

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ  
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ  
ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ  
«ДОНСКОЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

К.Э. Ткачёва, С.А. Стельмах, Е.М. Щербань

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ  
ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ  
ПОВЫШЕННОЙ ОТВЕТСТВЕННОСТИ

Учебное пособие

Ростов-на-Дону  
ДГТУ  
2020

УДК 691.15

T48

*Рецензент*

кандидат технических наук, доцент *А.П. Коробкин*

**Ткачёва, Карина Эдуардовна.**

T48 Проектирование фундаментов зданий и сооружений повышенной ответственности : учебное пособие / К.Э. Ткачёва, С.А. Стельмах, Е.М. Щербань ; Донской государственный технический университет. – Ростов-на-Дону : ДГТУ, 2020. – 101 с.

ISBN 978-5-7890-1794-4

Приведены конструктивные и технологические решения фундаментов, применяемых при проектировании зданий и сооружений повышенного уровня ответственности. Изложены общие принципы проектирования по предельным состояниям. Рассмотрены основные положения по расчету и конструированию свайных фундаментов, выбору рациональной конструкции на примере проектирования фундамента под высотное здание повышенной ответственности. Особое внимание уделено нагрузкам и воздействиям, учитываемым при проектировании.

Предназначено для обучающихся по направлению 08.04.01 Строительство по дисциплине «Расчет и проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений повышенной ответственности».

УДК 691.15

Печатается по решению редакционно-издательского совета  
Донского государственного технического университета

*Научный редактор*

кандидат технических наук, доцент А.К. Халюшев

© Ткачёва К.Э., Стельмах С.А.,  
Щербань Е.М., 2020

© Донской государственный  
технический университет, 2020

ISBN 978-5-7890-1794-4

## ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	4
1. КРИТЕРИИ УЧЕТА УРОВНЯ ОТВЕТСТВЕННОСТИ В НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОЙ ДОКУМЕНТАЦИИ.....	6
2. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ, УЧИТЫВАЕМЫЕ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПОВЫШЕННОЙ ОТВЕТСТВЕННОСТИ.....	13
2.1. Порядок расчета.....	13
2.2. Снеговая нагрузка.....	17
2.3. Воздействие ветра.....	21
2.4. Порядок определения нагрузок.....	31
3. ВЫБОР РАЦИОНАЛЬНОЙ КОНСТРУКЦИИ ФУНДАМЕНТОВ	33
3.1. Общие принципы проектирования.....	33
3.2. Расчет и конструирование свайных фундаментов.....	36
3.2.1. Выбор типа и размера свай.....	36
3.2.2. Определение несущей способности свай-стоек.....	38
3.2.3. Определение несущей способности висячих забивных, вдавливаемых всех видов и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта.....	40
3.2.4. Расчет несущей способности висячих набивных, буровых и свай-оболочек, погружаемых с выемкой грунта и заполняемых бетоном.....	42
3.2.5. Определение количества свай, размещение их в плане и конструирование ростверка.....	45
3.2.6. Расчет свайного фундамента по деформациям.....	47
4. КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПОВЫШЕННОЙ ОТВЕТСТВЕННОСТИ.....	55
4.1. Массивные фундаментные плиты.....	55
4.2. Буровые опоры большого диаметра.....	57
4.3. Свайно-плитные фундаменты.....	58
4.4. Струйная грунтоцементная технология.....	60
4.5. Технология строительства «top-down».....	61
4.6. Опускные колодцы.....	66
ПРИЛОЖЕНИЯ.....	68
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК .....	98

## ВВЕДЕНИЕ

История устройства фундаментов под небоскребы и высотные здания насчитывает более 100 лет. Первые небоскребы в Нью-Йорке и Чикаго опирались на скальные основания, но проектирование и устройство их фундаментов уже являлись сложной инженерной задачей. Впоследствии происходил переход на проблемные в инженерном отношении территории. Задачи, стоящие перед инженерами-геотехниками, значительно усложнялись. Сейчас строительство небоскребов ведется в таких грунтовых условиях, в которых еще несколько десятилетий назад это казалось невозможным. Осваиваются даже территории, сложенные слабыми и намывными грунтами, строительство ведется на площадках, имеющих карстовую опасность. Небоскребы строятся в зонах с сейсмичностью 8-9 баллов. Для всех этих сложных условий геотехники успешно решают стоящие перед ними задачи, а арсенал приемов специалиста, занимающегося проектированием фундаментов, постоянно расширяется.

История российского фундаментостроения под высотные здания началась в послевоенные годы. 13 января 1947 г. в Кремле И.В. Сталиным было подписано постановление о строительстве в Москве восьми многоэтажных зданий, семь из которых впоследствии были возведены. Строительство этих зданий было приурочено к юбилейной дате – в сентябре 1947 г. Москве исполнялось 800 лет. Возведение первых высоток ознаменовало качественно новый этап развития советского градостроительства, зодчества и отечественного фундаментостроения. Оно было основано на достижениях метростроителей, владеющих прогрессивными строительными технологиями. Технические особенности таких строительных работ нашли отражение во множестве книг и статей.

В настоящий момент в РФ устройство и проектирование высотных зданий имеет многолетнюю историю, но до сих пор по многим своим положениям остается уникальным. Это в полной мере относится и к основаниям и фундаментам таких зданий.

При проектировании конструкций и фундаментов высотных зданий в большинстве случаев применяются нестандартные методы расчета с учетом физически или геометрически нелинейных свойств, либо разрабатываются специальные методы расчета, что также делает проектирование нестандартной процедурой.

При проектировании высотных зданий необходимо выполнить разработку специальных технических условий, включающих дополнительные требования по проектированию фундаментов. Весь комплекс работ по инженерным изысканиям, проектированию и строительству каждого конкретного высотного здания требует особого, самостоятельного расчетного и конструктивного обоснования.

Высотные здания по архитектурно-планировочным соображениям проектируются как сооружения башенного типа, масса которых составляет порядка сотен тысяч тонн. Высота современных высотных зданий обычно значительно превышает горизонтальные размеры, при этом часто не существует возможности распределить нагрузку от надземной части высотного здания на большой площади. Для высотных зданий вклад ветровой нагрузки, которую воспринимает основание, значительно больше, чем для обычных многоэтажных домов. Удельное давление на основание под фундаментной конструкцией ряда возведенных и эксплуатируемых высотных зданий достигает 500 – 800 кПа. При этом архитектурные особенности высотных зданий могут вызывать значительный эксцентриситет при передаче нагрузок на основание.

Пространственная неоднородность грунтов основания, изменение гидрогеологических условий в основании вследствие барражного эффекта, вызванного устройством подземной части зданий, асимметрия поля напряжений в основании, возможная при передаче на него нагрузок от фундаментов – все это усугубляет опасность возникновения кренов зданий вплоть до потери ими устойчивости, делая проектирование фундаментов под высотные здания крайне сложным и ответственным процессом.

## **1. КРИТЕРИИ УЧЕТА УРОВНЯ ОТВЕТСТВЕННОСТИ В НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОЙ ДОКУМЕНТАЦИИ**

Уровень ответственности зданий и сооружений – характеристика, посредством которой определяется степень экономических, социальных и экологических последствий при достижении конструкциями предельных состояний. Для каждого уровня ответственности установлен соответствующий коэффициент надежности по назначению, который используется в расчетах при проектировании наземных конструктивных элементов зданий и сооружений, их подземных и заглубленных частей и фундаментов.

В соответствии с Федеральным законом РФ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» при идентификации здание или сооружение должно быть отнесено к одному из следующих уровней ответственности [1]:

- повышенный;
- нормальный;
- пониженный.

Здания и сооружения повышенного уровня ответственности идентифицируются в соответствии с Градостроительным кодексом Российской Федерации как особо опасные, технически сложные или уникальные объекты [2].

К особо опасным и технически сложным объектам относятся:

- объекты использования атомной энергии (в том числе ядерные установки, пункты хранения ядерных материалов и радиоактивных веществ, пункты хранения радиоактивных отходов);
- гидротехнические сооружения первого и второго классов, устанавливаемые в соответствии с законодательством о безопасности гидротехнических сооружений;
- сооружения связи, являющиеся особо опасными, технически сложными в соответствии с законодательством РФ в области связи;
- линии электропередачи и иные объекты электросетевого хозяйства напряжением 330 кВ и более;
- объекты космической инфраструктуры;
- объекты авиационной инфраструктуры;
- объекты инфраструктуры железнодорожного транспорта общего пользования;

- метрополитены;
- морские порты, за исключением объектов инфраструктуры морского порта, предназначенных для стоянок и обслуживания маломерных, спортивных парусных и прогулочных судов;
- тепловые электростанции мощностью 150 МВт и выше;
- подвесные канатные дороги;
- опасные производственные объекты, подлежащие регистрации в государственном реестре в соответствии с законодательством Российской Федерации о промышленной безопасности опасных производственных объектов:

а) опасные производственные объекты I и II классов опасности, на которых получают, используются, перерабатываются, образуются, хранятся, транспортируются, уничтожаются опасные вещества;

б) опасные производственные объекты, на которых получают, транспортируются, используются расплавы черных и цветных металлов, сплавы на основе этих расплавов с применением оборудования, рассчитанного на максимальное количество расплава 500 кг и более;

в) опасные производственные объекты, на которых ведутся горные работы (за исключением добычи общераспространенных полезных ископаемых и разработки россыпных месторождений полезных ископаемых, осуществляемых открытым способом без применения взрывных работ), работы по обогащению полезных ископаемых.

К уникальным объектам относятся объекты капитального строительства (за исключением перечисленных в категории «особо опасные и технически сложные»), в проектной документации которых предусмотрена хотя бы одна из следующих характеристик:

- высота более чем 100 м;
- пролеты более чем 100 м;
- наличие консоли более чем 20 м;
- заглубление подземной части (полностью или частично) ниже планировочной отметки земли более чем на 15 м.

В соответствии с ГОСТ 27751 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения уровень ответственности зданий и сооружений должен учитываться в расчетах при проектировании. Он позволяет определить класс сооружения: КС-1, КС-2 или КС-3, который влияет на выбор коэффициента надежности по ответственности.

Классы, уровни ответственности и коэффициенты надежности сооружений устанавливаются генпроектировщиком по согласованию с заказчиком в задании на проектирование, но не ниже тех, которые указаны в ГОСТ 27751 [3] (табл. 1.1).

Таблица 1.1

Коэффициент надежности по ответственности

Класс сооружений	Уровень ответственности	Минимальные значения коэффициента надежности по ответственности $\gamma_n$
КС-3	повышенный	1,1
КС-2	нормальный	1,0
КС-1	пониженный	0,8

*Примечание.* Для зданий высотой более 250 м и большепролетных сооружений (без промежуточных опор) с пролетом более 120 м коэффициент надежности по ответственности следует принимать не менее 1,2 ( $\gamma_n = 1,2$ ).

Для разных конструктивных элементов сооружений допускается устанавливать различные уровни ответственности и, соответственно, назначать различные значения коэффициента надежности по ответственности.

На коэффициент надежности по ответственности следует умножать эффекты воздействия (нагрузочные эффекты), определяемые при расчете на основные сочетания нагрузок по первой группе предельных состояний. При расчете по второй группе предельных состояний сооружений коэффициент надежности по ответственности допускается принимать равным единице [3].

Сооружения подразделяются на следующие классы.

Класс сооружений КС-1:

– теплицы, парники, мобильные здания (сборно-разборные и контейнерного типа), склады временного содержания, в которых не предусматривается постоянное пребывание людей;

– сооружения с ограниченными сроками службы и пребыванием в них людей.

Класс сооружений КС-2:

– здания и сооружения, не вошедшие в классы КС-1 и КС-3.

Класс сооружений КС-3:

– здания и сооружения особо опасных и технически сложных объектов.

Для отдельных зданий и сооружений опасных производственных объектов допускается устанавливать класс КС-2 в том случае, если на них не предусматриваются постоянные рабочие места и они не относятся к классу КС-3 по другим критериям;

– все сооружения, при проектировании и строительстве которых используются принципиально новые конструктивные решения и технологии, которые не прошли проверку в практике строительства и эксплуатации;

– объекты жизнеобеспечения городов и населенных пунктов;

– тоннели, трубопроводы на дорогах высшей категории или имеющие протяженность более 500 м;

– строительные объекты высотой более 100 м;

– пролетные строения с пролетом более 200 м;

– большепролетные покрытия строительных объектов с пролетом более 100 м;

– строительные объекты с консольными конструкциями более 20 м;

– строительные объекты с заглублением подземной части более чем на 15 м.

Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений осуществляется в соответствии с СП 22.13330 «Основания зданий и сооружений», в которых требования к проектированию и расчету устанавливаются в зависимости от уровня ответственности и геотехнической категории [4].

*Геотехническая категория* объекта строительства представляет собой категорию его сложности с точки зрения геотехнического проектирования, которую определяют в зависимости от уровня ответственности объекта и сложности инженерно-геологических условий площадки строительства.

Категорию сложности инженерно-геологических условий строительства следует определять в соответствии с СП 47.13330 «Инженерные изыскания для строительства. Основные положения» [5].

Для назначения требований к инженерным изысканиям и проектированию оснований и фундаментов должна быть установлена геотехническая категория сооружения.

Геотехнические категории подразделяются на I (простая), II (средняя) и III (сложная) (табл. 1.2).

Таблица 1.2

## Геотехнические категории сооружений

Категория сложности инженерно-геологических условий (в соответствии с СП 47.13330)	Уровень ответственности сооружений (в соответствии с ГОСТ 27751)		
	КС-3 (повышенный)	КС-2 (нормальный)	КС-1 (пониженный)
I (простая)	3	2	1
II (средняя)	3	2	1
III (сложная)	3	3	2

Категории сложности инженерно-геологических условий в соответствии с СП 47.13330 подразделяются на I (простая), II (средняя) и III (сложная) (табл. 1.3).

Таблица 1.3

## Категория сложности инженерно-геологических условий

Фактор	I (простая)	II (средняя)	III (сложная)
Геоморфологические условия	Площадка (участок) в пределах одного геоморфологического элемента. Поверхность горизонтальная, нерасчлененная	Площадка (участок) в пределах нескольких геоморфологических элементов одного генезиса. Поверхность наклонная, слаборасчлененная	Площадка (участок) в пределах нескольких геоморфологических элементов разного генезиса. Поверхность сильнорасчлененная
Геологические условия в сфере взаимодействия зданий и сооружений с геологической средой	Не более двух различных по литологии слоев, залегающих горизонтально или слабонаклонно (уклон не более 0,1). Мощность выдержана по простираению. Незначительная степень неоднородности слоев по показателям свойств грунтов, закономерно изменяющихся в плане и по глубине. Скальные грунты залегают с поверхности или перекрыты мало-мощным слоем не-скальных грунтов	Не более четырех различных по литологии слоев, залегающих наклонно или с выклиниванием. Мощность изменяется закономерно. Существенное изменение характеристик свойств грунтов в плане или по глубине. Скальные грунты имеют неровную кровлю и перекрыты не-скальными грунтами	Более четырех различных по литологии слоев. Мощность резко изменяется. Линзовидное залегание слоев. Значительная степень неоднородности по показателям свойств грунтов, изменяющихся в плане или по глубине. Скальные грунты имеют сильно-расчлененную кровлю и перекрыты не-скальными грунтами. Имеются разломы разного порядка

Окончание табл. 1.3

Фактор	I (простая)	II (средняя)	III (сложная)
Гидрогеологические условия в сфере взаимодействия зданий и сооружений с геологической средой	Подземные воды отсутствуют или имеется один выдержанный горизонт подземных вод с однородным химическим составом	Два и более выдержанных горизонтов подземных вод, местами с неоднородным химическим составом или обладающих напором и содержащих загрязнение	Горизонты подземных вод не выдержаны по простиранию и мощности, с неоднородным химическим составом или разнообразным загрязнением. Местами сложное чередование водоносных и водупорных пород. Напоры подземных вод и их гидравлическая связь изменяются по простиранию
Геологические и инженерно-геологические процессы, отрицательно влияющие на условия строительства и эксплуатации зданий и сооружений	Отсутствуют	Имеют ограниченное распространение и (или) не оказывают существенного влияния на выбор проектных решений, строительство и эксплуатацию объектов	Имеют широкое распространение и (или) оказывают решающее влияние на выбор проектных решений, строительство и эксплуатацию объектов
Многолетнемерзлые и специфические грунты в сфере взаимодействия зданий и сооружений с геологической средой	Отсутствуют	Имеют ограниченное распространение и (или) не оказывают существенного влияния на выбор проектных решений, строительство и эксплуатацию объектов	Имеют широкое распространение и (или) оказывают решающее влияние на выбор проектных решений, строительство и эксплуатацию объектов
Техногенные воздействия и изменения освоенных территорий	Незначительные и могут не учитываться при инженерно-геологических изысканиях и проектировании	Не оказывают существенного влияния на выбор проектных решений и проведение инженерно-геологических изысканий	Оказывают существенное влияние на выбор проектных решений и осложняют выполнение инженерно-геологических изысканий в части увеличения их состава и объемов работ

*Примечание.* Категории сложности инженерно-геологических условий следует устанавливать по совокупности факторов. Если какой-либо отдельный фактор относится к более высокой категории сложности и является определяющим при принятии основных

проектных решений, то категорию сложности инженерно-геологических условий следует устанавливать по этому фактору. В этом случае должны быть увеличены объемы или дополнительно предусмотрены только те виды работ, которые необходимы для обеспечения выяснения влияния на проектируемые здания и сооружения именно данного фактора.

Геотехническую категорию сооружения следует устанавливать до начала изысканий на основе анализа материалов изысканий прошлых лет и уровня ответственности сооружения. Категория может быть уточнена на стадии инженерных изысканий.

В СП 24.13330 «Свайные фундаменты» геотехническая категория 3 должна назначаться при проектировании следующих видов свайных фундаментов:

- свайных фундаментов при длине свай более 40 м;
- плитно-свайных фундаментов;
- фундаментов со сваями диаметром 1,5 м и более;
- свай, прорезающих хотя бы один слой скальных или полускальных грунтов.

