 — Определение аэродинамических коэффициентов для навесов

Таблица Е.5 — Значения аэродинамических коэффициентов для навесов

Тип схемы	α	Значения коэффициентов			
		c_{p1}	c_{p2}	c_{p3}	c_{p4}
I	10°	0,5	–1,3	–1,1	0
	20°	1,1	0	0	–0,4
	30°	2,1	0,9	0,6	0
II	10°	0	–1,1	–1,5	0
	20°	1,5	0,5	0	0
	30°	2,0	0,8	0,4	0,4
III	10°	1,4	0,4	—	—
	20°	1,8	0,5	—	—
	30°	2,2	0,6	—	—
IV	10°	1,3	0,2	—	—
	20°	1,4	0,3	—	—
	30°	1,6	0,4	—	—

Примечания

1 Коэффициенты c_{p1}, c_{p2}, c_{p3}, c_{p4} соответствуют суммарному давлению на верхнюю и нижнюю поверхности навесов.

2 Для отрицательных значений c_{p1}, c_{p2}, c_{p3}, c_{p4} направление давления на схемах следует изменять на противоположное.

3 Для навесов с волнистыми покрытиями аэродинамический коэффициент трения $c_f = 0,04$.

4 Для горизонтально расположенных навесов необходимо рассмотреть два варианта нагружения, соответствующих схемам III и IV при $\alpha = 10°$.

Е.1.11 Сфера

Аэродинамические коэффициенты лобового сопротивления c_x сферы при $z_g > d/2$ (рисунок Е.13) приведены на рисунке Е.14 в зависимости от числа Рейнольдса *Re* и относительной шероховатости $\delta = \Delta/d$, где Δ, м, — шероховатость поверхности (см. Е.1.16). При $z_g > d/2$ коэффициент c_x следует увеличить в 1,6 раза.

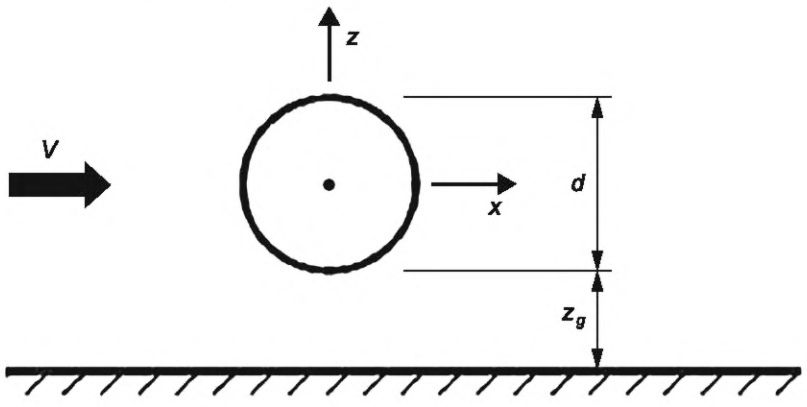


Рисунок Е.13 — Аэродинамические коэффициенты лобового сопротивления c_x сферы

Коэффициент подъемной силы сферы c_z принимают равным:

при $z_g > d/2$ – $c_z = 0$;

при $z_g < d/2$ – $c_z = 0,6$.

Эквивалентная высота, см. 12.2.5 $z_e = z_g + d/2$.

При определении коэффициента ν в соответствии с 12.2.11 следует принимать

$$b = h = 0,7d.$$

Число Рейнольдса *Re* определяют по формуле

$$Re = 0{,}88d\sqrt{w_0 k(z_e)\gamma_f}\cdot 10^5, \qquad (E.1)$$

где d, м — диаметр сферы;

w_0, Па — определяют в соответствии с 12.2.4;

z_e, м — эквивалентная высота;

$k(z_e)$ — определяют в соответствии с 12.2.6;

γ_f — коэффициент надежности по нагрузке (см. 12.1).

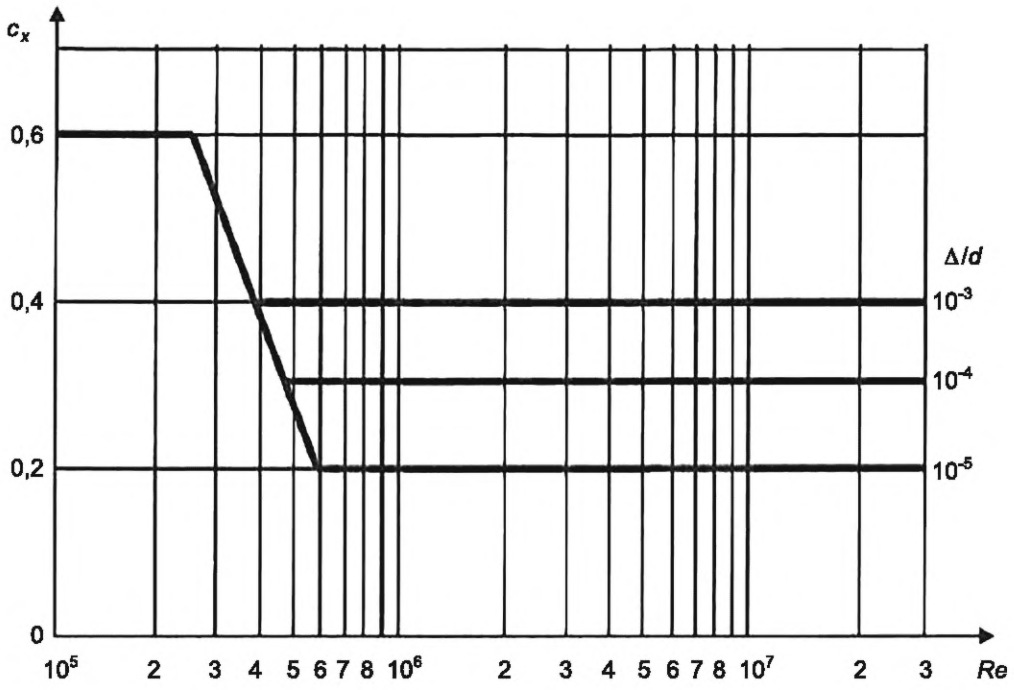


Рисунок Е.14 — Значения коэффициентов c_x сферы

Е.1.12 Сооружения и конструктивные элементы с круговой цилиндрической поверхностью

Аэродинамический коэффициент c_{e1} внешнего давления определяют по формуле

$$c_{e1} = k_{\lambda 1}\, c_\beta, \qquad (E.2)$$

где $k_{\lambda 1} = 1$ при $c_\beta > 0$; для $c_\beta < 0$ — $k_{\lambda 1} = k_\lambda$, определено в Е.1.15.

Распределение коэффициентов c_β по поверхности цилиндра при $\delta = \Delta/d < 5\cdot 10^{-4}$ (см. Е.1.16) приведены на рисунке Е.16 для различных чисел Рейнольдса *Re*. Значения указанных на этом рисунке углов β_{min} и β_b, а также соответствующие углам значения коэффициентов c_{min} и c_b приведены в таблице Е.6.

Значения аэродинамических коэффициентов давления c_{e2} и c_i (рисунок Е.15) приведены в таблице Е.7. Коэффициент c_i следует учитывать для опущенного покрытия («плавающая кровля»), а также при отсутствии покрытия.

Аэродинамические коэффициенты лобового сопротивления c_x определяют по формуле:

$$c_x = k_\lambda c_{x\infty}, \qquad (E.3)$$

где k_λ — определено в Е.1 в зависимости от относительного удлинения сооружения (см. Е.1.15).

Значения коэффициентов $c_{x\infty}$ приведены на рисунке Е.17 в зависимости от числа Рейнольдса *Re* и относительной шероховатости $\delta = \Delta/d$ (см. Е.1.16); для цилиндрических сооружений с ребрами Δ — высота ребра.