## **2. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ, УЧИТЫВАЕМЫЕ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПОВЫШЕННОЙ ОТВЕТСТВЕННОСТИ**

### **2.1. Порядок расчета**

Фундаменты устраиваются для передачи нагрузок от конструкций зданий и сооружений, установленного в них технологического и другого оборудования и от полезных нагрузок на грунты основания. Основание, воспринимая эти нагрузки, претерпевает, как правило, неравномерные деформации, что вызывает появление в конструкциях дополнительных перемещений и усилий. При неправильном проектировании, подготовке оснований и возведении фундаментов это может привести к тому, что даже безупречно выполненная конструкция сооружения перестанет удовлетворять предъявляемым к ней эксплуатационным требованиям. Мировой опыт строительства показывает, что большинство аварий зданий и сооружений вызвано ошибками, связанными с возведением фундаментов и устройством оснований [6].

Нагрузки и воздействия на основания, передаваемые фундаментами сооружений, следует рассчитывать исходя из рассмотрения совместной работы сооружения и основания, с учетом их возможного изменения на различных стадиях возведения и эксплуатации сооружения.

Учитываемые нагрузки и воздействия на основание, коэффициенты надежности по нагрузке, а также возможные сочетания нагрузок должны приниматься по СП 20.13330 «Нагрузки и воздействия» [7] с учетом требований СП 267.1325800 [8], п. 5.2 СП 22.13330 «Основания зданий и сооружений».

Все расчеты оснований следует проводить на расчетные значения нагрузок и воздействий, которые определяют как произведение нормативных нагрузок или воздействий на коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f$ , устанавливаемый с учетом группы предельного состояния. Для расчетов по первой группе предельных состояний (по несущей способности) коэффициент  $\gamma_f$  принимается по СП 20.13330, для расчетов по второй группе (по деформациям) – равным единице.

Значения коэффициентов надежности для нагрузок от веса строительных конструкций, грунтов, оборудования и материалов, для равномерно распределенных, снеговых, ветровых и гололедных нагрузок приведены в табл. 2.1 [7, 9].

Таблица 2.1

## Коэффициент надежности по нагрузке для основных видов нагрузок

Вид нагрузки	Коэффициент надежности $\gamma_f$
Металлические конструкции	1,05
Бетонные (со средней плотностью свыше 1600 кг/м <sup>3</sup> ), железобетонные, каменные, армокаменные, деревянные конструкции	1,1
Бетонные (со средней плотностью 1600 кг/м <sup>3</sup> 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
Грунты насыпные	1,15
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
Для равномерно распределенных нагрузок:	
– при полном нормативном значении менее 2,0 кПа	1,3
– при полном нормативном значении 2,0 кПа и более	1,2
Для нагрузок на перекрытия, покрытия и полы на грунтах от колесных транспортных средств	1,2
Для крановых нагрузок (для всех режимов работы)	1,2
Для снеговой и ветровой нагрузок	1,4
Для гололедной нагрузки	1,8
Для температурных климатических воздействий	1,1

Для высотных зданий и комплексов нормативные значения нагрузок на ригели и плиты перекрытий в жилых помещениях от веса временных перегородок допускается учитывать как равномерно распределенные добавочные нагрузки, принимаемые на основании расчета для предполагаемых схем их размещения, материалов и отделки перегородок, но не менее 1,0 кПа (100 кгс/м<sup>2</sup>) [7].

Для нагрузок от людей, животных, оборудования на перекрытия жилых, общественных и сельскохозяйственных зданий, от мостовых и

подвесных кранов, снеговых, температурных климатических воздействий устанавливаются два нормативных значения: полное и пониженное (вводится в расчет при необходимости учета влияния длительности нагрузок, проверке на выносливость и в других случаях, оговоренных в нормах проектирования конструкций и оснований).

Для нагрузок с двумя нормативными значениями соответствующие расчетные значения следует определять с одинаковым коэффициентом надежности по нагрузке (для рассматриваемого предельного состояния).

Пониженное (длительное) значение временной нагрузки получают умножением ее полного нормативного значения на понижающий коэффициент (табл. 2.2) [7].

Таблица 2.2

#### Понижающий коэффициент

Источник нагрузки	Коэффициент
Полезная нагрузка	0,35
Автотранспорт	0,35
Снег	0,50

Для нагрузок, указанных в пп. 8, 9 и 11 прил. 1, пониженные значения устанавливаются равными их нормативным значениям.

Для снеговой нагрузки коэффициент 0,5 принимается для районов со средней температурой января минус 5 °С и ниже. Для районов со средней температурой января выше минус 5 °С пониженное значение снеговой нагрузки не учитывается.

Все нагрузки в зависимости от продолжительности их действия подразделяются на постоянные и временные.

К *постоянным* относятся нагрузки, которые при строительстве и эксплуатации сооружения действуют в течение всего периода эксплуатации: вес частей зданий и сооружений и давление грунтов и т. п.

К *временным* относят нагрузки, которые в отдельные периоды строительства и эксплуатации могут отсутствовать. Временные нагрузки подразделяются на длительные, кратковременные и особые.

Длительными называют нагрузки, действующие продолжительное время (вес временных перегородок, стационарного оборудования, давление газов, жидкостей и сыпучих тел в емкостях и трубопроводах, нагрузки на перекрытия от складироваемых материалов, нагрузки от людей, животных на перекрытия, вертикальные нагрузки от мостовых и подвесных кранов и др.).

К кратковременным относят нагрузки, действующие непродолжительное время (нагрузки от оборудования в пускоустановочном, переходном и испытательном режимах, от веса людей и ремонтных материалов в зонах обслуживания и ремонта оборудования, нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования, снеговые нагрузки с полным нормативным значением, ветровые, гололедные нагрузки и др.).

*Особые* нагрузки возникают в исключительных случаях (сейсмические, взрывные воздействия, нагрузки, вызванные нарушениями технологического процесса, временной неисправностью или поломкой оборудования, воздействия, вызванные деформациями основания с коренным изменением структуры грунта (при замачивании лессовых просадочных грунтов) или оседании его в карстовых районах или районах горных выработок).

Практически любая конструкция подвергается воздействию множества нагрузок различного вида, возникающих при возведении и эксплуатации сооружения. В СП 20.13330 «Нагрузки и воздействия» расчет конструкций и оснований по предельным состояниям I и II групп следует выполнять с учетом неблагоприятных сочетаний нагрузок или соответствующих им усилий. Эти сочетания устанавливаются из анализа реальных вариантов одновременного действия различных нагрузок для рассматриваемой стадии работы конструкции или основания. Определить расчетное сочетание усилий (PCY) – значит найти те сочетания отдельных загрузений, которые могут быть решающими (наиболее опасными) для определенной конструкции либо ее элемента.

В зависимости от учитываемого состава нагрузок различают следующие сочетания:

- *основные сочетания* нагрузок, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных;
- *особые сочетания* нагрузок, состоящие из постоянных, длительных, кратковременных и одной из особых нагрузок.

При учете основных сочетаний, включающих постоянные и одну временную нагрузку (длительную или кратковременную), коэффициенты сочетаний  $\psi_1$  и  $\psi_2$  вводить не следует.

Если учитываются сочетания, включающие постоянные и не менее двух кратковременных нагрузок, расчетные значения временных нагрузок необходимо умножать на коэффициенты сочетаний  $\psi$ :

- в основных сочетаниях:

для длительных нагрузок  $\psi_1 = 0,95$ ;

для кратковременных нагрузок  $\psi_2 = 0,9$ ;

– в особых сочетаниях:

для длительных нагрузок  $\psi_1 = 0,95$ ;

для кратковременных нагрузок  $\psi_2 = 0,8$ .

В основных сочетаниях при учете трех и более кратковременных нагрузок их расчетные значения допускается умножать на коэффициент сочетания  $\psi_2$ , принимаемый для первой (по степени влияния) кратковременной нагрузки – 1, для второй – 0,8, для остальных – 0,7.

При учете сочетаний нагрузок за одну временную нагрузку принимают:

– нагрузку от одного источника (снеговую, ветровую, гололедную);

– нагрузку от нескольких источников, если их совместное действие учтено в нормативном и расчетном значениях нагрузки (нагрузку от оборудования, людей и складироваемых материалов на одно или несколько перекрытий с учетом коэффициентов  $\varphi_1 - \varphi_4$ , принимаемых в соответствии с пп. 6.7 и 6.8 СП 20.13330).

Основания зданий и сооружений рассчитывают по деформациям на основное сочетание нагрузок, по несущей способности – на основное сочетание, а при наличии особых нагрузок – на основное и особое сочетание.

Нагрузки на перекрытия и снеговые нагрузки могут относиться как к длительным (при расчете по деформациям), так и к кратковременным (при расчете оснований по несущей способности).

Нормативные значения некоторых нагрузок приведены в прил. 1 и 2.

## 2.2. Снеговая нагрузка

Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия следует определять по формуле [7]:

$$S_0 = c_e c_t \mu S_g,$$

где  $c_e$  – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов;  $c_t$  – термический коэффициент;  $\mu$  – коэффициент формы, учитывающий переход от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие;  $S_g$  – нормативное значение веса снегового покрова на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальной поверхности земли.

Коэффициент  $c_e$  устанавливается в зависимости от типа местности, формы покрытия и степени его защищенности от прямого воздействия ветра следующим образом.

1. Для пологих (с уклонами до 12 % или  $f/l \leq 0,05$ ) покрытий одно- и многопролетных зданий, проектируемых на местности типов А или В и имеющих характерный размер в плане  $l$  не более 100 м (схемы 1, 2, 3 и 4 прил. 3), а также для покрытий высотных зданий, допускается учитывать коэффициент сноса снега, определяемый по формуле (но не менее 0,5):

$$c_e = (1,4 - 0,4\sqrt{k})(0,8 + 0,002l_c),$$

где  $k$  – принимается по табл. 2.3;  $l_c = 2b - \frac{b^2}{l}$  – характерный размер покрытия, принимаемый не более 100 м, здесь  $b$  и  $l$  – наименьший и наибольший размер покрытия в плане соответственно.

Таблица 2.3

Значение коэффициента  $k$

Высота $z_e$ , м	Тип местности		
	А	В	С
$\leq 5$	0,75	0,50	0,40
10	1,00	0,65	0,40
20	1,25	0,85	0,55
40	1,50	1,10	0,80
60	1,70	1,30	1,00
80	1,85	1,45	1,15
100	2,00	1,60	1,25
150	2,25	1,90	1,55
200	2,45	2,10	1,80
250	2,65	2,30	2,00
300	2,75	2,50	2,20

Высота  $z_e$  – эквивалентная высота, которая для зданий определяется следующим образом:

– при  $h \leq d$ ,  $z_e = h$ ;

– при  $d < h \leq 2d$ :

для  $z \geq h - d$ ,  $z_e = h$ ;

для  $0 < z < h - d$ ,  $z_e = d$ ;

– при  $h > 2d$ :

для  $z \geq h - d$ ,  $z_e = h$ ;

для  $d < z < h - d$ ,  $z_e = z$ ;

для  $0 < z \leq h - d$ ,  $z_e = d$ .

Здесь  $z$  – высота от поверхности земли;  $d$  – размер здания (без учета его стилобатной части) в направлении, перпендикулярном расчетному направлению ветра (поперечный размер);  $h$  – высота здания.

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.

2. Для покрытий с уклонами от 12 до 20 % одно- и многопролетных зданий без фонарей, проектируемых на местности типов А или В (схемы 1 и 3 прил. 3)  $c_e = 0,85$ .

3. Для покрытий зданий, защищенных от прямого воздействия ветра, в том числе: соседними более высокими зданиями, удаленными менее чем на  $10h$ , где  $h$  – 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, а также во всех случаях, не предусмотренных в пп. 1 и 2, следует принимать  $c_e = 1,0$ .

Термический коэффициент  $c_t$  следует применять для учета снижения снеговых нагрузок на покрытия с высоким коэффициентом теплопередачи (более 1 Вт/(м<sup>2</sup>·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  $c_t = 1$ .

Схемы распределения снеговой нагрузки и значения коэффициента формы  $\mu$  для покрытий следует принимать в соответствии с прил. 3.

Для зданий и сооружений, имеющих габаритные размеры покрытия, превышающие 100 м в обоих направлениях, за исключением покрытий, указанных на схемах 1 и 3 прил. 3, а также во всех случаях, не предусмотренных нормативными документами [7] (при иных формах покрытий, при необходимости учета различных направлений переноса снега по покрытию, близко расположенных зданий и сооружений окружающей застройки и т. п.), схемы распределения снеговой нагрузки по покрытиям и значения коэффициента  $\mu$  устанавливаются в рекомендациях, разработанных на основе результатов модельных испытаний в аэродинамических трубах.

Значения коэффициента формы  $\mu$  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.

Нормативное значение веса снегового покрова  $S_g$  на 1 м<sup>2</sup> горизонтальной поверхности земли для отдельных населенных пунктов Российской Федерации принимают в соответствии с прил. 5.

Для остальной территории Российской Федерации нормативное значение веса снегового покрова  $S_g$  на 1 м<sup>2</sup> горизонтальной поверхности земли следует принимать в зависимости от снегового района (см. прил. 6). Основные климатические данные, в том числе снеговые и ветровые районы, согласно нормативным документам [9] приведены в прил. 4

Для районов со средней температурой января минус 5 °С и ниже пониженное нормативное значение снеговой нагрузки определяется умножением ее нормативного значения на коэффициент 0,5. При этом коэффициенты  $c_e$  и  $c_t$  принимаются равными единице.

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

### 2.3. Воздействие ветра

Ветер, возникающий в атмосфере, представляет собой турбулентное движение воздушной среды, которое характеризуется чрезвычайно нерегулярным и беспорядочным изменением скорости во времени в каждой точке пространства. Нерегулярно изменяется от точки к точке и скорость потока, рассматриваемая в заданный момент времени.

Мгновенное значение скорости в турбулентном потоке можно представить как результат наложения пульсационной составляющей скорости на ее среднее значение. Если пульсационная составляющая равна нулю, движение является ламинарным.

Ламинарное движение становится турбулентным, когда число Рейнольдса превосходит некоторое критическое значение, т. е.  $vL/\eta > Re_{кр}$ , где  $v$  – характерная скорость потока,  $L$  – его характерный размер,  $\eta$  – динамическая вязкость. Число Рейнольдса соответствует условиям, когда силы инерции, действующие между удаленными один от другого объемами воздуха, обладающими разной скоростью движения, становятся настолько большими по сравнению с силами вязкости, что формируется турбулентный поток [10].

Нормативное значение ветровой нагрузки во всех случаях определяется как сумма средней  $w_m$  и пульсационной  $w_p$  составляющих [7]:

$$w = w_m + w_p.$$

Значение средней составляющей не зависит от каких-либо упругих или динамических свойств сооружения. Для ее определения в какой-либо точке достаточно знать форму сооружения, тип местности, в которой оно расположено, и высоту точки над поверхностью планировки:

$$w_m = w_0 k(z_e) c,$$

где  $w_0$  – нормативное значение ветрового давления, принимается в зависимости от ветрового района (табл. 2.4);  $k(z_e)$  – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления для высоты  $z_e$ ;  $c$  – аэродинамический коэффициент.

Таблица 2.4

Нормативное значение ветрового давления

Ветровые районы	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

Коэффициент  $k(z_e)$  для высот  $z_e \leq 300$  м определяется по табл. 2.3 или по формуле:

$$k(z_e) = k_{10} (z_e / 10)^{2\alpha}.$$

Значения параметров  $k_{10}$  и  $\alpha$  приведены в табл. 2.5.

Таблица 2.5

Значения параметров  $k_{10}$  и  $\alpha$

Параметр	Тип местности		
	А	В	С
$\alpha$	0,15	0,2	0,25
$k_{10}$	1,0	0,65	0,4
$\zeta_{10}$	0,76	1,06	1,78

Значения коэффициентов  $k(z_e)$  определяют с наветренной и подветренной сторон, разбивая здание по высоте на отдельные зоны высотой не более 10 м.

Значения аэродинамических коэффициентов принимаются для отдельных поверхностей или точек зданий и сооружений как коэффициенты давления, которые следует учитывать при определении ветровой нагрузки, нормальной к рассматриваемой поверхности и относящейся к единице площади этой поверхности.

Положительным значениям коэффициента давления соответствует направление активного давления на поверхности, подверженные непосредственному воздействию потока ветра, а отрицательным значениям – направление от поверхности сооружения.

Для отдельных элементов и конструкций аэродинамические коэффициенты принимаются как коэффициенты лобового сопротивления  $c_x$  и поперечной силы  $c_y$ , которые следует учитывать при определении составляющих общего сопротивления тела, действующих по направлению скорости потока и перпендикулярно ему и относящихся к площади проекции тела на плотность, перпендикулярную потоку, и как коэффициент подъемной силы  $c_z$  при определении вертикальной составляющей общего сопротивления тела. Последняя относится к площади проекции тела на горизонтальную плоскость.

При направлении ветра под углом  $\alpha$  к наветренной стороне аэродинамические коэффициенты принимаются как коэффициенты  $c_n$  и  $c_t$ , которые должны учитываться при определении составляющих общего со-

противления тела, действующих в направлении его осей и относящихся к площади наветренной грани.

Основные схемы распределения ветровой нагрузки и значения аэродинамических коэффициентов представлены в прил. 7.

Нормативное значение пульсационной составляющей основной ветровой нагрузки  $w_g$  на эквивалентной высоте  $z_e$  определяется:

1) для сооружений (и их конструктивных элементов), у которых первая частота собственных колебаний  $f_1$ , Гц, больше предельного значения собственной частоты  $f_{lim}$ , по формуле:

$$w_g = w_m \zeta(z_e) v,$$

где  $\zeta(z_e)$  – коэффициент пульсации давления ветра, принимаемый по табл. 2.6 или по формуле для эквивалентной высоты:  $\zeta(z_e) = \zeta_{10} (z_e / 10)^{-\alpha}$  при  $10 \leq z_e \leq 300$  м, значения параметров  $\zeta_{10}$  и  $\alpha$  приведены в табл. 2.5;  $v$  – коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ветра.

Таблица 2.6  
Значение коэффициента пульсации  
давления ветра  $\zeta$

Высота $z_e$ , м	Тип местности		
	А	В	С
$\leq 5$	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

Коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления следует определять для расчетной поверхности сооружения или отдельной конструкции, для которой учитывается корреляция пульсаций.