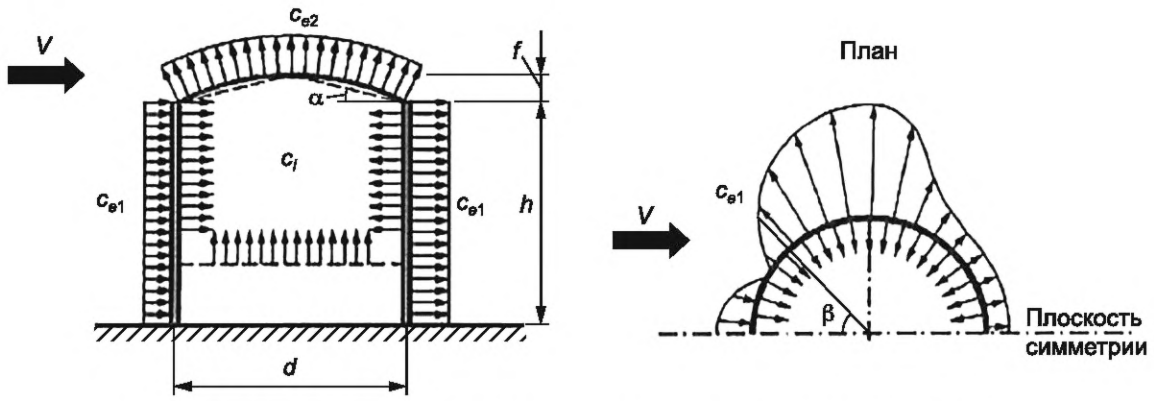


Рисунок Е.15 — Определение аэродинамических коэффициентов давления c_{e2} и c_i

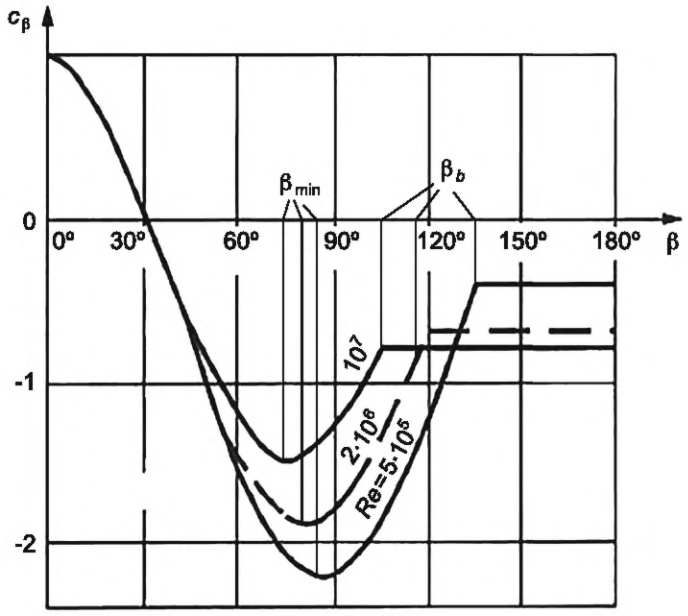


Рисунок Е.16 — Распределение коэффициентов c_β по поверхности цилиндра

Таблица Е.6 — Значения углов β_{min}, β_b и коэффициентов c_{min}, c_b

Re	β_{min}	c_{min}	β_b	c_b
$5 \cdot 10^5$	85	–2,2	135	–0,4
$2 \cdot 10^6$	80	–1,9	120	–0,7
10^7	75	–1,5	105	–0,8

Таблица Е.7 — Значения аэродинамических коэффициентов давления c_{e2} и c_i

h/d	1/6	1/4	1/2	1	2	≥5
c_{e2}, c_i	–0,5	–0,55	–0,7	–0,8	–0,9	–1,05

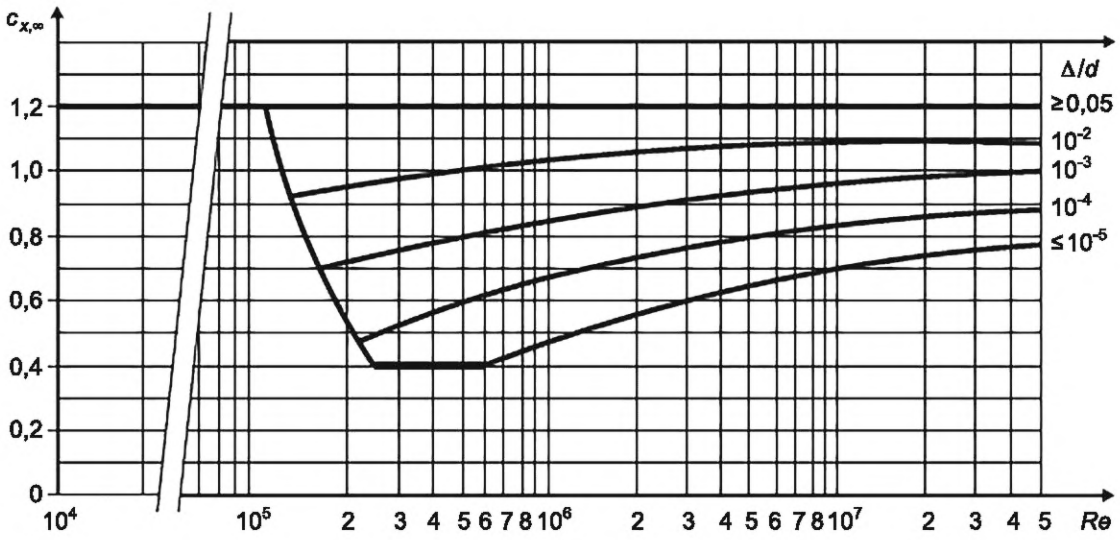


Рисунок Е.17 — Значения коэффициентов $c_{x\infty}$

Ветровую нагрузку на вертикальные стенки цилиндрических резервуаров при расчете на устойчивость следует принимать в соответствии с требованиями нормативных документов государств — членов ЕАЭС[1)].

Для проводов и тросов (в том числе покрытых гололедом) c_x = 1,2.

Аэродинамические коэффициенты лобового сопротивления наклонных элементов (рисунок Е.18) определяют по формуле

$$c_{x\beta} = c_x \sin^2\beta, \qquad (Е.4)$$

где c_x — определяют в соответствии с данными Е.1.12, Е.1.13 и Е.1.14;

β — угол между осью элемента и скоростью ветра V, направленной вдоль оси x.

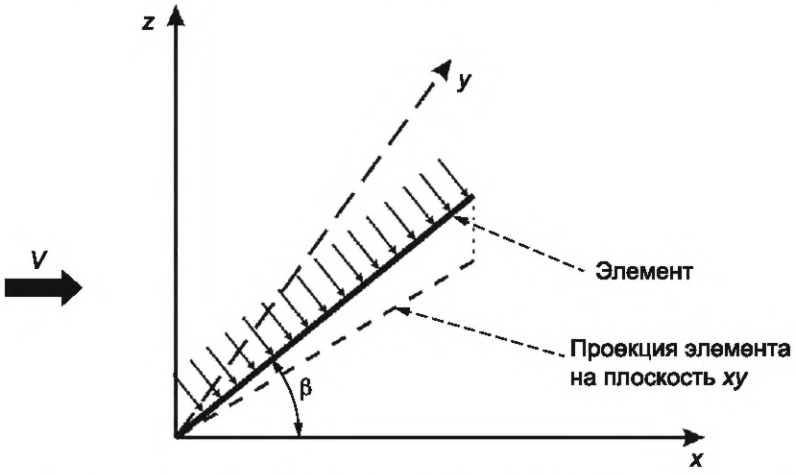


Рисунок В.18 — Определение аэродинамических коэффициентов лобового сопротивления наклонных элементов

При определении коэффициента ν в соответствии с 12.2.11:

$$b = 0{,}7d;\ h = h_1 + 0{,}7f.$$

Число Рейнольдса Re определяют по формуле, приведенной в Е.1.11, где $z_e = 0{,}8h$ для вертикально расположенных сооружений;

z_e равно расстоянию от поверхности земли до оси горизонтально расположенного сооружения.

[1)] В Российской Федерации действует СП 43.13330 «СНиП 2.09.03-85 Сооружения промышленных предприятий».

Е.1.13 Призматические сооружения и конструктивные элементы

Аэродинамические коэффициенты лобового сопротивления призматических сооружений определяют по формуле

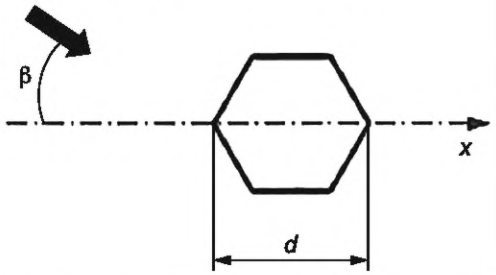
$$c_x = k_\lambda c_{x\infty}, \quad (Е.5)$$

где k_λ определено в Е.1.15 в зависимости от относительного удлинения сооружения λ_e.

Значения коэффициента $c_{x\infty}$ для прямоугольных сечений приведены на рисунке Е.19, а для n-угольных сечений и конструктивных элементов (профилей) — в таблице Е.8.

Аэродинамические коэффициенты лобового сопротивления для конструкционных профилей принимают равными 1,4 (c_x = 1,4).

Таблица Е.8 — Значения коэффициента $c_{x\infty}$ для n-угольных сечений и конструктивных элементов (профилей)

Эскизы сечений и направлений ветра	β	n (число сторон)	$c_{x\infty}$ при $Re > 4 \cdot 10^5$
Правильный многоугольник 	Произвольный	5	1,8
		6—8	1,5
		10	1,2
		12	1,0