Расчетная поверхность включает в себя те части наветренных и подветренных поверхностей, боковых стен, кровли и подобных кон-

струкций, с которых давление ветра передается на рассчитываемый элемент сооружения.

Если расчетная поверхность по форме близка к прямоугольнику, ориентированному так, что его стороны параллельны основным осям (рис. 2.1), то коэффициент  $v$  следует определять по табл. 2.7 в зависимости от параметров  $\rho$  и  $\chi$ , принимаемых по табл. 2.8.

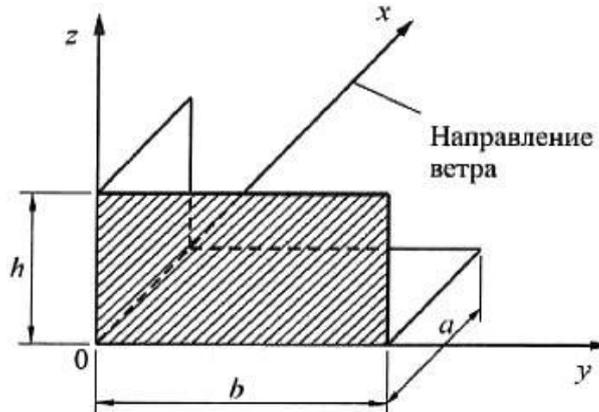


Рис. 2.1. Основная система координат при определении коэффициента пространственной корреляции  $v$

Таблица 3.7

Значения коэффициента пространственной корреляции

$\rho$ , м	Коэффициент $V$ в зависимости от $\chi$ , м						
	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

Таблица 3.8

Значения параметров  $\rho$  и  $\chi$

Основная координатная плоскость, параллельно которой расположена расчетная поверхность	$\rho$	$\chi$
$zoy$	$b$	$h$
$zox$	$0,4a$	$h$
$xoy$	$b$	$a$

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

$$w_g = w_m \xi \zeta(z_e) v,$$

где  $f_2$  – вторая собственная частота;  $\xi$  – коэффициент динамичности, определяемый по рис. 2.2 в зависимости от суммарного логарифмического декремента колебаний  $\delta$  (табл. 2.9) и безразмерного периода  $T_{g,1}$ , который определяется для первой собственной частоты  $f_1$  по формуле:

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

здесь  $k(z_{ЭК})$  – коэффициент, учитывающий изменение давления ветра для высоты  $z_{ЭК}$ .

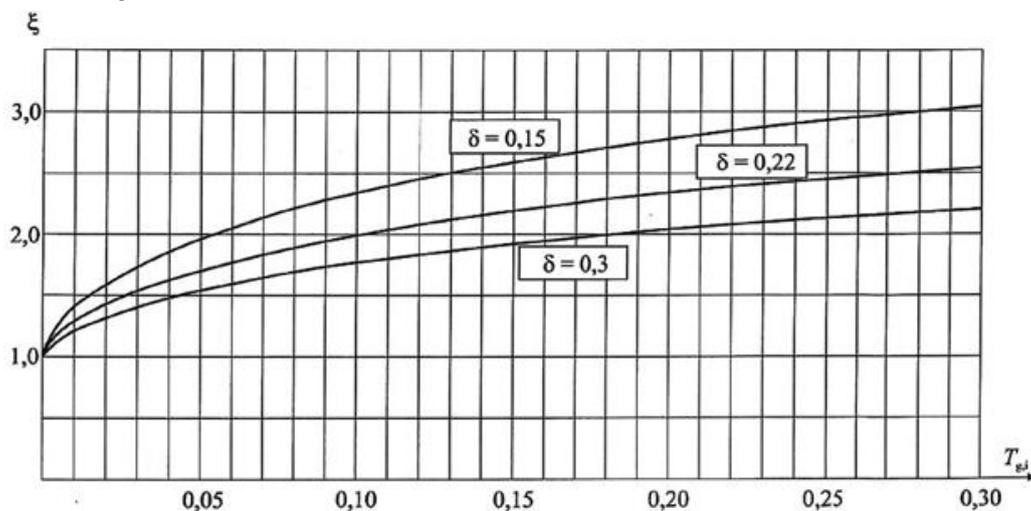


Рис. 2.2. Коэффициент динамичности

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

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

где значение параметра  $T_{g,lim}$  приведено в табл. 2.9 для трех значений суммарного логарифмического декремента колебаний  $\delta$ .

Таблица 2.9

Значение параметра  $T_{g,lim}$

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

Значение суммарного логарифмического декремента колебаний  $\delta$  следует принимать:

– для железобетонных и каменных сооружений, а также для зданий со стальным каркасом при наличии ограждающих конструкций  $\delta = 0,3$ ;

– для стальных сооружений, футерованных дымовых труб, аппаратов колонного типа, в том числе на железобетонных постаментов  $\delta = 0,15$ ;

– для стекла, а также смешанных сооружений, имеющих одновременно стальные и железобетонные несущие конструкции  $\delta = 0,22$ .

Для выбора метода расчета пульсационной составляющей ветровой нагрузки необходимо знать значения частот собственных колебаний.

Для определения частот и форм собственных колебаний применяются различные аналитические методы [11]. В настоящее время в условиях интенсивной застройки крупных городов высотными зданиями и сооружениями уникальных архитектурных форм, зданиями с оригинальными и нестандартными конструктивными решениями применяются численные методы.

Собственные колебания – колебания, которые совершаются за счет энергии, сообщенной системе в начале колебательного движения (например, в механической системе через начальное смещение тела или придание ему начальной скорости). Амплитуда собственных колебаний в отличие от вынужденных колебаний определяется только этой энергией, а их частота – свойствами самой системы. Вследствие рассеяния энергии собственные колебания всегда являются затухающими колебаниями.

Собственные колебания линейной системы с  $n$  степенями свободы можно описать системой обыкновенных дифференциальных уравнений [12]:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = \{0\},$$

где  $\{u\}$  – вектор-столбец перемещений;  $[M]$  и  $[K]$  – матрицы масс и жесткостей.

Динамическими характеристиками систем, колебания которых описываются данной системой дифференциальных уравнений, являются собственные частоты и собственные формы колебаний. Если такая система выведена из положения равновесия, то она будет совершать свободные колебания, в процессе которых каждая из степеней свободы движется по закону, отличающемуся от синусоидального. Очевидно, что при этом в любой момент времени между координатами системы сохраняются одни и те же соотношения (говорят, что не изменяется «конфигурация» системы). Число таких конфигураций и соответствующих им частот равно порядку системы (т. е. вектора перемещений  $\{u\}$ ). Для  $j$ -й конфигурации этот вектор имеет вид:

$$\{u_j\} = \{\phi_j\} \sin \omega_j t,$$

где  $\{\phi_j\}$  – вектор амплитуд, который называется  $j$ -й собственной формой, соответствующая круговая частота  $\omega_j$  называется  $j$ -й собственной частотой.

Вектор  $\{\phi_j\}$  является решением однородной системы алгебраических уравнений

$$([K] - \omega_i^2[M])\{\phi_j\} = \{0\}.$$

Это решение не равно тождественно нулю (что означало бы отсутствие перемещений) только при условии равенства нулю детерминанта системы

$$\det([K] - \omega_i^2[M]) = 0.$$

Из последнего равенства получаем значения собственных частот  $\omega_i$ , по которым находим соответствующие формы  $\{\phi_j\}$ .

В ПК\* «Ли́ра» решение задачи нахождения форм и частот собственных колебаний осуществляется методом итерации подпространств.

Для реализации расчета в ПК «Ли́ра», поиска форм колебаний, определения частот и периодов колебаний необходимо сформировать матрицу масс (собрать массы).

В ПК «Ли́ра» в диалоговом окне «Формирование динамических нагрузений из статических» (рис. 2.3) следует указать номера формируемых динамических и соответствующих им статических нагрузений, коэффициенты преобразования, значения которых устанавливаются в зависимости от состава нагрузок для основного и особого сочетаний.

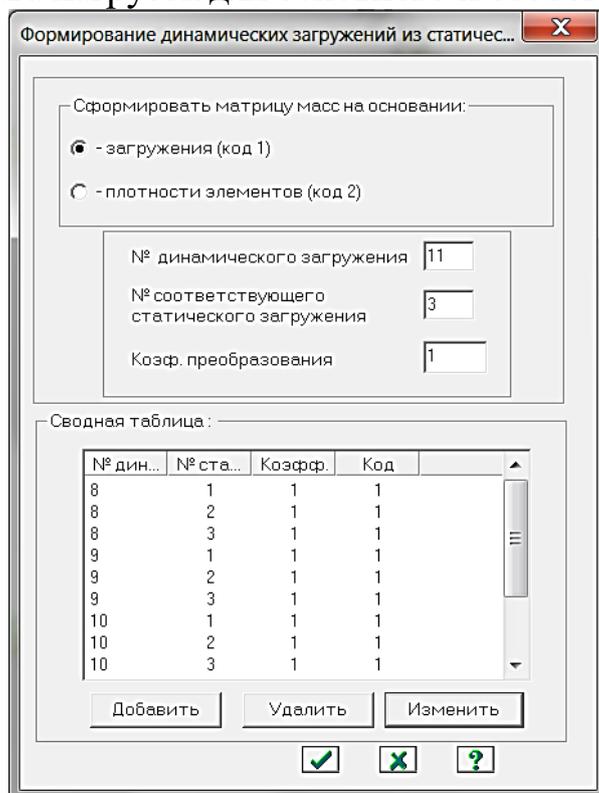


Рис. 2.3. Формирование динамических нагрузений в ПК «Ли́ра»

\* Программный комплекс

Для ветровой пульсационной составляющей коэффициенты преобразования должны соответствовать коэффициентам основного сочетания согласно нормам, по которым идет расчет. В частности, основное сочетание п. 6.1 СП 20.13330 «Нагрузки и воздействия» принимается с коэффициентами согласно пп. 6.3 и 6.4. То есть постоянные с коэффициентом 1, длительные по степени влияния 1; 0,95 и кратковременные по степени влияния 1; 0,9; 0,7.

Для большинства норм по расчету на сейсмические воздействия (особое сочетание нагрузок) коэффициенты для сбора масс принимаются равными: постоянные 0,9, временные длительные 0,8 и кратковременные (на перекрытия и покрытия) 0,5.

Согласно СП 20.13330 «Нагрузки и воздействия», усилия и перемещения при учете динамической реакции по  $s$  собственным формам определяются по формуле:

$$X^2 = \sum X_s^2,$$

где  $X$  – суммарные усилия или перемещения;  $X_s$  – усилия или перемещения по  $s$ -й форме колебаний.

Количество рассматриваемых форм колебаний ограничивается предельным значением частоты, которое определяется в зависимости от предельного безразмерного периода  $T_{g,lim}$  (см. табл. 2.9).

После указания в настройках пульсационного нагружения в ПК «Лира» необходимых данных (тип сооружения и ветровой район), программа автоматически определяет достаточное количество рассматриваемых форм колебаний, остальные формы в анализе не участвуют (рис. 2.4).

Диалоговые окна формирования динамических нагружений показаны на примере 38-этажного жилого дома с каркасно-монолитной конструктивной схемой. Расчетная схема здания разработана в ПК «Лира» и представляет собой пространственную плитно-стержневую модель, в которой в виде отдельных нагружений учтены постоянные нагрузки (собственный вес конструкций) – 1-е нагружение, длительные нагрузки – 2-е нагружение, кратковременные – 3-е нагружение. В виде отдельных нагружений заданы статическая (загружения 4–7) и пульсационная составляющие ветровой нагрузки (динамические нагружения 8–11).

Статическая ветровая нагрузка преобразована в виде сосредоточенных сил в узлах конечных элементов перекрытий. Схемы приложе-

ния статической ветровой нагрузки (по загрузкам) с наветренной и подветренной сторон представлены на рис. 2.5.

**Задание характеристик для расчета на динамические воздействия**

N загрузка: 8

N строки характеристик: 1

Наименование воздействия: Пульсационное (21)

Количество учитываемых форм колебаний: 10

N соответствующего статического заграждения: 4

Матрица масс:  Диагональная  Согласованная

Сводная таблица для расчета на динамические воздействия

1	<	21	10	4	1	0	>	<	1.00	3	4.80	0.00	0	41.70	16.00	2	1	0.30	1	>	
2	<	21	10	5	1	0	>	<	1.00	3	4.80	0.00	0	41.70	16.00	2	1	0.30	2	>	
3	<	21	10	6	1	0	>	<	1.00	3	4.80	0.00	0	41.70	16.00	2	1	0.30	1	>	
4	<	21	10	7	1	0	>	<	1.00	3	4.80	0.00	0	41.70	16.00	2	1	0.30	2	>	
5																					

**Параметры расчета на ветровое воздействие с учетом пульсации**

Поправочный коэффициент: 1.00

Расстояние между поверхностью земли и минимальной аппликацией расчетной схемы: 4.80 м

Ветровой район строительства (табл. 5 СНиП 2.01.07 - 85): Район 1-а

Длина здания вдоль оси X: 41.70 м

Длина здания вдоль оси Y: 16.00 м

Тип местности (в соотв. со СНиП 2.01.07 - 85): Тип В

Тип здания: TZ = 1

Логарифмический декремент колебаний: 0.3 (ж/бетонные сооружения)

Признак ориентации обдуваемой поверхности сооружения в расчетной схеме: 1 (Ветер вдоль оси X)

Рис. 2.4. Параметры ветрового воздействия с учетом пульсации

Для определения форм и частот собственных колебаний здания с учетом пульсационной составляющей ветровой нагрузки построена матрица масс, которая учитывает дополнительные нагрузки, преобразованные в сосредоточенные массы, расположенные в узлах конечно-элементной модели. Формы собственных колебаний здания представлены на рис. 2.6.

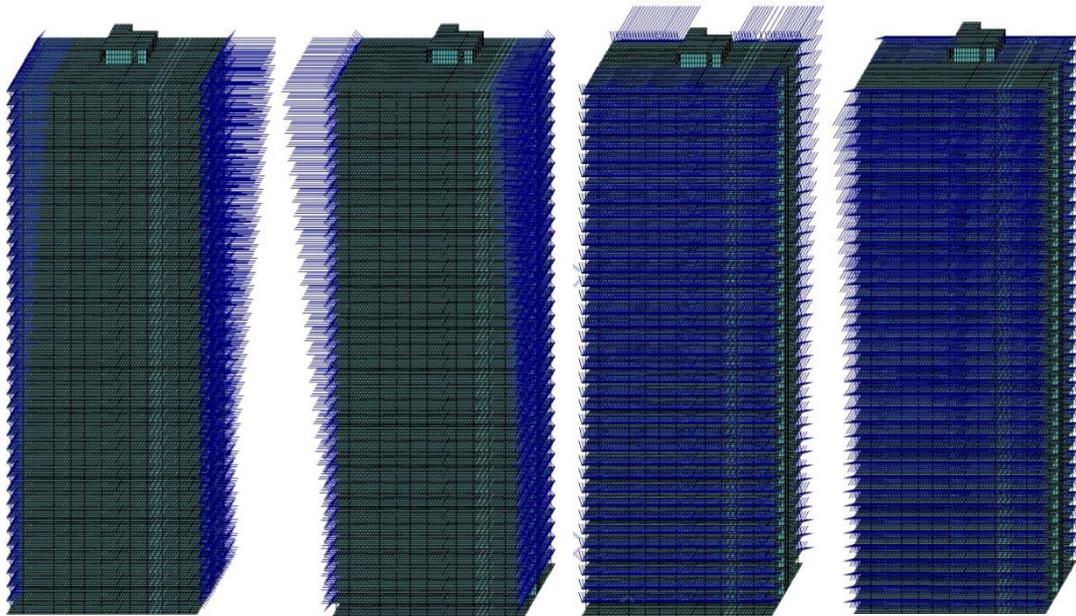


Рис. 2.5. Схемы формирования статической ветровой нагрузки



Рис. 2.6. Формы колебаний

В результатах расчета в «редакторе форм», выбрав вкладку «частоты», получим значения частот собственных колебаний в виде таблицы.

## 2.4. Порядок определения нагрузок

Нагрузки удобно собирать до уровня планировочной отметки грунта или до уровня чистого пола первого этажа. Перед сбором нагрузок в каждом сечении необходимо выделить грузовую площадь, т. е. площадь, с которой собирают все распределенные и сосредоточенные нагрузки, действующие в данном сечении.

Если в заданном сечении проектируется фундамент под колонну, то собирается сосредоточенная нагрузка. Если проектируется фундамент под стену, то собирается нагрузка на 1 м.

Схемы расчета грузовых площадей показаны на рис. 2.7.

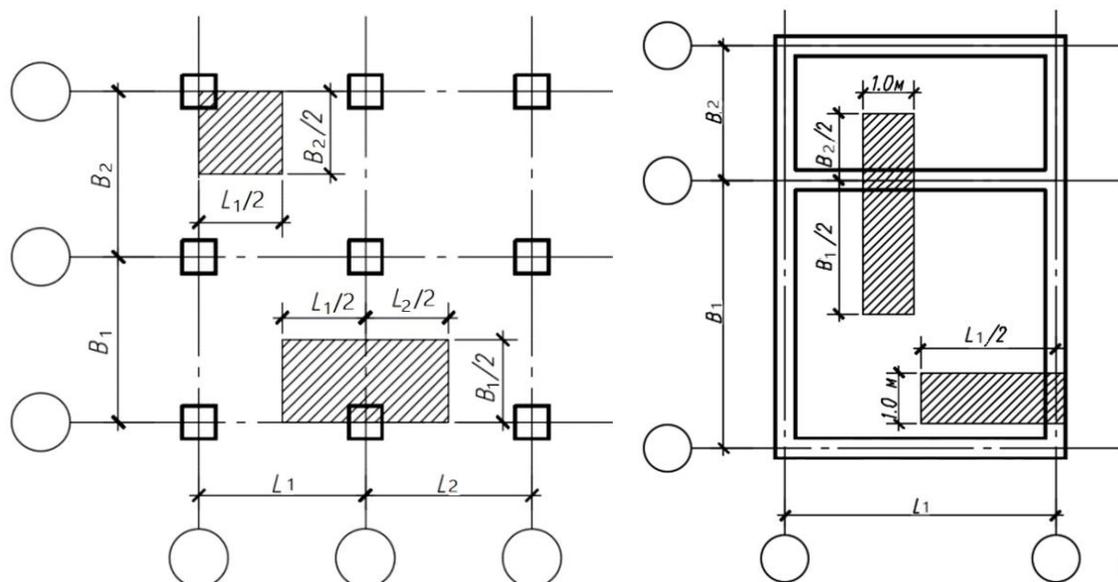


Рис. 2.7. Схемы расчета грузовых площадей:

$B_1, B_2$  – ширина пролета, м;  $L_1, L_2$  – длина пролета, м

Для того, чтобы облегчить составление возможных комбинаций и расчетных сочетаний нагрузок, рекомендуется собирать нагрузки по каждому виду отдельно.

В общем случае можно рекомендовать такую последовательность при определении нагрузок.

1. Изучить сооружение, выделить несущие и самонесущие конструкции, определить, как передается нагрузка от перекрытий, лестничных маршей и кровли.

2. Выделить грузовую площадь (показать на эскизе).

3. Рассчитать постоянную нагрузку от собственного веса несущих и ограждающих конструкций в пределах грузовой площади. Для каждого вида конструкций выписать из табл. 2.1 коэффициенты надежности.

4. Определить временные длительные нагрузки:

а) от веса оборудования и складироваемых материалов и определить для них коэффициенты надежности;

б) от равномерно распределенной полезной нагрузки (вес людей, оборудования и т. д.) (см. прил. 1) с учетом понижающих коэффициентов (см. табл. 2.2);

в) от мостовых и подвесных кранов, если таковые имеются.

5. Определить временные кратковременные нагрузки.

6. Определить расчетное сочетание нагрузок. В качестве основного расчетного принимается наиболее неблагоприятное сочетание всех нагрузок.

7. Учесть степень ответственности зданий и сооружений. Для этого значения нагрузок умножают на соответствующий коэффициент надежности.

Сбор нагрузок удобно проводить в табличной форме (табл. 2.10).

Таблица 2.10

Сбор нагрузок

№ п.п.	Наименование и вычисление нагрузок	Нормативное значение $N_{п}$ , кН или кН/м	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетное значение $N_{п}$ , кН или кН/м
Постоянные нагрузки				
1				
2				
Временные нагрузки				

## 3. ВЫБОР РАЦИОНАЛЬНОЙ КОНСТРУКЦИИ ФУНДАМЕНТОВ

### 3.1. Общие принципы проектирования

В основе современного подхода к проектированию всех строительных конструкций лежит принцип расчетов по предельным состояниям. Согласно этому принципу, действующие на конструкцию усилия или возникающие в ней напряжения, перемещения и деформации не должны превышать соответствующих предельных значений. Этим достигается возможность нахождения оптимального, наиболее экономичного решения, и обеспечение безаварийной работы конструкции.

*Предельным* называется состояние строительной конструкции или основания здания (сооружения), при котором они перестают удовлетворять эксплуатационным требованиям.

Проектирование оснований и фундаментов выполняется в соответствии с действующими нормами [4, 13–15].

При расчете оснований и фундаментов необходимо учитывать следующие положения:

- обеспечение прочности и эксплуатационных требований зданий и сооружений (общие и неравномерные деформации не должны превышать допустимых значений);
- максимальное использование прочностных и деформационных свойств грунтов основания, а также прочности материала фундамента;
- достижение минимальной стоимости, материалоемкости и трудоемкости, сокращение сроков строительства.

Расчет по первой группе предельных состояний (по несущей способности) выполняется с целью не допустить потерю устойчивости формы или положения конструкции; хрупкое, вязкое или иного характера ее разрушение; возникновение резонансных колебаний при динамических воздействиях; чрезмерные пластические деформации или деформации неустановившейся ползучести. К первой группе относятся состояния, приводящие сооружение и основания к полной непригодности к эксплуатации (потеря устойчивости формы и положения).

Расчет по второй группе (по деформациям) обеспечивает установление таких величин перемещений или деформаций конструкций (осадок, прогибов, кренов, подъемов и т. п.), амплитуд их колебаний, при которых еще не возникнут затруднения в нормальной эксплуатации сооружений и не произойдет снижение их долговечности.

Расчет оснований по деформациям должен выполняться всегда.

Расчет оснований по несущей способности следует проводить в случаях:

- если сооружение относится к геотехнической категории 3 (см. табл. 1.2);
- на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки (подпорные стенки), в том числе сейсмические;
- сооружение расположено на откосе или вблизи откоса;
- сооружение расположено вблизи котлована или подземной выработки;
- основание сложено скальными грунтами;
- основание сложено медленно уплотняющимися водонасыщенными глинистыми, органоминеральными и органическими грунтами (при коэффициенте водонасыщения не менее 0,85);
- увеличивается нагрузка на основание при реконструкции (увеличение количества этажей).

Расчеты оснований по деформациям производятся исходя из условия:

$$s \leq s_u,$$

где  $s$  – совместная деформация основания и сооружения;  $s_u$  – предельное значение совместной деформации основания и сооружения, устанавливаемое нормами или заданием на проектирование.

Совместная деформация основания и сооружения может характеризоваться следующим:

- осадкой (подъемом) основания фундамента  $s$ ;
- средней осадкой основания фундамента  $\bar{S}$ ;
- относительной разностью осадок (подъемов) основания двух фундаментов  $\Delta s/L$  ( $L$  – расстояние между фундаментами);
- креном фундамента (сооружения)  $i$ ;
- относительным прогибом или выгибом  $f/L$ ;
- кривизной изгибаемого участка сооружения;
- относительным углом закручивания сооружения;
- горизонтальным перемещением фундамента (сооружения)  $u_h$ .

Предельно допустимые значения деформаций для различных типов сооружений и конструктивных схем зданий допускается принимать по прил. 8 (см. прил. Г СП 22.13330 «Основания зданий и сооружений»), если конструкции сооружений не рассчитаны на усилия, возникающие в них при взаимодействии с основанием, и в задании на проектирование не установлены значения предельных деформаций.

Деформации оснований бывают следующих видов.

*Осадки* – деформации, происходящие в результате уплотнения грунта под воздействием внешних нагрузок и, в отдельных случаях, собственного веса грунта, не сопровождающиеся коренным изменением его структуры.

*Просадки* – деформации, происходящие в результате уплотнения и, как правило, коренного изменения структуры грунта под воздействием как внешних нагрузок и собственного веса грунта, так и дополнительных факторов, таких, например, как замачивание макропористого просадочного грунта, оттаивание ледовых прослоек в замерзающем грунте и т. п.

*Подъемы и оседания* – деформации, связанные с изменением объема некоторых грунтов при изменении их влажности или воздействии химических веществ (набухание и усадка) и при замерзании воды в порах грунта (морозное пучение и оттаивание грунта).

*Горизонтальные перемещения* – горизонтальные составляющие деформаций основания, связанные с действием горизонтальных нагрузок на основание (фундаменты распорных систем, подпорные стены и т. д.) или со значительными вертикальными перемещениями поверхности при оседаниях, просадках грунтов от собственного веса и т. п.

Расчет оснований по несущей способности проводят исходя из условия:

$$F \leq \frac{\gamma_c F_u}{\gamma_n},$$

где  $F$  – расчетная нагрузка на основание, кН;  $F_u$  – сила предельного сопротивления основания, кН;  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы, принимаемый в зависимости от типа грунта по табл. 3.1.

Таблица 3.1

Коэффициент условий работы

Тип грунта	$\gamma_c$
Пески, кроме пылеватых	1,0
Пески пылеватые, а также глинистые грунты в стабилизированном состоянии	0,9
Глинистые грунты в нестабилизированном состоянии	0,85
Скальные грунты:	
невыветрелые и слабыветрелые	1,0
выветрелые	0,9
сильновыветрелые	0,8

В случае неоднородных грунтов средневзвешенное значение  $\gamma_c$  принимают в пределах толщины  $b_l + 0,1b$  (но не более  $0,5b$ ) под подошвой фундамента, где  $b$  – сторона фундамента, м, в направлении которой предполагается потеря устойчивости, а  $b_l = 4$  м.

## **3.2. Расчет и конструирование свайных фундаментов**

### ***3.2.1. Выбор типа и размера свай***

Тип сваи выбирается в зависимости от метода производства работ (забивные или изготавливаемые в грунте), формы поперечного сечения (квадратные, прямоугольные, круглые, квадратные с круглой полостью и др.), вида армирования (напряженно-армированные и ненапряженно-армированные) и т. д.

Размеры свай и глубина их забивки назначаются проектировщиком и зависят от ряда факторов: геологических условий, действующих нагрузок, типа ростверка, имеющегося оборудования для изготовления свай.

Стандартные забивные и вдавливаемые сваи сечением  $300 \times 300$  и  $350 \times 350$  ввиду ограниченной несущей способности по стволу, как правило, применяются при давлении по подошве фундамента до 1 МПа, что примерно соответствует зданию высотой до 200 м. В противном случае необходимо выполнять фундаменты с выемкой грунта – сваи буронабивные или из стальных труб, баретты, кессоны, увеличивать площадь опорных частей.

Наиболее часто применяемым фундаментом глубокого заложения являются буронабивные сваи, которые могут быть выполнены практически в любых грунтовых условиях диаметром до 2 м и более. В России имеется опыт устройства буронабивных свай диаметром 2 м, глубиной 83 м в сложных грунтовых условиях Санкт-Петербурга [16].

В некоторых случаях эффективным является применение стальных трубчатых свай при строительстве на структурно-неустойчивых грунтах (в этом случае труба может служить неизвлекаемой обсадкой), полых круглых свай заводского изготовления с предварительно напряженной арматурой или стальных свай из двутавров.

Глубина заложения ростверка определяется аналогично глубине заложения фундамента на естественном основании с учетом конструктивных решений подземной части здания.

Сопряжение сваи с ростверком может быть свободным (шарнирным) и жестким.

Свободное опирание ростверка на сваи при монолитных ростверках должно выполняться путем заделки головы сваи в ростверк на глубину 5-10 см. Заделка выпусков арматуры в ростверк в этом случае обязательна.

Жесткое сопряжение обеспечивается заделкой сваи в ростверк на глубину не менее  $d$  ( $d$  – сторона квадратной сваи или диаметр круглой). Жесткое сопряжение необходимо предусматривать в следующих случаях:

- когда стволы свай располагаются в слабых грунтах (рыхлых песках, глинистых грунтах текучей консистенции, илах, торфах и т. д.);
- сжимающая нагрузка, передаваемая на сваи, приложена к ней с эксцентриситетом, выходящим за пределы ее ядра сечения;
- на сваи действуют горизонтальные нагрузки, значения перемещений от которых при свободном опирании (определенные расчетом) оказываются более предельно допускаемых для проектируемого здания или сооружения;
- в фундаменте имеются наклонные или составные вертикальные сваи;
- сваи работают на выдергивающие нагрузки.

В остальных случаях назначается свободное сопряжение сваи с ростверком.

Таким образом, назначив тип ростверка (т. е. геометрическое положение его относительно поверхности грунта) и сопряжение сваи с ростверком, определяют положение верхней части (оголовка) сваи.

Острие (нижний конец) сваи следует располагать в прочных малосжимаемых грунтах. При этом заглубление нижних концов свай в грунты, принятые за основание, должно быть следующим:

- в крупнообломочные грунты, гравелистые, крупные и средней крупности песчаные грунты, а также глинистые грунты с показателем текучести  $I_L \leq 0,1$  – не менее 0,5 м;
- в прочие виды нескальных грунтов – 1 м.

Назначив ориентировочное положение нижнего конца сваи на геологическом разрезе, устанавливают длину сваи (для забивных по соответствующим каталогам и ГОСТам) и уточняют положение нижнего конца сваи.

Основные размеры и масса железобетонных свай квадратного сечения приведены в прил. 9.

### 3.2.2. Определение несущей способности свай-стоек

Несущую способность забивной сваи, сваи-оболочки, набивной и буровой сваи, опирающейся на скальный грунт, а также забивной сваи, опирающейся на малосжимаемый грунт, следует определять по формуле, кН, [14]:

$$F_d = \gamma_c RA,$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый равным 1;  $R$  – расчетное сопротивление грунта под нижним концом свай-стойки, кПа;  $A$  – площадь опирания на грунт сваи, м<sup>2</sup>, принимаемая для свай сплошного сечения и полых свай с закрытым нижним концом равной площади поперечного сечения брутто, для свай полых круглого сечения с открытым нижним концом и свай-оболочек – равной площади поперечного сечения нетто при отсутствии заполнения их полости бетоном и равной площади поперечного сечения брутто при заполнении этой полости бетоном на высоту не менее трех ее диаметров.

Расчетное сопротивление скального грунта для всех видов забивных свай, опирающихся на скальные и малосжимаемые грунты, следует принимать  $R = 20\,000$  кПа.

Для набивных, буровых свай и свай-оболочек, заполняемых бетоном, опирающихся на невыветрелые скальные и малосжимаемые грунты (без слабых прослоек) и заглубленные в них менее чем на 0,5 м,  $R$  следует определять по формуле:

$$R = R_m = \frac{R_{c,m,n}}{\gamma_g},$$

где  $R_m$  – расчетное сопротивление массива скального грунта под нижним концом сваи-стойки, определяемое по  $R_{c,m,n}$  – нормативному значению предела прочности на одноосное сжатие массива скального грунта в водонасыщенном состоянии, кПа, определяемому, как правило, в по-

левых условиях;  $\gamma_g$  – коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным 1,4.

Для предварительных расчетов оснований сооружений всех уровней ответственности значения характеристик  $R_m$  и  $R_{c,m,n}$  допускается принимать такими:

$$R_m = R_c K_s, \quad R_{c,m,n} = R_{c,n} K_s,$$

где  $R_c$  и  $R_{c,n}$  – соответственно расчетное и нормативное значения предела прочности на одноосное сжатие скального грунта в водонасыщенном состоянии, кПа, определяются по результатам испытаний образцов грунта (монолитов) в лабораторных условиях;  $K_s$  – коэффициент, учитывающий снижение прочности ввиду трещиноватости скальных пород, принимаемый по табл. 3.2.

Для промежуточных значений  $R_{QD}$  коэффициент  $K_s$  определяется интерполяцией. При отсутствии данных о значениях  $R_{QD}$  из диапазона величин  $K_s$  принимаются наименьшие значения.

Таблица 3.2

Коэффициент снижения прочности  $K_s$

Степень трещиноватости	Показатель качества породы $R_{QD}$ , %	Значение $K_s$
Очень слаботрещиноватые	90–100	–
Слаботрещиноватые	75–90	0,60–1,0
Среднетрещиноватые	50–75	0,32–0,60
Сильнотрещиноватые	25–50	0,15–0,32
Очень сильнотрещиноватые	0–25	0,05–0,15

Расчетное сопротивление скального грунта для набивных и буровых свай и свай-оболочек, заполняемых бетоном и заделанных в невыветрелый скальный грунт (без слабых прослоек) не менее чем на 0,5 м, определяется по формуле:

$$R = R_m \left( 1 + 0,4 \frac{l_d}{d_f} \right),$$

где  $l_d$  – расчетная глубина заделки набивной и буровой сваи и сваи-оболочки в скальный грунт, м;  $d_f$  – наружный диаметр заделанной в скальный грунт части набивной и буровой сваи и сваи-оболочки, м.

Значение фактора заглубления  $1 + 0,4 \frac{l_d}{d_f}$  принимается не более 3.

Для свай-оболочек, равномерно опираемых на поверхность невыветрелого скального грунта, прикрытого слоем нескальных неразмываемых грунтов толщиной не менее трех диаметров свай-оболочки, фактор заглубления  $1 + 0,4 \frac{l_d}{d_f}$  принимается равным единице.

### **3.2.3. Определение несущей способности висячих забивных, вдавливаемых всех видов и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта**

Несущую способность висячей забивной и вдавливаемой свай и железобетонной свай-оболочки, погружаемой без выемки грунта, работающей на вдавливающую нагрузку, следует определять как сумму расчетных сопротивлений грунтов основания под нижним концом свай и на ее боковой поверхности по формуле, кН, [14]:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i),$$

где  $R$  – расчетное сопротивление грунта под нижним концом свай, кПа (см. прил. 10);  $A$  – площадь опирания на грунт свай, принимаемая по площади поперечного сечения свай брутто или по площади поперечного сечения камуфлетного уширения по его наибольшему диаметру, или по площади свай-оболочки  $m^2$ ;  $u$  – наружный периметр поперечного сечения ствола свай, м;  $f_i$  – расчетное сопротивление  $i$ -го слоя грунта основания на боковой поверхности свай, кПа, (см. прил. 11);  $h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью свай, м;  $\gamma_{cR}$ ,  $\gamma_{cf}$  – коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности свай, учитывающие влияние способа погружения свай на расчетные сопротивления грунта (см. прил. 12).

Для определения расчетного сопротивления  $i$ -го слоя грунта на боковой поверхности свай необходимо на схеме грунтовую толщу в пределах свай разбить на элементарные однородные слои толщиной не более 2 м (рис. 3.1). Суммировать сопротивление грунта необходимо по всем слоям грунта, пройденным свайей, за исключением случаев, когда проектом предусматривается планировка территории срезкой или воз-

можен размыв грунта. В этих случаях следует суммировать сопротивление всех слоев грунта, расположенных соответственно ниже уровня планировки (срезки) и дна водоема после его местного размыва при расчетном паводке.