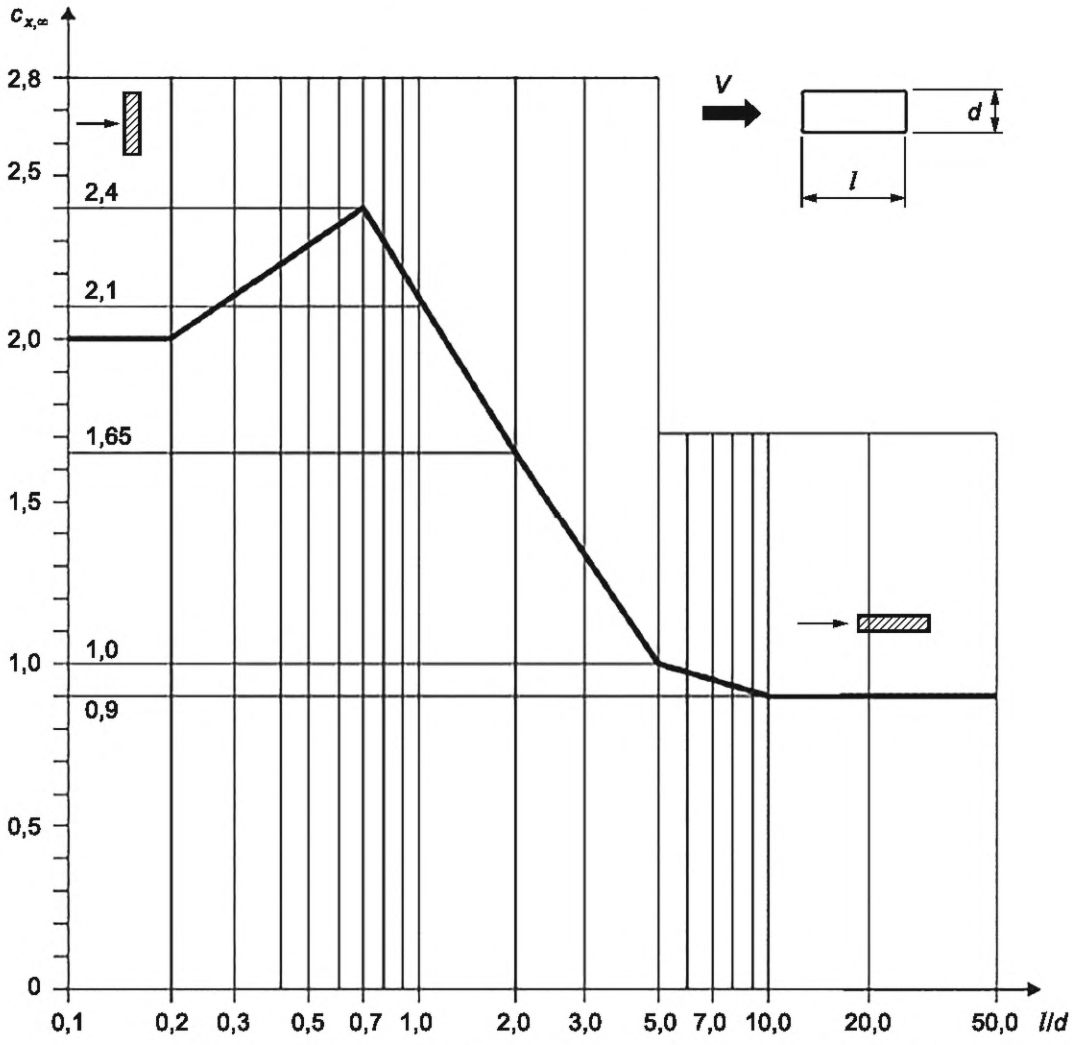


Рисунок Е.19 — Значения коэффициента $c_{x\infty}$ для прямоугольных сечений

Е.1.14 Решетчатые конструкции

Аэродинамические коэффициенты решетчатых конструкций отнесены к площади граней пространственных ферм или площади контура плоских ферм.

Направление оси *x* для плоских ферм совпадает с направлением ветра и перпендикулярно к плоскости конструкции; для пространственных ферм расчетные направления ветра показаны в таблице Е.9.

Аэродинамические коэффициенты c_x отдельно стоящих плоских решетчатых конструкций определяют по формуле

$$c_x = \frac{1}{A_k}\sum c_{xi}A_i, \qquad (Е.6)$$

где c_{xi} — аэродинамический коэффициент *i*-го элемента конструкции, принимаемый равным 1,4 (c_{xi} = 1,4) для профилей и определяемый в соответствии с указаниями Е.1.12 и Е.1.13 для элементов с круглым и прямоугольным поперечными сечениями, соответственно; при этом k_λ = 1;

A_i — площадь проекции *i*-го элемента конструкции;

A_k — площадь, ограниченная контуром конструкции.

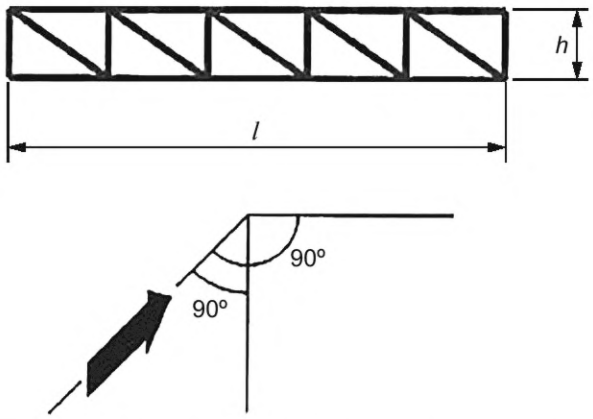


Рисунок Е.20 — Определение аэродинамических коэффициентов для плоских решетчатых конструкций

Ряд плоских параллельно расположенных решетчатых конструкций

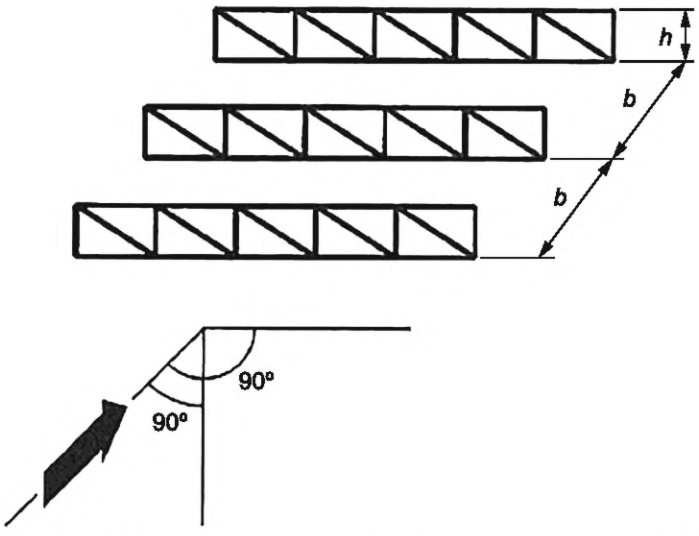


Рисунок Е.21 — Определение аэродинамических коэффициентов для рядов плоских решетчатых конструкций

Для наветренной конструкции коэффициент c_{x1} определяют так же, как и для отдельно стоящей фермы.

Для второй и последующих конструкций $c_{x2} = c_{x1}\eta$.

Для ферм из профилей из труб при $Re < 4 \cdot 10^5$ коэффициент η определяют по таблице Е.9 в зависимости от относительного расстояния между фермами *b*/*h* (рисунок Е.19) и коэффициента заполнения ферм $\varphi = \frac{1}{A_k}\sum A_i$.

Таблица Е.9 — Значения коэффициента η

φ	b/h				
	1/2	1	2	4	6
0,1	0,93	0,99	1	1	1
0,2	0,75	0,81	0,87	0,9	0,93
0,3	0,56	0,65	0,73	0,78	0,83
0,4	0,38	0,48	0,59	0,65	0,72
0,5	0,19	0,32	0,44	0,52	0,61
≥0,6	0	0,15	0,3	0,4	0,5

Для ферм из труб при $Re \geq 4 \cdot 10^5$ коэффициент $\eta = 0,95$.

Примечание — Число Рейнольдса Re следует определять по формуле в Е.1.11, где d — средний диаметр трубчатых элементов.

Решетчатые башни и пространственные фермы

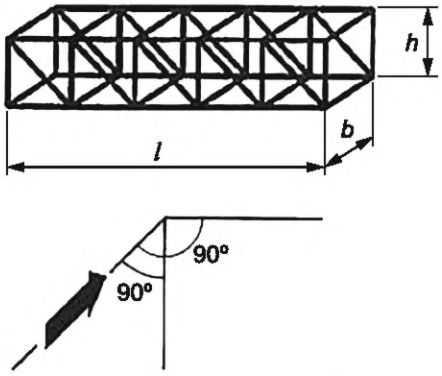


Рисунок Е.22 — Определение аэродинамических коэффициентов решетчатых конструкций

Аэродинамические коэффициенты c_t решетчатых башен и пространственных ферм определяют по формуле

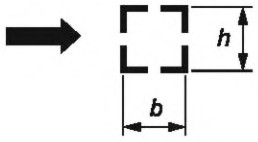
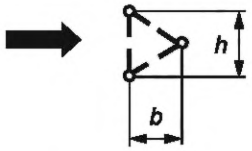
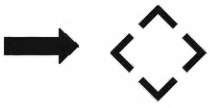
$$c_t = c_x (1 + \eta) k_1, \quad (Е.7)$$

где c_x — определяют так же, как и для отдельно стоящей фермы;

η — определяют так же, как и для ряда плоских ферм.

Значения коэффициента k_1 приведены в таблице Е.10.

Таблица Е.10 — Значения коэффициента k_1

Форма контура поперечного сечения и направление ветра	k_1
	1
	0,9
	1,2

Е.1.15 Учет относительного удлинения

Значения коэффициента k_λ в зависимости от относительного удлинения λ_e элемента или сооружения приведены на рисунке Е.23. Относительное удлинение λ_e зависит от параметра $\lambda = l/b$, его определяют по таблице Е.11; степень заполнения $\varphi = \frac{1}{A_k}\sum A_i$.