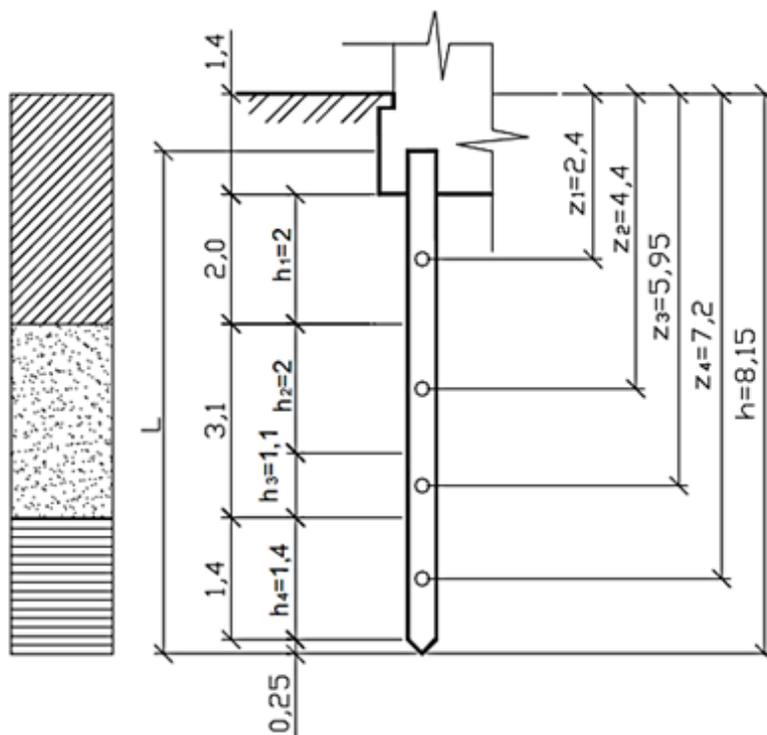


Рис. 3.1. Схема к определению несущей способности одиночной сваи:  
 $z_i$  – глубина до середины слоя грунта, для которого определяется сопротивление на боковой поверхности;  $h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта;  
 $h$  – полная глубина погружения сваи

Несущую способность висячей забивной и вдавливаемой сваи и сваи-оболочки, погружаемой без выемки грунта, работающих на выдерживающую нагрузку, следует определять по формуле, кН:

$$F_{du} = \gamma_c u \sum \gamma_{cf} f_i h_i,$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы сваи в грунте (для свай, погружаемых в грунт на глубину менее 4 м,  $\gamma_c = 0,6$ , на глубину 4 м и более  $\gamma_c = 0,8$  – для всех сооружений, кроме опор воздушных линий электропередачи, для которых коэффициент принимают в соответствии с разделом 14 СП 24. 13330. 2011[14]).

### **3.2.4. Расчет несущей способности висячих набивных, буровых и свай-оболочек, погружаемых с выемкой грунта и заполняемых бетоном**

Несущую способность набивной и буровой свай с уширением и без уширения, а также свай-оболочки, погружаемой с выемкой грунта и заполняемой бетоном, работающих на сжимающую нагрузку, следует определять по формуле, кН:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + \gamma_{cf} u \sum f_i h_i),$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы свай; в случае опирания ее на глинистые грунты со степенью влажности  $S_r < 0,85$  и на лессовые грунты –  $\gamma_c = 0,8$ , в остальных случаях –  $\gamma_c = 1$ ;  $\gamma_{cR}$  – коэффициент надежности по сопротивлению грунта под нижним концом свай;  $\gamma_{cR} = 1$  во всех случаях, за исключением свай с камуфлетными уширениями и буринъекционных свай, для которых этот коэффициент следует принимать равным 1,3, и свай с уширением, устраиваемых путем механического разбуривания грунта, бетонируемых насухо  $\gamma_{cR} = 0,5$  и бетонируемых подводным способом, для которых  $\gamma_{cR} = 0,3$ ;  $R$  – расчетное сопротивление грунта под нижним концом свай, кПа;  $A$  – площадь опирания на грунт свай, принимаемая равной, м<sup>2</sup>:

– для набивных и буровых свай без уширения – площади поперечного сечения свай;

– для набивных и буровых свай с уширением – площади поперечного сечения уширения в месте наибольшего его диаметра;

– для свай-оболочек, заполняемых бетоном – площади поперечного сечения оболочки брутто;

$\gamma_{cf}$  – коэффициент условий работы грунта на боковой поверхности свай, зависящий от способа образования скважины и условий бетонирования (см. прил. 13).

Расчетное сопротивление грунта под нижним концом для свай набивных, устраиваемых путем погружения (забивкой, вдавливанием или завинчиванием) инвентарных труб, нижний конец которых закрыт оставляемым в грунте башмаком (наконечником) или бетонной пробкой, с последующим извлечением этих труб по мере заполнения скважин бетонной смесью, в том числе после устройства уширения из втрамбованной сухой бетонной смеси; набивных виброштампованных,

устраиваемых в пробитых скважинах путем заполнения скважин жесткой бетонной смесью, уплотняемой виброштампом в виде трубы с заостренным нижним концом и закрепленным на ней вибропогружателем (см. прил. 10).

В тех случаях, когда обеспечивается заглубление свай в грунт, принятый за основание их нижних концов, не менее чем на диаметр сваи (или уширения для сваи с уширением), но не менее чем на 2 м, расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи следует принимать:

а) для крупнообломочных грунтов с песчаным заполнителем и песков в основании набивной и буровой свай с уширением и без уширения, свай-оболочки, погружаемой с полным удалением грунтового ядра по формуле:

$$R = 0,75\alpha_4(\alpha_1\gamma'_1 d + \alpha_2\alpha_3\gamma_1 h),$$

а свай-оболочки, погружаемой с сохранением грунтового ядра из указанных грунтов на высоту 0,5 м:

$$R = \alpha_4(\alpha_1\gamma'_1 d + \alpha_2\alpha_3\gamma_1 h),$$

где  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$  – безразмерные коэффициенты, принимаемые в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта основания (см. прил. 14);  $\gamma'_1$  – расчетное значение удельного веса грунта, в основании сваи (при водонасыщенных грунтах с учетом взвешивающего действия воды),  $\text{кН/м}^3$ ;  $\gamma_1$  – осредненное (по слоям) расчетное значение удельного веса грунтов, расположенных выше нижнего конца сваи (при водонасыщенных грунтах с учетом взвешивающего действия воды),  $\text{кН/м}^3$ ;  $d$  – диаметр набивной и буровой свай, диаметр уширения (для сваи с уширением) свай-оболочки или диаметр скважины для свай-столба, омоноличенного в грунте цементно-песчаным раствором, м;  $h$  – глубина заложения нижнего конца сваи или ее уширения, отсчитываемая от природного рельефа или уровня планировки (при планировке срезкой), для опор мостов – от дна водоема после его общего размыва при расчетном паводке, м;

б) для глинистых грунтов в основании – по прил. 15.

Несущую способность набивной и буровой свай и свай-оболочки, работающих на выдергивающие нагрузки, определяют по формуле,  $\text{кН}$ :

$$F_{du} = \gamma_c u \sum \gamma_{cf} f_i h_i.$$

Несущую способность винтовой однолопастной сваи диаметром лопасти  $d \leq 1,2$  м и длиной  $l \leq 10$  м, работающей на вдавливающую или выдергивающую нагрузку, определяют по формуле, кН:

$$F_d = \gamma_c (F_{d0} + F_{df}),$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы сваи, зависящий от вида нагрузки, действующей на сваю, и грунтовых условий (см. прил. 16);  $F_{d0}$  – несущая способность лопасти, кН;  $F_{df}$  – несущая способность ствола, кН.

При других параметрах, в частности при двух и более лопастях, диаметре лопасти  $d > 1,2$  м и длине сваи  $l > 10$  м, действию горизонтальной силы или момента, – только по данным испытаний сваи статической нагрузкой и результатам численных расчетов в нелинейной постановке с использованием опробованных моделей грунта.

Несущая способность лопасти винтовой сваи определяется по формуле:

$$F_{d0} = (\alpha_1 c_1 + \alpha_2 \gamma_1 h_1) A,$$

где  $\alpha_1, \alpha_2$  – безразмерные коэффициенты, принимаемые в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта в рабочей зоне  $\varphi_1$  (под рабочей зоной понимается прилегающий к лопасти слой грунта толщиной, равной  $d$ ) (см. прил. 17);  $c_1$  – расчетное значение удельного сцепления грунта в рабочей зоне, кПа;  $\gamma_1$  – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше лопасти сваи (при водонасыщенных грунтах с учетом взвешивающего действия воды), кН/м<sup>3</sup>;  $h_1$  – глубина залегания лопасти сваи от природного рельефа, а при планировке территории срезкой – от уровня планировки, м;  $A$  – проекция площади лопасти, считая по наружному диаметру, при работе винтовой сваи на сжимающую нагрузку, и проекция рабочей площади лопасти, т. е. за вычетом площади сечения ствола, при работе винтовой сваи на выдергивающую нагрузку, м<sup>2</sup>.

Несущая способность ствола винтовой сваи определяется по формуле:

$$F_{df} = u f_i (h - d),$$

где  $u$  – периметр поперечного сечения ствола сваи, м;  $f_i$  – расчетное сопротивление грунта на боковой поверхности ствола винтовой сваи

(осредненное значение для всех слоев в пределах глубины погружения сваи), кПа (см. прил. 11);  $h$  – длина ствола сваи, погруженной в грунт, м;  $d$  – диаметр лопасти сваи, м.

При определении несущей способности винтовых свай при действии вдавливающих нагрузок характеристики грунтов относятся к грунтам, залегающим под лопастью, а при работе на выдергивающие нагрузки – над лопастью сваи.

Глубина заложения лопасти от уровня планировки должна быть не менее  $5d$  при глинистых грунтах и не менее  $6d$  – при песках ( $d$  – диаметр лопасти).

### **3.2.5. Определение количества свай, размещение их в плане и конструирование ростверка**

Для высотных зданий количество свай, их длину и расстановку в свайном поле следует определять на основании численного расчета в объемной постановке [8]. При этом должны выполняться три условия:

– совместная деформация сваи, свайного фундамента и сооружения (осадка, перемещение, относительная разность осадок свай, свайных фундаментов, крен и т. п.)  $s$  не должна превышать предельного значения  $s_u$ ;

– расчетная (допускаемая) нагрузка  $P$ , передаваемая на сваю (продольное усилие, возникающее в ней от расчетных нагрузок, действующих на фундамент при наиболее невыгодном их сочетании), не должна превышать несущую способность грунта основания одиночной сваи  $F_d$  в соответствии с условием [14]:

$$P \leq \frac{F_d}{\gamma_n \gamma_k},$$

где  $\gamma_n$  – коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,2 для 1-го уровня ответственности;  $\gamma_k$  – коэффициент надежности, учитывающий точность метода определения несущей способности одиночной сваи, при определении  $F_d$  расчетом значение  $\gamma_k$  принимается равным 1,4 [14].

Для высоких зданий, передающих на основание значительные нагрузки, и при залегании в основании грунтов с низкими строительными свойствами под всем зданием устраивают плитный монолитный

железобетонный ростверк по свайному полю. Количество свай определяется по формуле:

$$n = \frac{\sum N_I}{P},$$

где  $\sum N_I$  – суммарная расчетная нагрузка от здания и веса ростверка.

Полученное количество свай размещается под ростверком в рядовом или шахматном порядке. Минимальное расстояние между осями свай  $3d$ , максимальное –  $6d$ .

Количество свай считается достоверно определенным, если фактическая вертикальная нагрузка на крайние сваи  $N_{If}$  близка к расчетной нагрузке  $N$  (допускаемой на сваю). Для фундаментов с вертикальными сваями фактическую нагрузку на сваю при действии момента в одном направлении допускается определять следующим образом [14, 16, 17]:

$$N_{If} = \frac{N_{dl}}{n} \pm \frac{|M_{yI}|x}{\sum x_i^2},$$

где  $N_{dl}$ ,  $|M_{yI}|$  – соответственно расчетная сжимающая сила, кН, и расчетный изгибающий момент, кН·м, относительно оси  $OY$  плана свай в плоскости подошвы ростверка;  $x$  – расстояние от оси  $OY$  до оси сваи (крайнего ряда), для которой вычисляется фактическая нагрузка, м;  $x_i$  – расстояние от оси  $OY$  до оси каждой сваи, м (рис. 3.2);  $n$  – количество свай в ростверке.

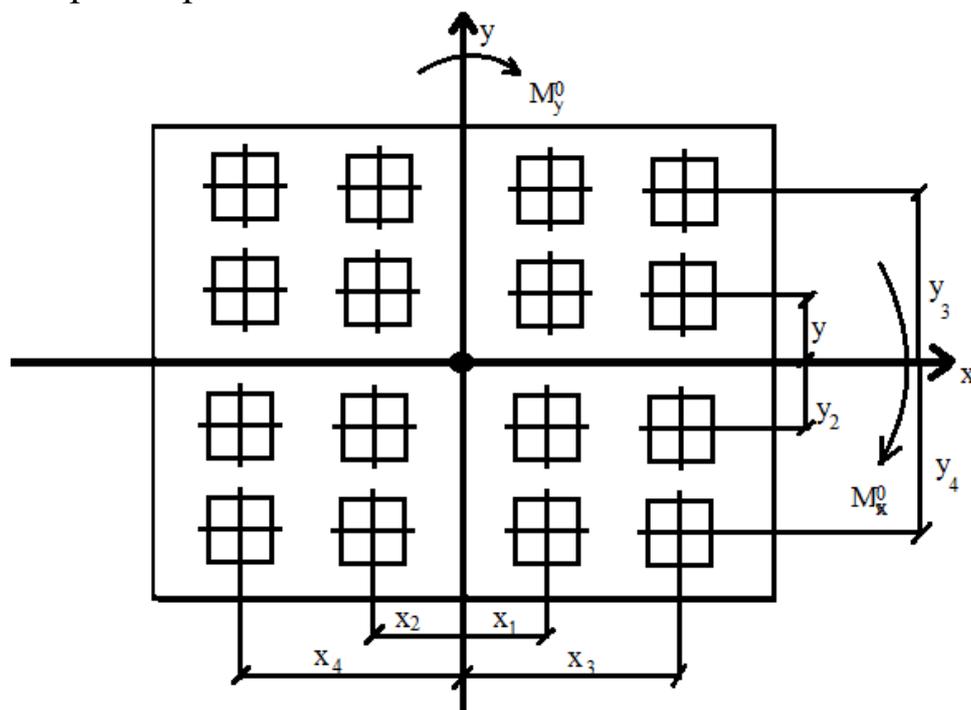


Рис. 3.2. Расстояние от главных осей до каждой оси всех свай

При подстановке знака «плюс» получим максимальную нагрузку  $N_{lf \max}$  на крайние сваи в направлении действия момента  $M_{yl}$ , а знака «минус» – минимальную нагрузку  $N_{lf \min}$  на крайние сваи в направлении, противоположном действию момента  $M_{yl}$ .

Для полученных значений фактической нагрузки выполняют проверку условий:

$$N_{lf \max} \leq \frac{F_d}{\gamma_n \gamma_k}, \quad N_{lf \min} \leq \frac{F_{du}}{\gamma_k},$$

где  $F_d$  – несущая способность свай, работающих на сжимающую нагрузку, кН;  $F_{du}$  – несущая способность свай, работающих на выдерживающие нагрузки, кН.

При расчете свай всех видов как на вдавливающие, так и на выдерживающие нагрузки продольное усилие, возникающее в свае от расчетной нагрузки  $N$ , следует определять с учетом собственного веса сваи, принимаемого с коэффициентом надежности по нагрузке, увеличивающим расчетное усилие.

Если расчет свайных фундаментов производится с учетом ветровых и крановых нагрузок, то воспринимаемую крайними сваями расчетную нагрузку допускается повышать на 20 %.

Разместив сваи в плане, необходимо определить основные размеры ростверка. Высоту плитного ростверка определяют из расчета возможности восприятия им поперечных сил (по расчету на продавливание в соответствии с требованиями нормативных документов [18]).

Расстояние от края ростверка до внешней стороны вертикально нагруженной сваи при свободной заделке ее в ростверк принимается  $0,4d + 5$  см.

### **3.2.6. Расчет свайного фундамента по деформациям**

#### *Определение осадок фундамента*

Осадка большего размера свайного фундамента (свайного поля) определяется по формуле:

$$s = s_{ef} + \Delta s_p + \Delta s_c,$$

где  $s_{ef}$  – осадка условного фундамента;  $\Delta s_p$  – дополнительная осадка за счет продавливания свай на уровне подошвы условного фундамента;  $\Delta s_c$  – дополнительная осадка за счет сжатия ствола сваи.

Границы условного фундамента (рис. 3.3) определяют следующим образом:

- снизу – плоскостью АБ, проходящей через нижние концы свай;
- с боков – вертикальными плоскостями АВ и БГ, отстоящими от осей крайних рядов вертикальных свай на расстоянии 0,5 шага свай (рис. 3.3, а), но не более  $2d$  ( $d$  – диаметр или сторона поперечного сечения свай), а при наличии наклонных свай – проходящими через нижние концы этих свай (рис. 3.3, б);
- сверху – поверхностью планировки грунта ВГ.

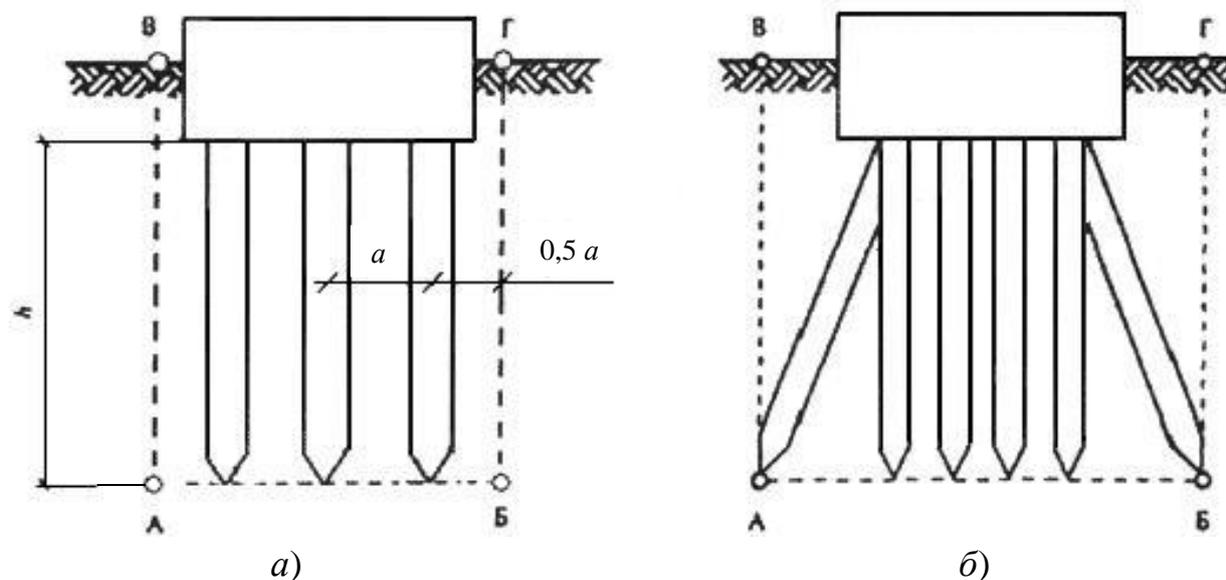


Рис. 3.3. Определение границ условного фундамента при расчете осадки свайных фундаментов:  
 а – с боков; б – при наличии наклонных свай

Первоначально определяют среднее давление, передаваемое на грунт в плоскости нижних концов свай по площади, через которую это давление передается на основание. Эта площадь называется площадью условного фундамента. Тогда среднее давление по подошве условного фундамента можно определить по формуле:

$$p_{II} = \frac{N_{II}}{b_y l_y},$$

где  $N_{II}$  – суммарная вертикальная нагрузка в подошве условного фундамента;  $b_y$ ,  $l_y$  – ширина и длина подошвы условного фундамента соответственно.

Значение  $p_{II}$  не должно превышать расчетного сопротивления грунта основания  $R$  для условного фундамента, т. е. должно выполняться условие:

$$p_{II} \leq R.$$

Расчетное сопротивление грунта в подошве условного фундамента:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} (M_{\gamma}k_z b_y \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II} + M_c c_{II}),$$

где  $\gamma_{c1}, \gamma_{c2}$  – коэффициенты условий работы (см. прил. 18);  $k$  – коэффициент, принимаемый равным единице;  $M_{\gamma}, M_q, M_c$  – коэффициенты, принимаемые по прил. 19;  $k_z$  – коэффициент, принимаемый при  $b \geq 10$  м по соотношению  $k_z = z_0/b + 0,2$  ( $z_0 = 8$  м);  $d_1 = h_y$ .

Расчет осадки условного фундамента  $s_{ef}$  производят методом послойного суммирования деформаций линейно-деформируемого основания с условным ограничением сжимаемой толщи в соответствии с нормативными документами [4]. Вертикальное нормальное напряжение  $\sigma_{zp}$ , определяющее деформации и глубину сжимаемой толщи, подсчитывается только от действия нагрузки, приложенной к свайному фундаменту, т. е. вес грунта в пределах условного фундамента не учитывается. Начальные напряжения  $\sigma_{zu}$  определяются с учетом отрывки котлована.

Осадка условного фундамента вычисляется по формуле:

$$s_{ef} = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i})h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z\gamma,i}h_i}{E_{e,i}},$$

где  $\beta$  – безразмерный коэффициент, равный 0,8;  $\sigma_{zp,i}$  – среднее значение вертикального нормального напряжения от внешней нагрузки в  $i$ -м слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, кПа;  $\sigma_{z\gamma,i}$  – среднее значение вертикального напряжения в  $i$ -м слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, от собственного веса грунта, выбранного при отрывке котлована, кПа;  $h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта, см;  $E_i$  – модуль деформации  $i$ -го слоя грунта по ветви первичного нагружения, кПа;  $E_{e,i}$  – модуль деформации  $i$ -го слоя грунта по ветви вторичного нагружения, кПа (для сооружений 3-й геотехнической категории модуль деформации  $E_{e,i}$  необходимо принимать на основании лабораторных испытаний с учетом разгрузки и повторного нагружения, для сооружений геотехнических категорий 1 и 2

при отсутствии опытных определений допускается принимать  $E_{e,i} = 5E_i$ );  $n$  – число слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания.

Схема к определению осадки условного фундамента представлена на рис. 3.4.

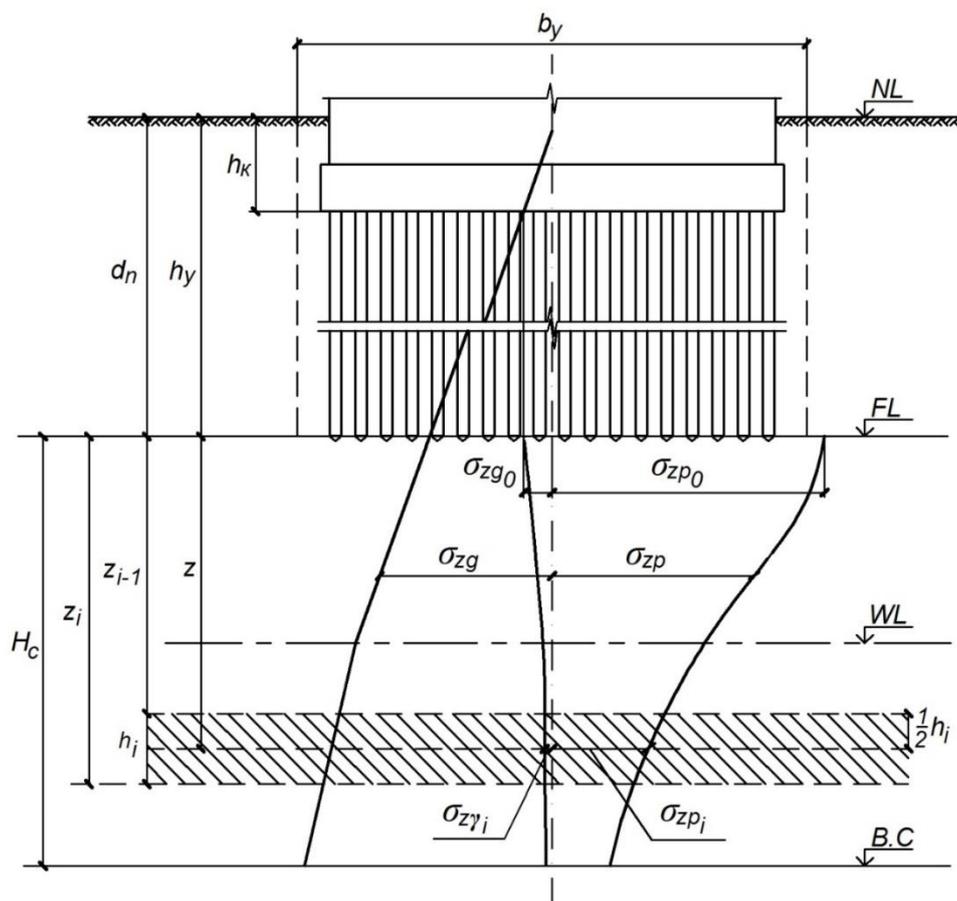


Рис. 3.4. Схема к расчету осадки:

$NL$  – отметка поверхности природного рельефа;  $FL$  – отметка подошвы условного фундамента;  $WL$  – уровень подземных вод;  $B.C.$  – нижняя граница сжимаемой толщи;  $h_y$  – высота условного фундамента;  $b_y$  – ширина условного фундамента;  $H_c$  – глубина сжимаемой толщи;  $h_k$  – расстояние от подошвы ростверка до поверхности планировки;  $z_i$  – расстояние от нижней границы  $i$ -го слоя грунта до подошвы условного фундамента

Значение  $\sigma_{zp}$  на глубине  $z$  от подошвы фундамента по вертикали, проходящей через центр подошвы, вычисляют по формуле:

$$\sigma_{zp} = \alpha p,$$

где  $\alpha$  – коэффициент, принимаемый в зависимости от относительной глубины  $\xi$ , равной  $2z/b$  (см. прил. 20);  $p$  – среднее давление под подошвой условного фундамента, кПа.

Вертикальное напряжение от собственного веса грунта  $\sigma_{z\gamma}$  на глубине  $z$  определяют по формуле:

$$\sigma_{z\gamma} = \alpha \sigma_{zg,0},$$

где  $\sigma_{zg,0}$  – вертикальное напряжение от собственного веса грунта на отметке дна котлована, кПа.

Вертикальное эффективное напряжение от собственного веса грунта в точке основания на глубине  $z$  определяется по формуле, кПа:

$$\sigma_{zg} = \gamma' d_n + \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i + \gamma_i (z - z_{i-1}) - u,$$

где  $\gamma'$  – средний удельный вес грунта, расположенного выше подошвы условного фундамента, кН/м<sup>3</sup>;  $d_n$  – расстояние от подошвы условного фундамента до поверхности планировки;  $n$  – номер слоя грунта, в котором расположена рассматриваемая точка;  $\gamma_i$  и  $h_i$  – соответственно удельный вес, кН/м<sup>3</sup>, и толщина  $i$ -го слоя грунта, м;  $z_{i-1}$  – глубина верхней границы  $i$ -го слоя грунта, отсчитываемая от подошвы фундамента, м;  $u$  – поровое давление в рассматриваемой точке, кН/м<sup>2</sup>.

Если среднее давление под подошвой условного фундамента  $p \leq \sigma_{zg,0}$ , осадку вычисляют по формуле:

$$s_{ef} = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp} h_i}{E_{e,i}}.$$

Нижнюю границу сжимаемой толщи основания принимают на глубине  $z = H_c$ , где выполняется условие  $\sigma_{zp} = 0,5\sigma_{zg}$ . При этом глубина сжимаемой толщи не должна быть меньше  $H_{min}$ , равной:

$b/2$  при  $b \leq 10$  м;

$(4 + 0,1b)$  при  $10 < b \leq 60$  м;

10 м при  $b > 60$  м.

Здесь  $b = b_y$ ,  $b_y$  – ширина условного фундамента.

Если в пределах глубины  $H_c$  залегает слой грунта с модулем деформации  $E > 100$  МПа, сжимаемую толщину допускается принимать до кровли этого грунта при его толщине в пределах габаритов здания не менее 3 м.

Если нижняя граница сжимаемой толщи находится в слое грунта с модулем деформации  $E \leq 7$  МПа или такой слой залегает непосредственно ниже глубины  $z = H_c$ , то этот слой включают в сжимаемую

толщ, а за  $H_c$  принимают минимальное из значений, соответствующих подошве слоя или глубине, где выполняется условие  $\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}$ .

Величина осадки продавливания  $\Delta s_p$  зависит от шага свай в свайном поле, причем шаг может быть переменным. Расчет следует выполнять применительно к цилиндрическому объему (ячейке), в пределах которого все точки находятся ближе к оси данной сваи, чем к осям остальных свай (это не относится к крайним сваям) (рис. 3.5).

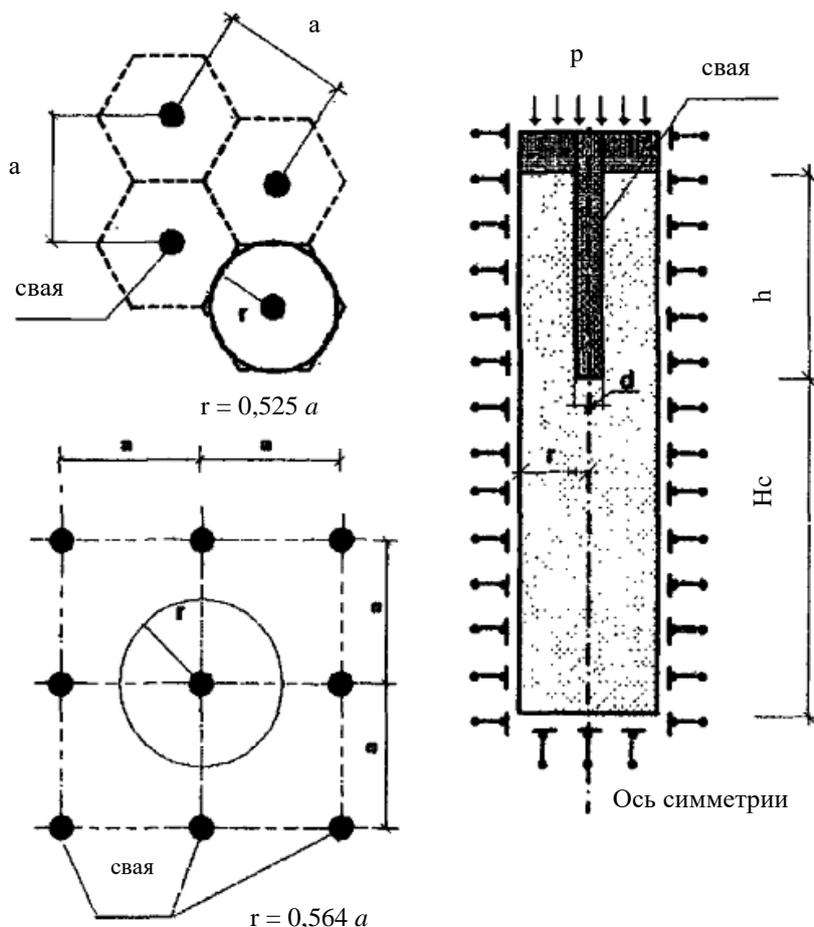


Рис. 3.5. Расчетная схема метода ячейки

Площадь горизонтального поперечного сечения ячейки равна  $a^2$ , где  $a$  – шаг свайного поля в окрестности данной сваи. Грунт в объеме ячейки делится на две однородные части: в пределах длины сваи  $l$  с модулем общей деформации  $E_1$  и коэффициентом поперечной деформации  $\nu_1$ , а ниже конца сваи – с аналогичными параметрами  $E_2$  и  $\nu_2$ .

Дополнительная осадка за счет продавливания свай на уровне подошвы условного фундамента:

$$\Delta s_p = \frac{\Delta s_{p1}}{\frac{\Delta s_{p1}}{\Delta s_{p0}} \left(1 - \frac{E_1}{E_2}\right) + \frac{E_1}{E_2}};$$

$$\Delta s_{p0} = \frac{(1 - \nu_2^2)(1 - k)P}{dE_2};$$

$$\Delta s_{p1} = \frac{\pi(1 - \nu_2^2)P}{4E_2}(a - 1,5d),$$

где  $E_1$  – усредненный модуль деформации грунтов расчетной ячейки в пределах длины свай;  $E_2$  – модуль общей деформации грунта в объеме расчетной ячейки ниже конца свай;  $\nu_2$  – коэффициент Пуассона грунта в объеме расчетной ячейки ниже конца свай;  $P = pa^2$  – для свай квадратного сечения;  $P = 0,79 pa^2$  – для свай круглого сечения;  $p$  – среднее давление по подошве условного фундамента, кПа;  $a$  – шаг свайного поля в окрестности данной сваи.

Осадку за счет сжатия ствола допускается определять по формуле:

$$\Delta s_c = \frac{P(l - a)}{EA}.$$

### *Определение крена фундамента*

Крен фундамента может быть вызван внецентренным приложением равнодействующей внешних сил (действием изгибающего момента), влиянием соседних фундаментов или неоднородностью грунтов основания.

Крен фундамента при действии внецентренной нагрузки вычисляются по формуле:

$$i = Dk_e \frac{N_e}{(a/2)^3},$$

где  $D = (1 - \nu^2)/E$ ;  $k_e$  – коэффициент, принимаемый по табл. 3.3;  $E$  и  $\nu$  – соответственно модуль деформации и коэффициент поперечной деформации грунта основания (значение  $\nu$  принимают для сооружений геотехнической категории 3 по результатам трехосных испытаний, геотехнических категорий 1 и 2 – по табл. 3.4);  $N$  – вертикальная составляющая равнодействующей всех нагрузок на фундамент в уровне его подошвы, кН;  $e$  – эксцентриситет, м;  $a$  – диаметр круглого или сторона

прямоугольного фундамента, м, в направлении которой действует момент; для фундамента с подошвой в форме правильного многоугольника площадью  $A$  принимают  $a = 2\sqrt{A/\pi}$ .

В случае неоднородного основания значение  $D$  принимают средним в пределах сжимаемой толщи:

$$\bar{D} = \frac{\sum_{i=1}^n \left( A_i \frac{1-\nu_i^2}{E_i} \right)}{\sum_{i=1}^n A_i},$$

где  $A$  – площадь эпюры вертикальных напряжений от единичного давления под подошвой фундамента в пределах  $i$ -го слоя грунта. Допускается принимать  $A_i = \sigma_{zp,i} h_i$ ;  $E_i$ ,  $\nu_i$ ,  $h_i$  – соответственно модуль деформации, кПа, коэффициент поперечной деформации и толщина  $i$ -го слоя грунта, м;  $n$  – число слоев, отличающихся значениями  $E$  и  $\nu$  в пределах сжимаемой толщи  $H_c$ .

Таблица 3.3

Значения коэффициента  $k_e$

Форма фундамента и направление действия момента	Коэффициенты $k_e$ при $\eta = l/b$						
	1	1,2	1,5	2	3	5	10
Прямоугольная, моменты вдоль большей стороны	0,50	0,57	0,68	0,82	1,17	1,42	2,00
Прямоугольная, моменты вдоль меньшей стороны	0,50	0,43	0,36	0,28	0,20	0,12	0,07
Круглая	0,75						

Таблица 3.4

Значения коэффициента поперечной деформации

Грунты	Коэффициент поперечной деформации
Крупнообломочные	0,27
Пески и супеси	0,30–0,35
Суглинки	0,35–0,37
Глины:	
при $I_L \leq 0$	0,20–0,30
$0 < I_L \leq 0,25$	0,30–0,38
$0,25 < I_L \leq 1$	0,38–0,45

*Примечание.* Меньшие значения принимают при большей плотности грунта.

## 4. КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПОВЫШЕННОЙ ОТВЕТСТВЕННОСТИ

### 4.1. Массивные фундаментные плиты

В качестве фундаментов на естественном основании с учетом высоких нагрузок, передаваемых на фундамент, во всем мире в основном применяют сплошную монолитную железобетонную плиту [16, 19].

Монолитную железобетонную фундаментную плиту используют, как правило, при давлении по подошве фундамента до 0,6 МПа (здание высотой до 100–120 м) и грунтах основания, представленных песками (за исключением пылеватых и рыхлых) или переуплотненными глинистыми грунтами, в том числе подверженными воздействию ледников (моренные, флювиогляциальные, каменноугольные и другие отложения), а также в случае расположения в основании фундамента скальных грунтов.

В зависимости от инженерно-геологических условий, величины и схемы приложения нагрузки толщина фундаментной плиты может составлять 1,0–2,5 м и более (рис. 4.1 *а*).