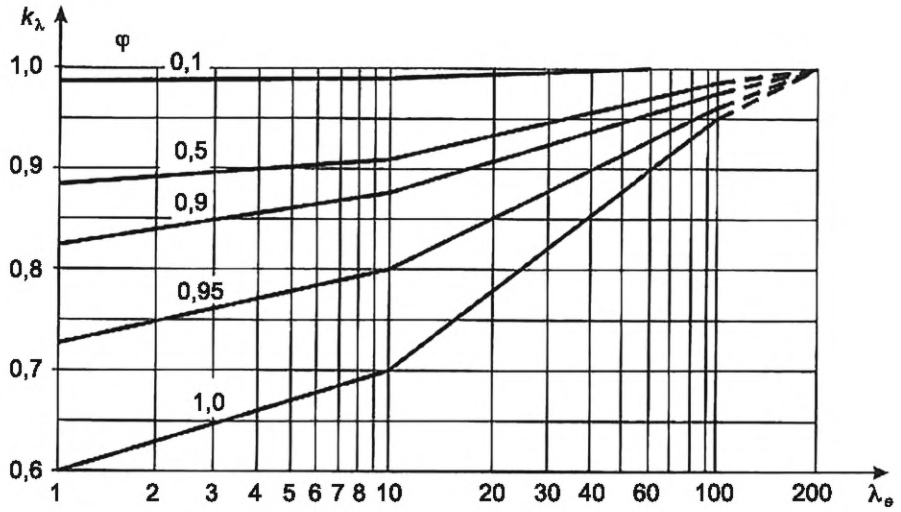
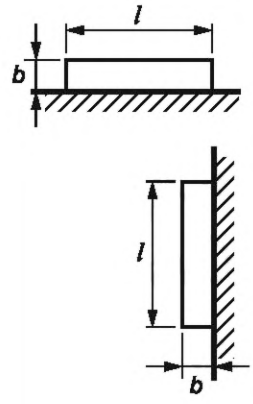
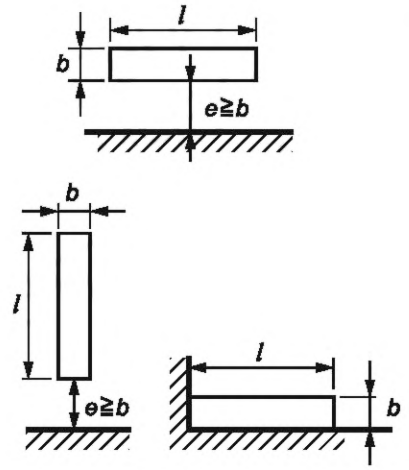
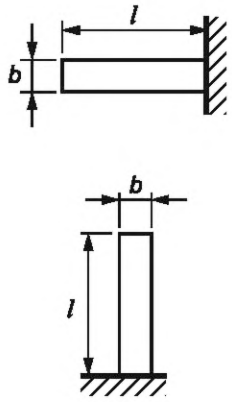
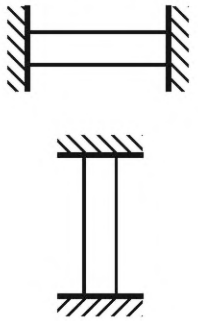


Рисунок Е.23 — Определение коэффициента k_λ

Таблица Е.11 — Относительное удлинение λ_e

$\lambda_e = \lambda/2$	$\lambda_e = \lambda$	$\lambda_e = 2\lambda$	$\lambda_y = \infty$
			

Примечание — l, b — соответственно максимальный и минимальный размеры сооружения или его элементов плоскости, перпендикулярной к направлению ветра.

Е.1.16 Учет шероховатости внешней поверхности

Шероховатость Δ поверхностей конструкций, в зависимости от их обработки и материала, из которого они изготовлены, приведена в таблице Е.12.

Таблица Е.12 — Шероховатость Δ поверхностей конструкций

Тип поверхности	Шероховатость Δ, м	Тип поверхности	Шероховатость Δ, м
Стекло	$1{,}5 \cdot 10^{-6}$	Оцинкованная сталь	$2 \cdot 10^{-4}$
Полированный металл	$2 \cdot 10^{-6}$	Шлифованный бетон	$2 \cdot 10^{-4}$

Окончание таблицы Е.12

Тип поверхности	Шероховатость Δ, м	Тип поверхности	Шероховатость Δ, м
Тонкомолотая масляная краска	$6 \cdot 10^{-6}$	Шероховатый бетон	10^{-3}
Распыленная краска	$2 \cdot 10^{-5}$	Ржавчина	$2 \cdot 10^{-3}$
Литейный чугун	$2 \cdot 10^{-4}$	Каменная, кирпичная кладка	$3 \cdot 10^{-3}$

Е.1.17 Пиковые значения аэродинамических коэффициентов для прямоугольных в плане зданий

а) Для стен прямоугольных в плане зданий пиковое положительное значение аэродинамического коэффициента $c_{p,+} = 1,2$.

б) Пиковые значения отрицательного аэродинамического коэффициента $c_{p,-}$ для стен и плоских покрытий (рисунок Е.24) приведены в таблице Е.13.

Таблица Е.13 — Пиковые значения отрицательного аэродинамического коэффициента $c_{p,-}$ для стен и плоских покрытий

Участок	*A*	*B*	*C*	*D*	*E*
$c_{p,-}$	–2,2	–1,2	–3,4	–2,4	–1,5

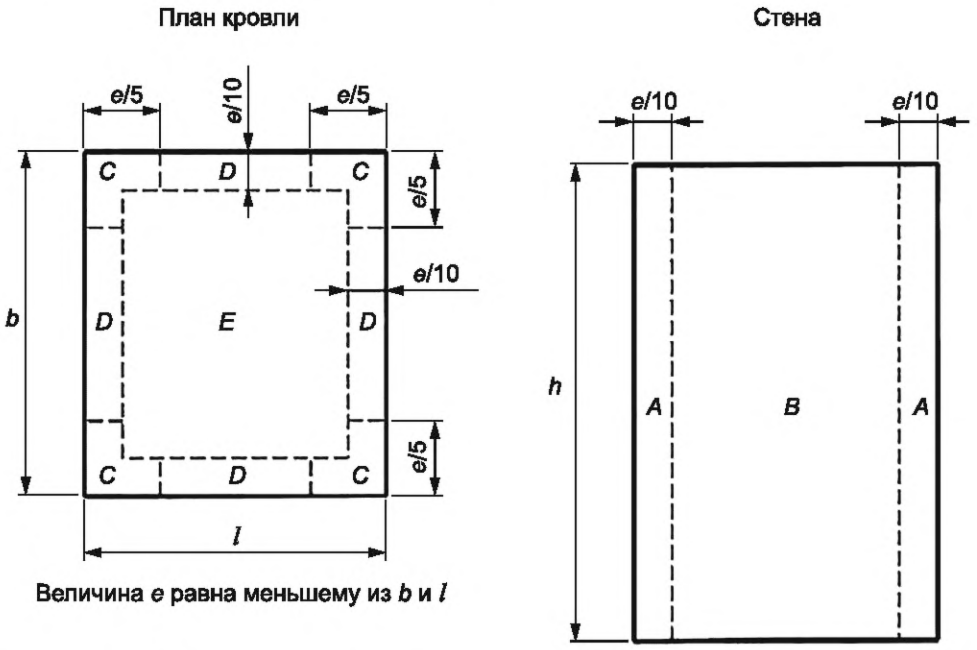


Рисунок Е.24 — Пиковые значения отрицательного аэродинамического коэффициента $c_{p,-}$ для стен и плоских покрытий

Е.2 Резонансное вихревое возбуждение

Е.2.1 Для однопролетных сооружений и конструктивных элементов интенсивность воздействия $F(z)$, Н/м, действующего при резонансном вихревом возбуждении по i-й собственной форме в направлении, перпендикулярном к средней скорости ветра, определяют по формуле

$$F_i(z) = 0,61\pi V_{cr,i}^2 c_{y,cr} \varphi_i(z) d/\delta_s, \quad (Е.8)$$

где d — размер сооружения или конструктивного элемента в направлении, перпендикулярном к средней скорости ветра, м;

$V_{cr,i}$, м/с — см. 12.4.2;

$c_{y,cr}$ — аэродинамический коэффициент поперечной силы при резонансном вихревом возбуждении;

δ_s — логарифмический декремент конструкционного демпфирования, принимаемый равным:

$\delta_s = 0,05$ — для металлических сооружений;

δ_s = 0,1 — для железобетонных сооружений;

z — координата, изменяющаяся вдоль оси сооружения;

$\varphi_i(z)$ — i-я форма собственных колебаний в поперечном направлении, удовлетворяющая условию

$$\max[\varphi(z)] = 1. \quad \text{(Е.9)}$$

Примечание — В тех случаях, когда используются различные типы демпфирующих устройств (гасители колебаний), значение суммарного логарифмического декремента конструкционного демпфирования δ_s устанавливают в рамках научно-технического сопровождения проектирования.

Для высотных зданий воздействие, возникающее при резонансном вихревом возбуждении, необходимо устанавливать на основе данных их модельных испытаний в аэродинамических трубах.

Е.2.2 Аэродинамические коэффициенты c_y поперечной силы определяют следующим образом:

а) Для круглых поперечных сечений c_y = 0,3.

б) Для прямоугольных поперечных сечений при $b/d > 0{,}5$:

$$c_y = 1{,}1 \text{ для } V_{cr,i}/V_{\max(z_{эк})} < 0{,}8;$$

c_y = 0,6 для $V_{cr,i}/V_{\max(z_{эк})} \geq 0{,}8$, где b — размер сооружения в направлении средней скорости ветра.

При $b/d \leq 0{,}5$ расчет на резонансное вихревое возбуждение допускается не проводить.