Для уменьшения высоты фундаментной плиты в местах действия максимальных продольных и поперечных сил, а также изгибающих моментов применяются ребра жесткости (рис. 4.1 *б*), располагаемые, как правило, по осям здания или уширения в зоне расположения колонн (рис. 4.1 *в*). Сплошная монолитная железобетонная плита может также иметь коробчатую конструкцию (рис. 4.1 *г*), что при устройстве консолей (вылете фундаментной плиты за контур здания) позволяет расширить область применения данного вида фундамента.

Примером устройства коробчатого фундамента является высотное здание «Лахта Центр». Подземные этажи башни конструктивно образуют коробчатый фундамент, который выполняет функцию равномерного распределения нагрузки от ядра башни на свайное основание [20]. Фундамент состоит из нижней и верхней плит толщиной 3,6 и 2,0 м соответственно, центрального ядра жесткости диаметром 28,5 м и 10 вертикальных диафрагм жесткости, расходящихся от ядра здания в радиальном направлении.

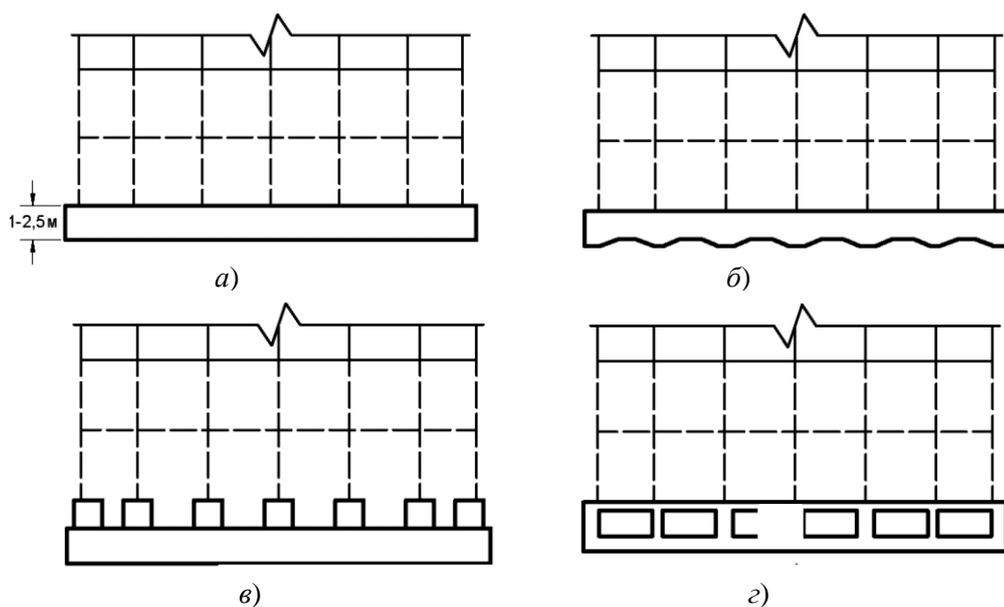


Рис. 4.1. Конструкции сплошной монолитной железобетонной плиты:  
*а* – постоянной толщины; *б* – с ребрами жесткости;  
*в* – с уширением в зоне расположения колонн; *г* – коробчатой конструкции

По расчетам традиционной фундаментной плиты оказалось недостаточно для обеспечения равномерности осадок. В этой связи было решено создать коробчатый фундамент, обеспечивающий большую экономичность соответствующего решения. Результаты расчета позволили сделать обоснованный вывод о том, что такой фундамент обладает высокой жесткостью (рис. 4.2).

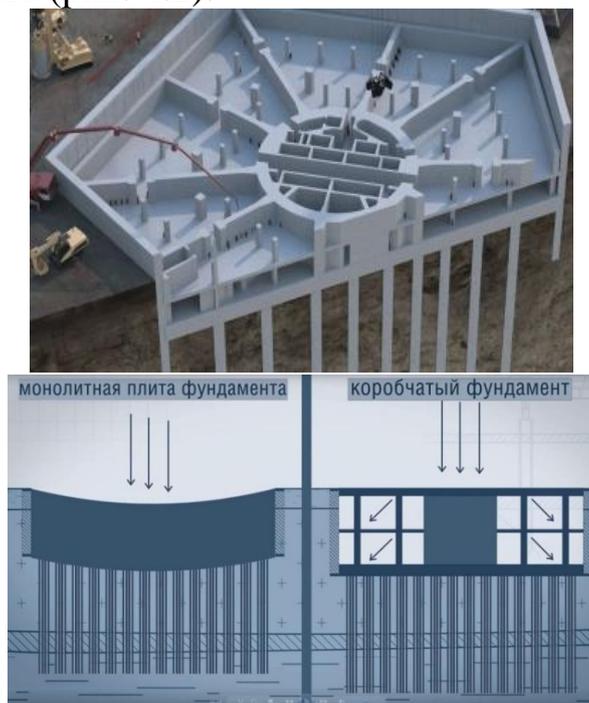


Рис. 4.2. Конструкция коробчатого фундамента башни «Лахта Центр»

## 4.2. Буровые опоры большого диаметра

Буровые опоры большого диаметра, или баретты – глубокие опоры, изготовленные в грунте. Баретты представляют собой вид набивных свай повышенной несущей способности. Для их устройства грейфером под защитой суспензии отрывают траншею, в которую впоследствии опускают арматурный каркас (в случае производства армированных баретт) и бетонируют. Технология устройства баретт соответствует технологии выполнения одной захватки стены в грунте (рис. 4.3) [19].

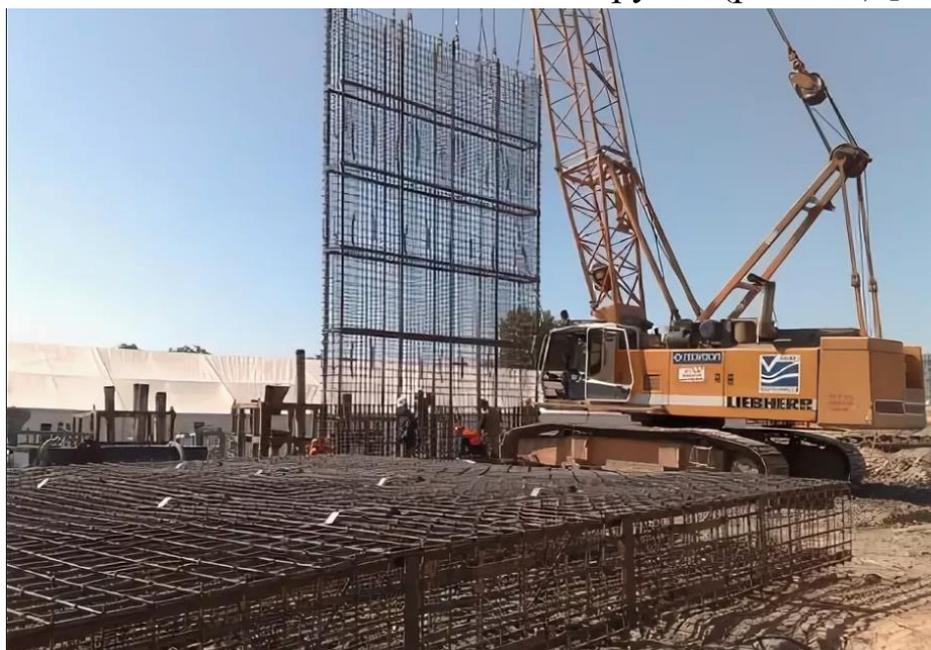


Рис. 4.3. Устройство баретт

Бареттные фундаменты применяются при больших строительных нагрузках зданий, что характерно для высотного строительства, и могут служить альтернативой буронабивным сваям, особенно когда требуется производство значительного количества свай большого диаметра. Баретты благодаря сравнительно большим размерам могут воспринимать большие нагрузки по материалу и по грунту.

Баретты могут выполняться в форме четырехугольников и различных комбинаций. При выборе геометрических параметров баррет исходят из принципа соосной передачи нагрузки от вертикальных элементов верхней конструкции (стен, колонн, пилонов и т. д.) на фундаменты и соответственно подбирают размеры баретт. Кроме того, при определении размеров баретт необходимо учитывать размеры и технические характеристики грейфера, а также производственные особенности при соединении нескольких баретт в единый элемент.

Часто устройство баретт особенно целесообразно в комбинации с устройством стены в грунте, так как необходимая для производства техника и механизмы (грейфер, силосы для суспензии и т. д.) имеются на строительной площадке и одна производственная технология используется как для фундаментов, так и для ограждающей конструкции.

Для зданий переменной этажности, например, высотного здания с пристроенной подземной автостоянкой, использование свай или глубоких опор под высотной частью часто бывает вызвано необходимостью избежать возможных неравномерных осадок и связанных с ними усилий в надземных и фундаментных конструкциях.

Альтернативой здесь может служить только использование адекватной последовательности строительства – сначала возводится высотный корпус, а затем, когда основные осадки реализуются, – пристроенная подземная или малоэтажная часть. Возможность такого технического решения должна проверяться расчетом основания по I группе предельных состояний, чтобы не допускать выпор грунта из-под подошвы фундамента. Применение свай или глубоких опор непосредственно под тяжело нагруженными вертикальными несущими конструкциями может позволить обеспечить нормальное функционирование возводимого здания.

Часто бывает целесообразно использовать сваи не только в виде полей с постоянным в плане шагом. Эффективным с инженерной точки зрения решением может оказаться уменьшение шага свай под колоннами, стенами и ядрами жесткости возводимых многоэтажных зданий. Такой инженерный прием повышает эффективность работы свай и улучшает условия работы плиты и надфундаментной конструкции. Имеется техническая возможность регулировать жесткостные характеристики основания и за счет изменения длины свай. Тормозит применение этого способа устройства свайных фундаментов под высотные здания в основном отсутствие достоверных методов их расчета из свай переменной длины.

### **4.3. Свайно-плитные фундаменты**

Комбинированный свайно-плитный фундамент (КСПФ) – сложносоставная геотехническая конструкция, которая использует совместное несущее действие элементов фундамента – фундаментной плиты и свай

при передаче нагрузок от конструкции на грунт. Концепция КСПФ подразумевает, что нагрузка от сооружения передается на грунт частично сваями, посредством сопротивления под пятой и по боковой поверхности, и частично – самой фундаментной плитой. В традиционном свайном фундаменте нагрузка на основание передается через сваи [19].

КСПФ применяется в случаях, когда грунт под подошвой ростверка включается в работу и воспринимает часть нагрузки. Данный тип фундаментов эффективен при «борьбе» с креном здания в случаях, если на фундамент действуют неравномерно приложенные нагрузки или фундамент под высотную часть не разделен осадочным швом от остальной, как правило, подземной части здания, а также для снижения влияния нового строительства на существующие здания и сооружения. В целом такая конструкция фундамента является наиболее эффективной при строительстве многофункциональных комплексов, состоящих из высотных частей, объединенных единым стилобатом.

При проектировании СПФ приходится учитывать взаимодействие между грунтом основания, сваями и ростверком (плитой). По сравнению с традиционными методами, расчет и проектирование СПФ требует применения более сложной модели взаимодействия между основанием и сооружением.

На основе накопленного опыта в настоящее время выработаны следующие положения для проектирования СПФ:

- применять несколько длинных свай вместо большого количества коротких;
- располагать сваи в зоне действия нагрузки;
- при расчете несущей способности свай по материалу и их конструировании следует учитывать перегруженность угловых и периметральных свай относительно центральных;
- мероприятия по сохранению естественного состояния грунта под плитой должны являться составной частью проекта;
- между плитной частью ростверка и сваями оставлять зазор, который после включения фундаментной плиты в работу замоноличивается.

Исследования взаимодействия свай показали, что лучше использовать меньшее количество свай и располагать их в зоне приложения нагрузки (под колонной или пилоном), чем большее количество свай и высокий ростверк.

Для выравнивания нагрузки между центральными и периметральными сваями последние изготавливают более короткими, возможно также повышение несущей способности (жесткости) центральных свай по боковой поверхности или по нижнему концу путем инъекции цементного раствора или предварительного обжатия грунта под нижним концом свай.

#### **4.4. Струйная грунтоцементная технология**

Появление струйной цементации позволило открыть новые перспективы в строительстве на участках с проблемными геологическими условиями, а также добиться значительного снижения финансовых рисков при возведении различных объектов на нарушенных породах [19].

Укрепление грунта представляет собой изменение его физико-механических свойств под воздействием нагнетаемого инъекционного раствора. Результатом применения технологии становится трансформация породы в грунтоцементный массив, обладающий высокой прочностью и противифльтрационными характеристиками.

Отличительной особенностью струйной цементации (Jet Grouting) от других методов инъектирования грунта является возможность точно прогнозировать и контролировать результат нагнетания цементного раствора в неоднородные грунты. Это позволяет проектировщикам применять данную технологию в ответственных сооружениях.

Методы закрепления подразделяются по типу раствора (цементация, силикатизация, смолизация), а также по методу введения стабилизирующей смеси в породу (инъекционный способ и струйная цементация).

Метод Jet Grouting начал применяться в Японии и ряде европейских стран во второй половине XX в. За несколько десятилетий прогрессивная технология стала использоваться во всем мире и на сегодняшний день применяется как в гражданском, так и в промышленном строительстве.

Струйная цементация сочетает в себе достоинства инъекционных технологий (эффективность, возможность проведения работ в ограниченном пространстве, вблизи построек) и специфические плюсы:

– возможность работы с грунтами с любым коэффициентом фильтрации и структурой, включая песок, гравий и суглинки;

– возможность создания монолитного грунтоцементного массива, обладающего прогнозируемыми и стабильными характеристиками, не зависящими от типа породы.

Грунтоцемент, полученный по методу Jet Grouting, обладает искусственно созданной равномерной консистенцией и установленными свойствами (коэффициент фильтрации, коэффициент сжатия и т. п.) благодаря чему уже во время проектирования можно добиться высокой точности расчетов и свести к минимуму риск неравномерной осадки. Из-за особенностей технологии созданный в ходе струйной цементации грунтоцемент имеет форму круглого сечения свай (рис. 4.4).

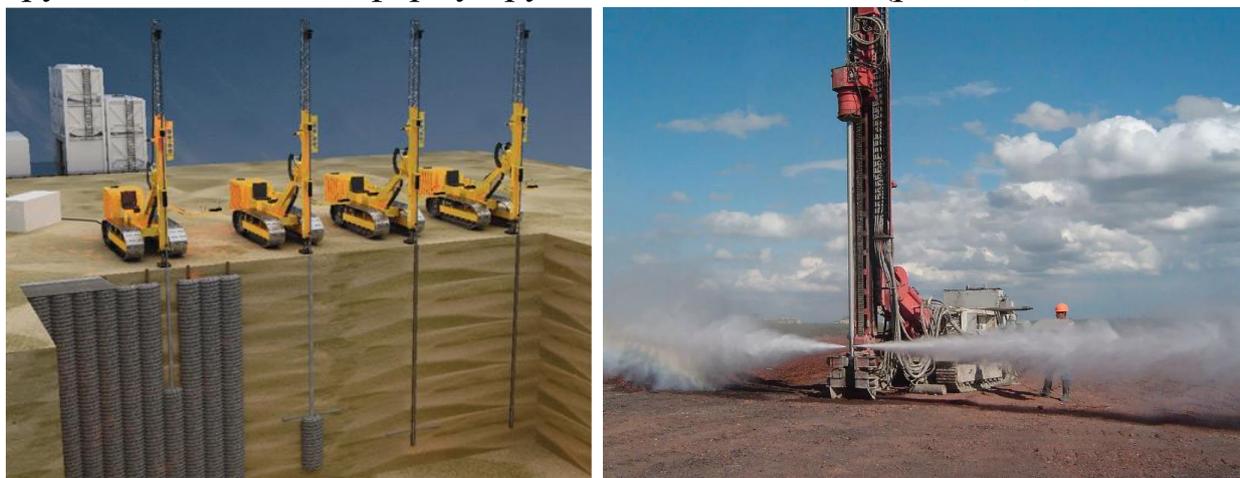


Рис. 4.4. Технология струйной цементации (Jet Grouting)

#### **4.5. Технология строительства «top-down»**

В последнее время строительство подземных и заглубленных сооружений осуществляется по технологии «top-down» (сверху-вниз), которая, как показывает практика, позволяет минимизировать деформации грунта и конструкций соседних зданий [21, 22].

Технология строительства «top-down» предполагает возведение ограждения котлована, чаще всего, методом «стена в грунте» или с применением буросекущих свай, устройство в местах проектного расположения колонн с поверхности земли или с промежуточных отметок в котловане временных или постоянных вертикальных опор внутри контура сооружения, поддерживающих перекрытия, установку плиты перекрытия на нулевом уровне, выемку грунта под плитой перекрытия

и установку плиты перекрытия следующего уровня и далее поэтапную выемку грунта и установку плиты перекрытия очередного уровня, включая фундаментную плиту.

Выемка грунта производится из-под перекрытий через технологические проемы. Нижележащие перекрытия бетонируются последовательно по мере удаления грунта после набора прочности бетона возведенного перекрытия.

Ограждение котлована и буровые колонны служат опорами будущих конструкций верхнего строения. В качестве вертикальных опор перекрытий чаще всего применяются буровые свай-колонны. При устройстве свай-колонн с поверхности земли особенно важна их вертикальная установка и ограничение отклонения от оси. Поэтому буровые колонны чаще производят из стальных профилей меньшего сечения, чем колонны в готовом виде по окончании строительства. В случае больших отклонений они могут служить как временные конструкции, при допустимом отклонении они могут входить в сечение постоянной конструкции колонн. Возможно использование готовых железобетонных колонн, выравниваемых при погружении гидродомкратами.

Бетонирование плит перекрытий, которые выполняют роль распорных конструкций, осуществляется по мере удаления грунта малогабаритной техникой через технологические отверстия выполненного ранее перекрытия.

Мировой опыт подтверждает, что технология «top-down» применима практически во всех условиях. Например эта технология успешно применяется в Лондоне при строительстве подземных автостоянок. Так, построен подземный девятиэтажный паркинг для автостоянки с периферийными мембранными стенами с использованием временных опор под перекрытия и поэтапной выемкой грунта. Глубина подвала достигла 18,5 м, глубина стены в грунте 30 м. Была построена подземная парковка под восьмиэтажным офисным блоком глубиной 23,9 м. В перегруженном районе Лондона Knightsbridge строительство подземных этажей самого известного универмага «Harrods» тоже выполнено методом «сверху вниз» [21, 23, 24].