Е.2.3 При расчете сооружения на резонансное вихревое возбуждение наряду с воздействием (Е.2.1) необходимо учитывать также действие ветровой нагрузки, параллельной средней скорости ветра. Среднюю $w_{m,cr}$ и пульсационную $w_{g,cr}$ составляющие этого воздействия определяют по формулам:

$$w_{m,cr} = (V_{cr}/V_{\max})^2 w_m;$$
$$w_{g,cr} = (V_{cr}/V_{\max})^2 w_g, \quad \text{(Е.10)}$$

где $V_{\max}$ — расчетная скорость ветра на высоте $z_{эк}$, на которой происходит резонансное вихревое возбуждение, определяемое по формуле (26);

w_m и w_g — расчетные значения средней и пульсационной составляющих ветровой нагрузки, определяемые в соответствии с указаниями 12.1.

Е.2.4 Критические скорости $V_{cr,i}$ могут иметь достаточно большую повторяемость в течение расчетного срока эксплуатации сооружения и, в связи с этим, резонансное вихревое возбуждение может привести к накоплению усталостных повреждений.

Для предотвращения резонансного вихревого возбуждения могут быть использованы различные конструктивные мероприятия: установка вертикальных и спиралевидных ребер, перфорация ограждения и установка соответствующим образом настроенных гасителей колебаний.

Е.3 Динамическая комфортность

При оценке комфортности пребывания людей в зданиях (динамическая комфортность) расчетные значения ветровой нагрузки w_c принимают равными

$$w_c = 0{,}7\, w_g, \quad \text{(Е.11)}$$

где w_g — нормативное значение пульсационной составляющей основной ветровой нагрузки (см. 12.1.8).

При этом максимальное ускорение этажа здания не должно превышать величины:

а) для жилых зданий

$$a_{c,\,\max} = 0{,}08 \text{ м/с}^2; \quad \text{(Е.12)}$$

б) для административно-бытовых и производственных зданий

$$a_{c,\,\max} = 0{,}13 \text{ м/с}^2. \quad \text{(Е.13)}$$

Примечание — Методику оценки динамической комфортности допускается уточнять в зависимости от собственных частот колебаний здания.

Приложение Ж
(обязательное)

Прогибы и перемещения

Ж.1 Определение прогибов и перемещений

Ж.1.1 При определении прогибов и перемещений следует учитывать все основные факторы, влияющие на их значения (неупругие деформации материалов, образование трещин, учет деформированной схемы, учет смежных элементов, податливость узлов сопряжения и оснований). При достаточном обосновании отдельные факторы можно не учитывать или учитывать приближенным способом.

При учете ветровых нагрузок перемещения несущих конструкций определяют от действия средней составляющей ветровой нагрузки. При этом действия пиковой и пульсационной составляющих ветровой нагрузки не учитывают.

Ж.1.2 Для конструкций из материалов, обладающих ползучестью, необходимо учитывать увеличение прогибов во времени. При ограничении прогибов исходя из физиологических требований следует учитывать только кратковременную ползучесть, проявляемую сразу после приложения нагрузки, а исходя из технологических и конструктивных (за исключением расчета с учетом ветровой нагрузки) и эстетико-психологических требований — полную ползучесть.

Ж.1.3 При определении прогибов колонн одноэтажных зданий и эстакад от горизонтальных крановых нагрузок расчетную схему колонн следует принимать с учетом условий их закрепления, считая, что колонна:

а) в зданиях и крытых эстакадах не имеет горизонтального смещения на уровне верхней опоры (если покрытие не создает жесткого в горизонтальной плоскости диска, следует учитывать горизонтальную податливость этой опоры);

б) в открытых эстакадах рассматривают как консоль.

Ж.1.4 При колебаниях строительных конструкций зданий и сооружений классификацию вибраций, нормируемые параметры, их предельно допустимые значения в жилых, административно-бытовых и производственных зданиях необходимо устанавливать согласно требованиям соответствующих действующих нормативных документов.

При наличии высокоточного оборудования и приборов, чувствительных к колебаниям конструкций, на которых они установлены, предельные значения виброперемещений, виброскорости, виброускорения следует определять в соответствии с заданием на проектирование.

Ж.1.5 Расчетные ситуации, для которых необходимо определять прогибы и перемещения и соответствующие им нагрузки, следует принимать в зависимости от того, исходя из каких требований проводят расчет.

Расчетная ситуация характеризуется расчетной схемой конструкции, видами нагрузок, значениями коэффициентов условий работы и коэффициентов надежности, перечнем предельных состояний, которые следует рассматривать в данной ситуации.

Если расчет проводят исходя из технологических требований, расчетная ситуация должна соответствовать действию нагрузок, влияющих на работу технологического оборудования.

Если расчет проводят исходя из конструктивных требований, расчетная ситуация должна соответствовать действию нагрузок, которые могут привести к повреждению смежных элементов в результате значительных прогибов и перемещений.

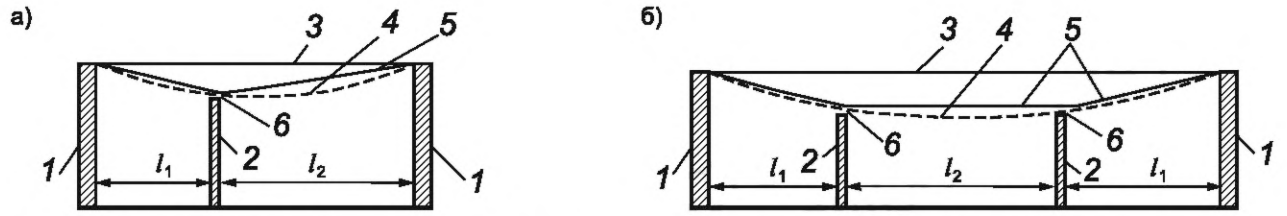
Если расчет проводят исходя из физиологических требований, расчетная ситуация должна соответствовать состоянию, связанному с колебаниями конструкций, и при этом необходимо учитывать нагрузки, влияющие на колебания конструкций, ограничиваемые требованиями настоящего стандарта.

Если расчет проводят исходя из эстетико-психологических требований, расчетная ситуация должна соответствовать действию постоянных и длительных нагрузок.

Для конструкций покрытий и перекрытий, проектируемых со строительным подъемом при ограничении прогиба эстетико-психологическими требованиями, определяемый вертикальный прогиб следует уменьшать на размер строительного подъема.

Ж.1.6 Прогиб элементов покрытий и перекрытий, ограниченный исходя из конструктивных требований, не должен превышать расстояния (зазора) между нижней поверхностью этих элементов и верхом перегородок, витражей, оконных и дверных коробок и других конструктивных элементов, расположенных под несущими элементами.

Ж.1.7 При наличии между стенами капитальных перегородок (практически такой же высоты, как и стены) значения *l* в поз. 2, *а* таблицы Ж.1 следует принимать равными расстояниям между внутренними поверхностями несущих стен (или колонн) и этими перегородками (или между внутренними поверхностями перегородок, рисунок Ж.1).



а — одной в пролете; *б* — двух в пролете; *1* — несущие стены (или колонны); *2* — капитальные перегородки; *3* — перекрытие (покрытие) до приложения нагрузки; *4* — перекрытие (покрытие) после приложения нагрузки; *5* — линии отсчета прогибов; *6* — зазор

Рисунок Ж.1 — Схемы для определения значений $l(l_1, l_2, l_3)$ при наличии между стенами капитальных перегородок

Ж.1.8 Прогибы стропильных конструкций при наличии подвесных крановых путей (см. таблицу Ж.1, поз. 2, перечисление в) следует принимать как разность между прогибами f_1 и f_2 смежных стропильных конструкций (рисунок Ж.2).

Ж.1.9 Горизонтальные перемещения каркаса следует определять в плоскости стен и перегородок, целостность которых должна быть обеспечена.

1 — стропильные конструкции;
2 — балка подвесного кранового пути; *3* — подвесной кран;
4 — исходное положение стропильных конструкций;
f_1 — прогиб наиболее нагруженной стропильной конструкции;
f_2 — прогибы смежных с наиболее нагруженной стропильных конструкций

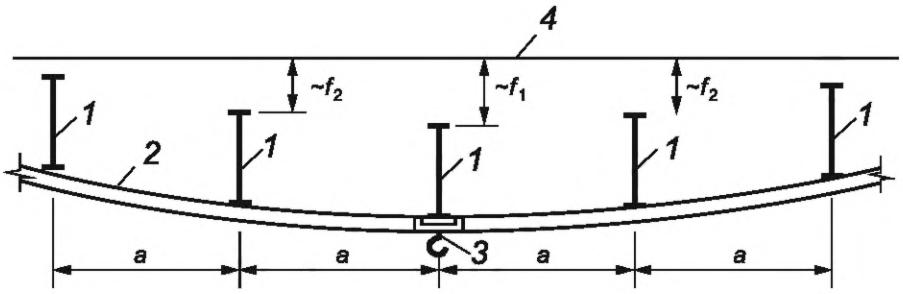


Рисунок Ж.2 — Схема для определения прогибов стропильных конструкций при наличии подвесных крановых путей

Ж.2 Предельные прогибы

Ж.2.1 Вертикальные предельные прогибы элементов конструкций

Вертикальные предельные прогибы элементов конструкций и нагрузки, от которых следует определять прогибы, приведены в таблице Ж.1.

Таблица Ж.1 — Вертикальные предельные прогибы элементов конструкций

Элементы конструкций	Предъявляемые требования	Вертикальные предельные прогибы f_u	Нагрузки для определения вертикальных прогибов
1 Балки крановых путей подмостовые и подвесные краны, управляемые из кабины при группах режимов работы:	Физиологические[1)]		
1К-6К		*l*/400	От одного крана
7К		*l*/500	
8К		*l*/600	
2 Балки, фермы, ригели, прогоны, плиты, настилы (включая поперечные ребра плит и настилов):	Эстетико-психологические[2)]		
а) покрытий и перекрытий, открытых для обзора, при пролете *l*, м:			Постоянные и длительные, а также нагрузки, указанные в таблице 4, с понижающим коэффициентом, равным 0,35, и снеговые нагрузки с понижающим коэффициентом, равным 0,5
$l \le 1$		*l*/120	
$l = 3$		*l*/150	
$l = 6$		*l*/200	
$l = 24(12)$		*l*/250	
$l \ge 36(24)$		*l*/300	

Окончание таблицы Ж.1

Элементы конструкций	Предъявляемые требования	Вертикальные предельные прогибы f_u	Нагрузки для определения вертикальных прогибов
б) покрытий и перекрытий при наличии тельферов (талей), подвесных кранов, управляемых из кабины	Физиологические	$l/400$ или $a/200$ (меньшее из двух)	От одного крана или тельфера (тали) на одном пути
в) перекрытий, подверженных действию:	Физиологические	$l/350$	Наиболее неблагоприятное из следующих двух значений:
перемещаемых грузов, материалов, узлов и элементов оборудования и других подвижных нагрузок (в том числе при безрельсовом напольном транспорте), нагрузок от рельсового транспорта:			0,7 полных нормативных значений кратковременных нагрузок на перекрытие или нагрузки от одного транспортного средства
узкоколейного ширококолейного		$l/400$ $l/500$	От одного состава вагонов (или одной напольной машины) на одном пути
г) покрытий и перекрытий автостоянок в зданиях, при пролете l, м: $l = 6$ $l = 12$ $l \geq 24$	Физиологические[1)]	 $l/200$ $l/250$ $l/300$	Постоянные и длительные, а также нагрузки, указанные в таблице 4 с понижающим коэффициентом, равным 0,35, и снеговые нагрузки с понижающим коэффициентом, равным 0,5
3 Элементы лестниц (марши, площадки, косоуры), балконов, лоджий	Эстетико-психологические[2)]	Те же, что в позиции 2, перечисление а)	
	Физиологические	Определяют в соответствии с Ж.2.2	
4 Перемычки и навесные стеновые панели над оконными и дверными проемами (ригели и прогоны остекления)	Эстетико-психологические	Те же, что в позиции 2, перечисление а)	

[1)] Физиологические требования — это требования по предотвращению ощущения у людей дискомфорта при колебаниях (см. Ж.2.2).

[2)] Эстетико-психологические требования — это требования, обеспечение которых при визуальном осмотре дает людям благоприятное впечатление от внешнего вида конструкции и ощущение опасности.

Обозначения, принятые в настоящей таблице:

l — расчетный пролет элемента конструкции;

a — шаг балок или ферм, к которым крепятся подвесные крановые пути.

Примечания

1 Для консоли вместо l следует принимать удвоенный ее вылет.

2 Для промежуточных значений l в позиции 2, перечисление а), предельные прогибы следует определять линейной интерполяцией, учитывая требования Ж.1.7.

3 В позиции 2, перечисление а), цифры, указанные в скобках, следует принимать при высоте помещений до 6 м включительно.

4 Особенности вычисления прогибов по позиции 2, перечисление б), указаны в Ж.1.8.

5 При ограничении прогибов эстетико-психологическими требованиями допускается пролет l принимать равным расстоянию между внутренними поверхностями несущих стен (или колонн).

Ж.2.2 Физиологические требования

Предельные прогибы элементов перекрытий (балок, ригелей, плит), лестниц, балконов, лоджий, помещений жилых и административно-бытовых и производственных зданий, а также бытовых помещений производственных зданий исходя из физиологических требований (от людей, возбуждающих колебания) следует определять по формуле

$$f_u = \frac{g\left(p + p_1 + q\right)}{30n^2\left(bp + p_1 + q\right)}, \qquad (Ж.1)$$

где g — ускорение свободного падения;

p — нормативное значение нагрузки от людей, возбуждающих колебания, принимаемое по таблице Ж.2;

p_1 — нагрузки на перекрытия, принимаемые по таблице Ж.2;

q — нормативное значение нагрузки от веса рассчитываемого элемента и опирающихся на него конструкций;

n — частота приложения нагрузки при ходьбе человека, принимаемая по таблице Ж.2;

b — коэффициент, принимаемый по таблице Ж.2.

Таблица Ж.2 — Нормативные нагрузки на перекрытия

Помещения, принимаемые по таблице 4	p, кПа	p_1, кПа	n, Гц	b
Позиции 1, 2, кроме бытовых Позиции 3, 6 *б*, 7 *б*	0,25	Принимают по таблице 4 с понижающим коэффициентом, равным 0,35	1,5	$125\sqrt{\frac{Q}{\alpha pal}}$
Позиция 2 — бытовые Позиции 4, 6 *а*, 7 *а*, 9	0,5	Принимают по таблице 4 с понижающим коэффициентом, равным 0,35	1,5	$125\sqrt{\frac{Q}{\alpha pal}}$
Обозначения, принятые в таблице: Q — вес одного человека, принимаемый равным 0,8 кН; α — коэффициент, принимаемый равным 1,0 для элементов, рассчитываемых по балочной схеме, 0,5 — в остальных случаях (например, при опирании плит по трем или четырем сторонам); a — шаг балок, ригелей, ширина плит (настилов), м; l — расчетный пролет элемента конструкции, м.				

Прогибы следует определять от суммы нагрузок $\varphi_1 p + p_1 + q$, где φ_1 — коэффициент, определяемый по формуле (6).

Ж.2.3 Горизонтальные предельные прогибы колонн и тормозных конструкций от крановых нагрузок

Горизонтальные предельные прогибы колонн зданий, оборудованных мостовыми кранами, крановых эстакад, а также балок крановых путей и тормозных конструкций (балок или ферм), следует принимать по таблице Ж.3, но не менее 6 мм.

Прогибы следует проверять на отметке головки крановых рельсов от сил торможения тележки одного крана, направленных поперек кранового пути, без учета крена фундаментов.

Таблица Ж.3 — Горизонтальные предельные прогибы колонн зданий, оборудованных мостовыми кранами, крановых эстакад, а также балок крановых путей и тормозных конструкций (балок или ферм)

Группы режимов работы кранов	Предельные прогибы f_u		
	колонн		балок крановых путей и тормозных конструкций, зданий и крановых эстакад (крытых и открытых)
	зданий и крытых крановых эстакад	открытых крановых эстакад	
1К-3К	h/500	h/1500	l/500
4К-6К	h/1000	h/2000	l/1000
7К-8К	h/2000	h/2500	l/2000
Обозначения, принятые в таблице: h — высота от верха фундамента до головки кранового рельса (для одноэтажных зданий, крытых и открытых крановых эстакад) или расстояние от оси ригеля перекрытия до головки кранового рельса (для верхних этажей многоэтажных зданий); l — расчетный пролет элемента конструкции (балки).			

Ж.2.4 Горизонтальные предельные перемещения и прогибы зданий, отдельных элементов конструкций от ветровой нагрузки и температурных климатических воздействий

Ж.2.4.1 Для 2-го предельного состояния горизонтальные перемещения бескаркасных зданий от ветровых нагрузок не ограничиваются.

Ж.2.4.2 Горизонтальные предельные прогибы колонн (стоек) каркасных зданий от температурных климатических и усадочных воздействий следует принимать равными:

h_s/150 — при стенах и перегородках из кирпича, гипсобетона, железобетона и навесных панелей;

h_s/200 — при стенах, облицованных естественным камнем, из керамических блоков, из стекла (витражи), где h_s — высота этажа, а для одноэтажных зданий с мостовыми кранами — высота от верха фундамента до низа балок кранового пути.

При этом температурные воздействия следует принимать без учета суточных колебаний температур наружного воздуха и перепада температур от солнечной радиации.

При определении горизонтальных прогибов от температурных климатических и усадочных воздействий их значения не следует суммировать с прогибами от ветровых нагрузок и от крена фундаментов.

Ж.2.4.3 Горизонтальные предельные прогибы конструктивных элементов витражей, стеклопакетов и тому подобных конструкций устанавливают нормативными документами по их проектированию.

Приложение И
(обязательное)

Значения предельных прогибов и перемещений зданий и их отдельных элементов, ограничиваемые исходя из технологических и конструктивных требований

И.1 Вертикальные предельные прогибы элементов конструкций, ограничиваемые исходя из технологических и конструктивных требований

И.1.1 Вертикальные предельные прогибы элементов конструкций, ограничиваемые исходя из технологических и конструктивных требований, приведены в таблице И.1.

И.1.2 Зазор между нижней поверхностью элементов покрытий и перекрытий и верхом перегородок, расположенных под элементами, не должен превышать 40 мм. В тех случаях, когда выполнение указанных требований связано с увеличением жесткости покрытий и перекрытий, необходимо конструктивными мероприятиями избегать этого увеличения (например, размещением перегородок не под изгибаемыми балками, а рядом с ними).

И.2 Горизонтальные предельные сближения крановых путей открытых эстакад, ограничиваемые исходя из технологических требований

Горизонтальные предельные сближения крановых путей открытых эстакад от горизонтальных и внецентренно приложенных вертикальных нагрузок от одного крана (без учета крена фундаментов), ограничиваемые исходя из технологических требований, следует принимать равными 20 мм.

И.3 Горизонтальные предельные перемещения и прогибы зданий, отдельных элементов конструкций и опор конвейерных галерей от ветровой нагрузки и крена фундаментов

И.3.1 Горизонтальные предельные перемещения зданий, ограничиваемые исходя из конструктивных требований (обеспечение целостности заполнения каркаса стенами, перегородками, оконными и дверными элементами), приведены в таблице И.1. Указания по определению перемещений приведены в И.3.2.

Горизонтальные перемещения зданий следует определять с учетом крена (неравномерных осадок) фундаментов. При этом нагрузки от веса оборудования, мебели, людей, складируемых материалов и изделий следует учитывать только при сплошном равномерном загружении всех перекрытий многоэтажных зданий этими нагрузками (с учетом их снижения в зависимости от числа этажей), за исключением случаев, при которых по условиям нормальной эксплуатации предусматривается иное загружение.

Для зданий высотой до 40 м (и опор конвейерных галерей любой высоты), расположенных в ветровых районах I-IV, крен фундаментов, вызываемый ветровой нагрузкой, допускается не учитывать.

Таблица И.1 — Горизонтальные предельные перемещения зданий

Здания, стены и перегородки	Крепление стен и перегородок к каркасу здания	Предельные перемещения f_u
1 Многоэтажные здания	Любое	h/500
2 Один этаж многоэтажных зданий:		
а) стены и перегородки из кирпича, гипсобетона, железобетонных панелей	Жесткое	h_s/500
б) стены, облицованные естественным камнем, из керамических блоков	Жесткое	h_s/700
в) стены и перегородки из кирпича, гипсобетона, железобетонных панелей, облицованные естественным камнем, из керамических блоков	Податливое	h_s/300
3 Одноэтажные здания (с самонесущими стенами) высотой этажа h_s, м:		
$h_s \le 6$	Податливое	h_s/300
$h_s = 15$		
$h_s \le 30$		

Обозначения, принятые в таблице:

h — высота многоэтажных зданий, равная расстоянию от верха фундамента до оси ригеля покрытия;

h_s — высота этажа в одноэтажных зданиях, равная расстоянию от верха фундамента до низа стропильных конструкций; в многоэтажных зданиях: для нижнего этажа — равная расстоянию от верха фундамента до оси ригеля перекрытия; для остальных этажей — равная расстоянию между осями смежных ригелей.

Примечания

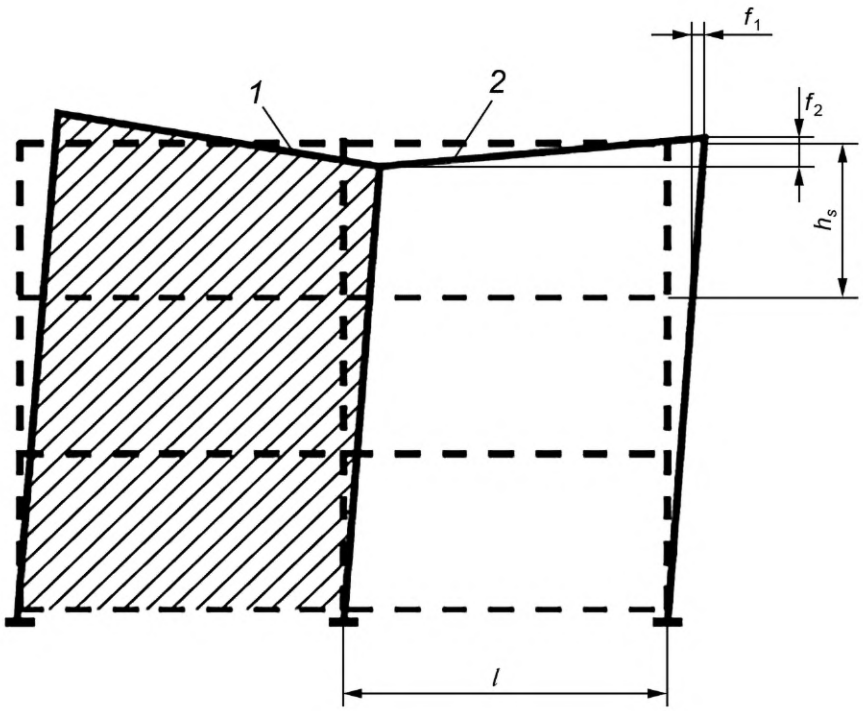
1 Для верхних этажей многоэтажных зданий, проектируемых с использованием элементов покрытий одноэтажных зданий, горизонтальные предельные перемещения следует принимать такими же, как для одноэтажных зданий. При этом высоту верхнего этажа h_s принимают от оси ригеля междуэтажного перекрытия до низа стропильных конструкций.

Окончание таблицы И.1

2 К податливым креплениям относятся крепления стен или перегородок к каркасу, не препятствующие смещению каркаса (без передачи на стены или перегородки усилий, способных вызвать повреждения конструктивных элементов); к жестким — крепления, препятствующие взаимным смещениям каркаса, стен или перегородок.

3 Для одноэтажных зданий с навесными стенами (а также при отсутствии жесткого диска покрытия) и многоэтажных этажерок промышленных зданий предельные перемещения допускается увеличивать на 30 % (но принимать не более $h_s/150$ в пределах каждого этажа).

И.3.2 При связевых каркасах многоэтажных зданий высотой более 40 м перекос этажных ячеек, примыкающих к диафрагмам жесткости, равный $f_1/h_s + f_2/l$ (рисунок И.1), не должен превышать (см. таблицу И.1): 1/500 — для позиции 2, перечисление а), 1/700 — для позиции 2, перечисление б), и 1/300 для позиции 2, перечисление в).



1 — диафрагмы жесткости; *2* — этажные ячейки;
------- — исходная схема каркаса до приложения нагрузки

Рисунок И.1 — Схема перекоса этажных ячеек, примыкающих к диафрагмам жесткости в зданиях со связевым каркасом

И.3.3 Горизонтальные предельные прогибы стоек и ригелей фахверка, а также навесных стеновых панелей от ветровой нагрузки, ограничиваемые исходя из конструктивных требований, следует принимать равными $l/200$, где l — расчетный пролет стоек или панелей.

И.3.4 Горизонтальные предельные прогибы опор конвейерных галерей от ветровых нагрузок, ограничиваемые исходя из технологических требований, следует принимать равными $h/250$, где h — высота опор от верха фундамента до низа ферм или балок.

И.4 Предельные выгибы элементов междуэтажных перекрытий от усилий предварительного обжатия

Предельные выгибы f_u элементов междуэтажных перекрытий, ограничиваемые исходя из конструктивных требований, следует принимать равными 15 мм при $l \le 3$ м и 40 мм — при $l \ge 12$ м (для промежуточных значений l предельные выгибы следует определять линейной интерполяцией).

Выгибы f следует определять от усилий предварительного обжатия, собственного веса элементов перекрытий и веса пола.

Приложение К
(обязательное)

Методика расчета сооружений на воздействия, соответствующие контрольному землетрясению, во временной области с применением инструментальных или синтезированных акселерограмм

К.1 При выполнении расчетов сооружений с учетом сейсмических воздействий следует применять две расчетные ситуации:

- сейсмические нагрузки соответствуют РЗ;
- сейсмические нагрузки соответствуют КЗ.

На действие КЗ рассчитывают законструированные по результатам РЗ сечения и элементы здания, сооружения. Целью расчетов на действие КЗ является оценка общей устойчивости, неизменяемости, однородности конструкций сооружения, допустимости уровня ускорений, перемещений, скоростей в элементах здания, сооружения, способности конструкций здания к перераспределению внешнего сейсмического воздействия за счет формирования пластических шарниров и иных нелинейных эффектов.

Расчеты по перечислению б) следует применять для зданий и сооружений, перечисленных в позициях 1 и 2 таблицы 30.

К.2 При выполнении расчетов по уровням РЗ и КЗ принимают одну карту сейсмичности района строительства в соответствии с 18.3.

К.3 При выполнении расчетов, соответствующих КЗ, с применением инструментальных или синтезированных акселерограмм следует задавать жесткостные характеристики конструкций здания, соответствующие прогнозируемому или назначаемому уровню деформирования или повреждения его элементов. Учет нелинейного характера зависимости между величиной внешнего воздействия и деформациями (перемещениями) конструкций может быть выполнен как путем прямого задания диаграммы деформирования, так и с применением различных способов линеаризации. Для расчетов во временно́й области максимальные амплитуды инструментальных или синтезированных ускорений в уровне основания сооружения следует принимать не менее 1,0; 2,0 или 4,0 м/с^2 при сейсмичности площадок строительства 7, 8 и 9 баллов соответственно и умножать на коэффициент K_0 по таблице 30.

В расчетах с учетом нагрузок, соответствующих КЗ, во временно́й области следует принимать коэффициент $K_1 = 1$.

К.4 При расчетах во временно́й области, соответствующих КЗ, с применением инструментальных или синтезированных акселерограмм рассматривают вынужденные колебания системы под влиянием внешнего воздействия. Решают задачу вида

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = F(t), \qquad (К.1)$$

где K — матрица жесткости системы;
M — матрица масс;
C — матрица демпфирования;
U — вектор перемещений;
$F(t)$ — вектор узловых сил, характеризующий внешнее динамическое воздействие.

Расчеты следует выполнять с применением акселерограмм, разработанных или адаптированных для площадки строительства, а также с учетом возможности развития в элементах неупругих деформаций и локальных хрупких разрушений с использованием апробированных программных комплексов.

К.5 Для определения сейсмических воздействий допускается использовать перечисленные ниже методы или их комбинации, которые можно объединить в три основные группы:

К.5.1 Методы, использующие записи сильных землетрясений максимального расчетного уровня, имевших место на площадке, или имеющиеся аналоговые записи сильных землетрясений.

К.5.2 Методы, основанные на моделях разлома:

- теоретический метод;
- полуэмпирический метод.

К.5.3 Методы, использующие стандартные спектры:

- методы синтезирования расчетных акселерограмм и спектров действия с установленными оценками параметров движений грунта при расчетных воздействиях во временно́й и (или) спектральной форме.

К.6 Сейсмические воздействия в зависимости от степени изученности сейсмотектонических и грунтовых условий площадки могут быть определены любым из методов или несколькими методами одновременно: нормативным, эмпирическим, полуэмпирическим и аналитическим. Должны быть получены наиболее вероятные значения параметров сейсмических воздействий и оценка их неопределенности. Применимость каждого из использованных методов должна быть обоснована.

К.7 При выборе методов определения сейсмических колебаний грунта для проектных основ следует отдавать предпочтение эмпирическому методу, использующему записи сильных движений от землетрясений на площадке максимального расчетного уровня, поскольку они наиболее удовлетворяют реальной площадке.

К.8 Применение полуэмпирического метода предпочтительно в случае отсутствия записей сильных движений, но при наличии данных о параметрах разлома и распределении скоростей между разломом и площадкой.

К.9 Теоретический метод следует применять при наличии записи движений на площадке при слабых землетрясениях, а также параметров разлома, генерирующего РЗ.

К.10 Нормативный метод применяется при ограниченной сейсмологической информации о площадке строительства, такой как магнитуда РЗ и расстояние до очага. В этом методе сейсмические воздействия синтезируются по стандартному спектру реакции или спектральной плотности, продолжительности и огибающей, зависящей от времени.

К.11 Аналитический метод применяется в случае отсутствия конкретной информации о площадке. Данный метод рекомендуется для ограниченного применения и получения предварительных оценок.

К.12 Сейсмические колебания могут быть представлены в виде записей ускорения грунта во времени и соответствующими параметрами (скоростью и перемещением).

К.13 Если для расчета требуется пространственная модель сооружения, сейсмические колебания должны состоять из трех одновременно действующих акселерограмм. Одна и та же акселерограмма не может быть использована одновременно вдоль обоих горизонтальных направлений.

К.14 В зависимости от характера применения и фактически имеющейся информации описание сейсмического воздействия может быть выполнено с использованием искусственных акселерограмм (см. К.15), а также записанных или синтезированных акселерограмм (см. К.19).

К.15 Искусственные акселерограммы должны быть созданы таким образом, чтобы соответствовать форме упругого спектра отклика максимальных ускорений для соответствующих категорий грунта по сейсмическим свойствам для вязкого затухания 5 % критического (ξ = 5 %).

К.16 Продолжительность акселерограмм должна соответствовать магнитуде и другим важным параметрам сейсмического события, лежащим в основе установления расчетного максимального ускорения a_{gR}.

К.17 Если отсутствуют данные, характерные для конкретной площадки, минимальная продолжительность T_s установившейся части акселерограмм должна равняться 10 с.

К.18 Набор искусственных акселерограмм должен соответствовать требованиям К.18.1—К.18.3:

К.18.1 Следует использовать не менее трех акселерограмм.

К.18.2 Среднее значение спектральных ускорений нулевого периода (вычисленное по отдельным записям колебаний во времени) не должно быть меньше значения $A \cdot \beta_i$ для рассматриваемой площадки.

К.18.3 В диапазоне периодов от $0{,}2T_1$ до $2T_1$, где T_1 — основной период колебаний сооружения в направлении, для которого будет применяться акселерограмма, ни одно среднее значение упругого спектра отклика с затуханием 5 %, вычисленное по всем записям колебаний во времени, не должно быть меньше 90 % соответствующего значения упругого спектра отклика с затуханием 5 %.

К.19 Записанные или синтезированные акселерограммы могут применяться с использованием физического моделирования механизмов источника, эпицентрального расстояния и пути прохождения сейсмической волны через грунты при условии, что записи разработаны с учетом сейсмогенных свойств источника воздействия и грунтовых условий, характерных для площадки, а их значения нормированы к значению a_{gR} для рассматриваемого района.

К.20 Анализ свойств грунта на возможное увеличение эффектов при сейсмических воздействиях и проверку динамической устойчивости склона следует проводить в соответствии с требованиями нормативных документов государств — членов ЕАЭС[1)].

К.21 Используемый набор записанных или синтезированных акселерограмм должен соответствовать требованиям К.15.

К.22 Сейсмические колебания грунта на площадке зависят от следующих основных факторов:

- положения активных разломов и их параметров (длина, глубина заложения, направление движения, скорость движения);
- положения зон возможных очагов землетрясений и их параметров (максимальная магнитуда, глубина очага, механизм очага, параметры сейсмического режима);
- удаления площадки от центра активного разлома или зоны возможных очагов землетрясений;
- характеристики затухания интенсивности сейсмических волн и изменения спектрального состава колебаний на пути распространения колебаний от потенциального очага землетрясения до площадки;
- сейсмических характеристик грунтовых условий площадки (скорость распространения поперечных сейсмических волн, их коэффициенты демпфирования, плотность и мощность слоев грунта).

Примечание — Активный разлом — тектоническое нарушение с признаками постоянных или периодических перемещений бортов разлома в позднем плейстоцене — голоцене (за последние ~ 100000 лет), величина

[1)] В Российской Федерации действует СП 22.13330 «СНиП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений».

(скорость) которых такова, что она представляет опасность для сооружений и требует специальных конструктивных и (или) компоновочных мероприятий для обеспечения их безопасности.

К.23 Исходные сейсмические колебания грунта должны быть получены с учетом конкретных сейсмотектонических грунтовых условий площадки.

К.24 Должны быть определены две ортогональные горизонтальные и одна вертикальная компоненты колебаний грунта.

К.25 Максимальные значения параметров сейсмических колебаний грунта следует определять по результатам СМР на площадке строительства.

К.26 В качестве источника (функций Грина) при моделировании расчетного сейсмического воздействия необходимо принять широкополосные процессы, отражающие степень неопределенности доминирующих частот исходного сейсмического колебания.

К.27 При синтезировании трехкомпонентных акселерограмм необходимо обеспечивать их статистическую независимость. Две акселерограммы считаются статистически независимыми, если абсолютное значение коэффициента корреляции ρ_{12} не превышает 0,3

$$\rho_{12} = \frac{\left(\left(x_1 - m_1\right)\left(x_2 - m_2\right)\right)}{\sigma_1 \sigma_2}, \qquad (К.1)$$

где m_1 и m_2 — математические ожидания функций x_1 и x_2;

σ_1 и σ_2 — стандартные отклонения функций x_1 и x_2.

Библиография

[1] MSK-64 Шкала сейсмической интенсивности

УДК 624.07:006.354 МКС 75.200

Ключевые слова: магистральный трубопровод для транспортировки нефти и нефтепродуктов, проектирование, здание, сооружение, нагрузки, воздействие, сейсмичность

Редактор *Н.А. Аргунова*
Технический редактор *В.Н. Прусакова*
Корректор *М.В. Бучная*
Компьютерная верстка *Л.А. Круговой*

Сдано в набор 03.11.2023. Подписано в печать 01.12.2023. Формат 60×84⅛. Гарнитура Ариал.
Усл. печ. л. 14,88. Уч.-изд. л. 13,46.

Подготовлено на основе электронной версии, предоставленной разработчиком стандарта

Создано в единичном исполнении в ФГБУ «Институт стандартизации»
для комплектования Федерального информационного фонда стандартов,
117418 Москва, Нахимовский пр-т, д. 31, к. 2.
gost.e-ecolog.ru gost.e-ecolog.ru

Поправка к ГОСТ 35021—2023 Магистральный трубопроводный транспорт нефти и нефтепродуктов. Нагрузки и воздействия

В каком месте	Напечатано	Должно быть		
Предисловие. Таблица согласования	—	Таджикистан	TJ	Таджикстандарт

(ИУС № 5 2024 г.)

Поправка к ГОСТ 35021—2023 Магистральный трубопроводный транспорт нефти и нефтепродуктов. Нагрузки и воздействия

В каком месте	Напечатано	Должно быть		
Предисловие. Таблица согласования	—	Азербайджан	AZ	Азстандарт

(ИУС № 12 2025 г.)

Поправка к ГОСТ 35021—2023 Магистральный трубопроводный транспорт нефти и нефтепродуктов. Нагрузки и воздействия

В каком месте	Напечатано	Должно быть		
Предисловие. Таблица согласования	—	Казахстан	KZ	Госстандарт Республики Казахстан

(ИУС № 4 2026 г.)

gost.e-ecolog.ru