В США метод «top-down» был применен при сооружении глубокого подвала «Milwaukee Centre» недалеко от исторических сооружений, где необходимо было отвести грунтовые воды, обеспечить минималь-

ные деформации и скорейшее завершение строительства. Другие методы были неприменимы в данных условиях, а метод «сверху вниз» был успешно реализован [21, 23, 24].

Во Франции способом «сверху вниз» был построен котлован глубиной 28 м [21, 23, 24].

В Китае подземное строительство особенно актуально из-за высоких цен на землю. Строительство «сверху вниз» применяется часто, несмотря на неблагоприятные инженерно-геологические условия. В Гонконге по методу «сверху вниз» был построен глубокий подвал для комплекса «Dragon Centre», расположенного в самом сердце Western Kowloon [21, 23, 24].

Осуществлен масштабный проект по сооружению станции метро Dadongmen (Наньцзин, Китай), которая является пересадочной станцией Metro 1 и Metro 2, и расположена рядом с рекой. Пересечение двух станций метро – это трехэтажное подземное каркасное сооружение с тремя пролетами. В толще грунта была сооружена стена толщиной 1,2 м и глубиной 40,7 м. Вертикальные опоры – металлические сваи (толстостенные металлические трубы, в нижней части которых размещены винтообразные лопасти) (рис. 4.5). Проблемы, возникшие при строительстве данного объекта, заключались в следующем: сложность управления деформациями грунта и стенки котлована, необходимость высокоточной технологии сооружения металлических свай-опор и обеспечение водоотталкивающей способности всех конструкций [25].

Для облегчения проблем с парковкой вдоль дорог, на перегруженных улицах и рынках Дели (Индия) был разработан проект многоуровневой подземной стоянки автомобилей. Строительство осуществлялось способом «сверху вниз» с предварительным возведением «стены в грунте» толщиной 800 мм и заглублением ее ниже фундаментной плиты на 10–15 м.

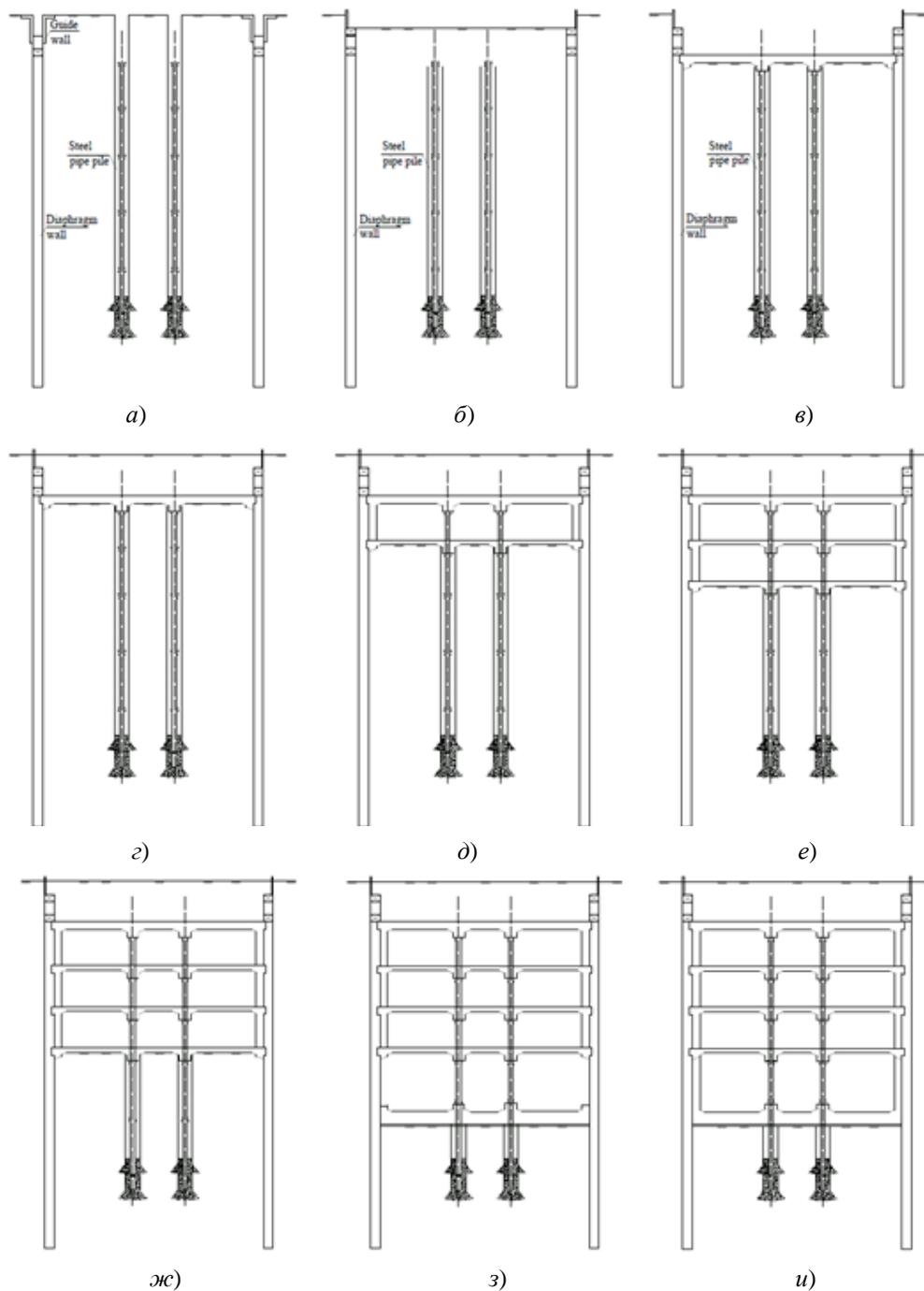


Рис. 4.5. Строительство методом «top-down» в Китае:

- a* – сооружение стены в грунте из свай; *б* – выемка грунта на высоту одного этажа; *в* – сооружение верхнего подземного этажа; *г* – обратная засыпка грунта; *д* – сооружение второго этажа; *е* – сооружение третьего этажа; *ж* – сооружение четвертого этажа; *з* – сооружение нижнего этажа  
*и* – сооружение боковой стены

В качестве постоянных вертикальных опор с поверхности земли устраивались буронабивные сваи-колонны диаметром 1200 мм и

длиной 22,1 м. Общее количество свай – 321. Плиты перекрытия бетонировали по мере выемки грунта. Толщина плит перекрытия – 300 мм, толщина фундаментной плиты – 1,75 м. Толщина плиты на отметке 2,3 м составляла 600 мм и была рассчитана на нагрузки от кранов, грунта и другой строительной техники. После устройства верхней плиты разработка грунта была выполнена до глубины 9 м, затем была забетонирована четвертая базовая плита перекрытия, а 2-й и 3-й уровни остались без перекрытий. С использованием опалубки сегментами бетонировали перекрытия 2-го и 3-го уровней с одновременной выемкой грунта до 6-го уровня. Далее осуществляли выемку грунта до 7-го уровня и устройство фундаментной плиты (рис. 4.6) [23, 24].



Рис. 4.6. Строительство подземной многоуровневой автостоянки методом «top-down» в Дели

В Германии методом «сверху вниз» осуществлялось строительство заглубленной части небоскреба Main Tower, расположенного во Франкфурте-на-Майне [26].

Технологию «top-down» успешно применяли и в России при строительстве подземной части небоскреба «Лахта Центр» глубиной 18 м в Санкт-Петербурге. Устройство ограждающих конструкций выполнено методом «стена в грунте», толщина стенки 1200 мм, глубина – 35 м. Были сооружены распорные железобетонные диски диаметром 400–600 мм для откопки котлована и опытные сваи диаметром 620, 880, 1200 и 2000 мм глубиной до 85 м. Откопка и устройство распорных дисков были выполнены последовательно «сверху-вниз».

В 2013-2015 гг. по технологии «top-down» выполнены строительные работы по устройству подземного трехуровневого пространства здания Арбитражного суда Санкт-Петербурга с глубиной откопки до 13,5 м.

К основным преимуществам технологии строительства «сверху вниз» подземных и заглубленных частей зданий относят возможность устройства котлованов разной конфигурации и глубины и уменьшение влияния строительства на существующую застройку. Среди недостатков отмечается удорожание строительства по сравнению со строительством в открытых котлованах.

#### **4.6. Опускные колодцы**

Опускные колодцы используют при устройстве фундаментов глубокого заложения и различного рода заглубленных сооружений (насосных станций, гаражей, вагоноопрокидывателей, опор мостов и др.) [19].

По форме в плане опускные колодцы бывают круглые, эллиптические, прямоугольные, по вертикали – цилиндрические и призматические, конические и ступенчатые. В нижней части колодец снабжен ножом, режущая кромка которого облицована стальными уголками или листами.

Сущность опускного колодца состоит в том, что конструкцию вначале устанавливают или бетонируют на поверхности земли, а затем внутри нее разрабатывают грунт в направлении от центра к ножу.

Массивные колодцы, как правило, гравитационные, погружаемые под воздействием собственного веса. Тонкостенные колодцы погружают в тиксотропных рубашках или с использованием задавливания.

Опускные колодцы возводят из монолитного, сборного и сборно-монолитного железобетона. Общий вид представлен на рис. 4.7.

Для уменьшения и равномерной передачи на поверхность грунта давления от первого яруса опускного колодца до начала работ по бетонированию или монтажу под ножевую часть колодца должно быть подготовлено временное основание в виде песчано-щебеночных призм, деревянных или железобетонных подкладок, железобетонных колец.



Рис. 4.7. Общий вид фундамента в виде опускного колодца

Серьезной проблемой при опускании колодца являются препятствия в виде валунов, утонувших бревен и т. д., удалить которые трудно. Если в процессе опускания попадает такое препятствие, водоотлив, созданный внутри колодца, может привести к прорыву грунта во внутреннюю полость.

## ПРИЛОЖЕНИЯ

### Приложение 1

### Нормативные значения равномерно распределенных кратковременных нагрузок на плиты перекрытий, лестницы и полы на грунтах

№ п.п.	Помещения зданий и сооружений	Нормативные значения равномерно распределенных нагрузок $P_t$ , кПа, не менее
1	Квартиры жилых зданий; спальня помещения детских дошкольных учреждений и школ-интернатов; жилые помещения домов отдыха и пансионатов, общежитий и гостиниц; палаты больниц и санаториев; террасы	1,5
2	Служебные помещения административного, инженерно-технического, научного персонала организаций и учреждений; офисы, классные помещения учреждений просвещения; бытовые помещения (гардеробные, душевые, умывальные, уборные) промышленных предприятий и общественных зданий и сооружений	2,0
3	Кабинеты и лаборатории учреждений здравоохранения, лаборатории учреждений просвещения, науки; помещения электронно-вычислительных машин; кухни общественных зданий; помещения учреждений бытового обслуживания населения (парикмахерские, ателье и т. п.); технические этажи жилых и общественных зданий высотой менее 75 м (технические этажи высотных зданий – см. п.15); подвальные помещения	2,0
4	Залы: а) читальные; б) обеденные (в кафе, ресторанах, столовых и т. п.); в) собраний и совещаний, ожидания, зрительные и концертные, спортивные, фитнес-центры, бильярдные; г) торговые, выставочные и экспозиционные	2,0 3,0 4,0 4,0
5	Книгохранилища; архивы	5,0
6	Сцены зрелищных предприятий	5,0
7	Трибуны: а) с закрепленными сиденьями; б) для стоящих зрителей	4,0 5,0
8	Чердачные помещения	0,7
9	Покрытия на участках: а) с возможным скоплением людей (выходящих из производственных помещений, залов, аудиторий и т. п.); б) используемых для отдыха; в) прочих	4,0 1,5 0,7

## Окончание прил. 1

№ п.п.	Помещения зданий и сооружений	Нормативные значения равномерно распределенных нагрузок $P_t$ , кПа, не менее
10	Балконы (лоджии) с учетом нагрузки: а) полосовой равномерной на участке шириной 0,8 м вдоль ограждения балкона (лоджии); б) сплошной равномерной на площади балкона (лоджии), воздействие которой не благоприятнее, чем определяемое по подп. «а» [7]	4,0 2,0
11	Участки обслуживания и ремонта оборудования в производственных помещениях	1,5
12	Вестибюли, фойе, коридоры, лестницы (с относящимися к ним проходами), примыкающие к помещениям, указанным в позициях: а) 1, 2 и 3; б) 4, 5, 6 и 11; в) 7	3,0 4,0 5,0
13	Перроны вокзалов	4,0
14	Помещения для скота: а) мелкого; б) крупного	2,0 5,0
15	Технические этажи (для высотных зданий и комплексов)	10,0
16	Вестибюли, фойе и коридоры первого этажа (для высотных зданий и комплексов)	4,0
17	Лестницы и входы (для высотных зданий и комплексов)	5,0
18	Карнизы (для высотных зданий и комплексов)	1,4

*Примечания.* 1. Нагрузки, указанные в п. 8, следует учитывать на площади, не занятой оборудованием и материалами.

2. Нагрузки, указанные в п. 9, не следует учитывать одновременно со снеговой нагрузкой.

3. Нагрузки, указанные в п. 10, следует учитывать при расчете несущих конструкций балконов (лоджий) и участков стен в местах заземления 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 6.7 и 6.8 [7].

4. Нормативные значения нагрузок для зданий и помещений, указанных в пп. 3, 4, г, 6, 11 и 14, следует принимать по заданию на проектирование на основании технологических решений.

**Нормативные значения эквивалентных вертикальных равномерно распределенных и местных сосредоточенных нагрузок на перекрытия, покрытия и полы на грунтах автостоянок**

№ п.п.	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 30 кН включительно: а) площади парковки; б) пандусы и подъездные пути	3,5 5,0	20,0 25,0
2	Автостоянки в зданиях для автомашин общим весом от 30 до 160 кН: а) площади парковки; б) пандусы и подъездные пути	5,0 7,0	90,0 100,0
3	Автостоянки для автомашин общим весом свыше 160 кН	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 п. 2, следует принимать по заданию на проектирование на основании технологических решений.

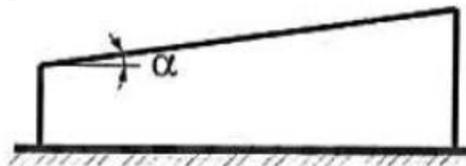
3. Если внутригаражные проезды доступны для проезда автотранспорта, не размещаемого на автостоянке, то их следует относить к подъездным путям.

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

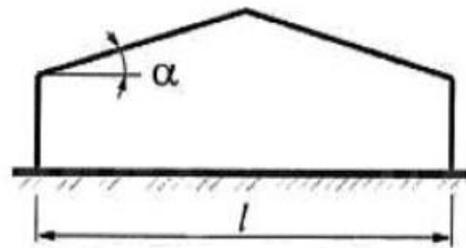
**Схемы снеговых нагрузок**

**Схема 1. Здания с односкатными и двускатными покрытиями**

а) Для зданий с одно- и двускатными покрытиями (рис. ПЗ.1) коэффициент  $\mu$  определяется по табл. ПЗ.1. Промежуточные значения определяются линейной интерполяцией.



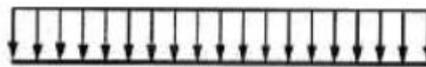
а)



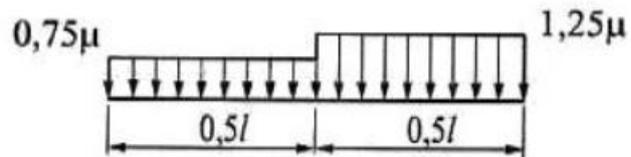
б)

$\mu$

Вариант 1



Вариант 2



Вариант 3

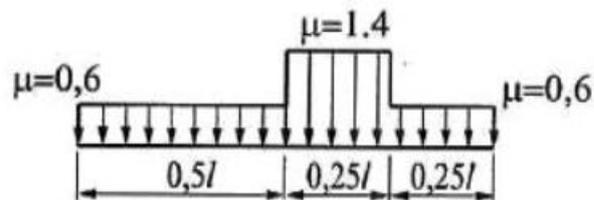


Рис. ПЗ.1

Таблица ПЗ.1

Значения коэффициента  $\mu$ 

Уклон покрытия $\alpha$	$\mu$
$\alpha \leq 30^\circ$	1
$\alpha \geq 60^\circ$	0

б) Варианты 2 и 3 следует учитывать для зданий с двускатными покрытиями (рис. ПЗ.1, б), при этом вариант 2 – при  $15 \leq \alpha \leq 40^\circ$ ; вариант 3 – при  $10 \leq \alpha \leq 30^\circ$  только при наличии ходовых мостиков или аэрационных устройств по коньку покрытия.

*Примечания.* 1. Для конструктивных схем покрытий, чувствительных к локальной неравномерности распределения снеговой нагрузки, необходимо рассмотреть дополнительную схему с коэффициентами  $\mu = 0,9$  и  $\mu = 1,1$  на двух скатах в поперечном направлении (см. рис. ПЗ.1, вариант 2) 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 для двускатных покрытий или примечанию 1 для односкатных независимо от их уклона.

### Схема 2. Здания со сводчатыми и близкими к ним по очертанию покрытиями

Для зданий со сводчатыми и близкими к ним по очертанию покрытиями (см. ПЗ.2) следует принимать

$$\mu_1 = \cos(1,5\alpha), \quad \mu_2 = 2\sin(3\alpha), \quad (\text{ПЗ.1})$$

где  $\alpha$  – уклон покрытия, град.

Значения  $\mu_1$  вычисляются в каждой точке покрытия.

Для сводчатых поверхностей кругового очертания значения  $\mu_2$  вычисляются в точках с уклоном  $\alpha = 30^\circ$ ,  $\alpha = 60^\circ$  и в крайнем сечении покрытия (точки А, В и С на рис. ПЗ.2). Промежуточные значения  $\mu_2$  определяются линейной интерполяцией. Для сводчатых покрытий некругового очертания значения  $\mu_2$  вычисляются по формуле (ПЗ.1) в каждой точке. При  $\alpha \geq 60^\circ$   $\mu_1 = 0$  и  $\mu_2 = 0$ .

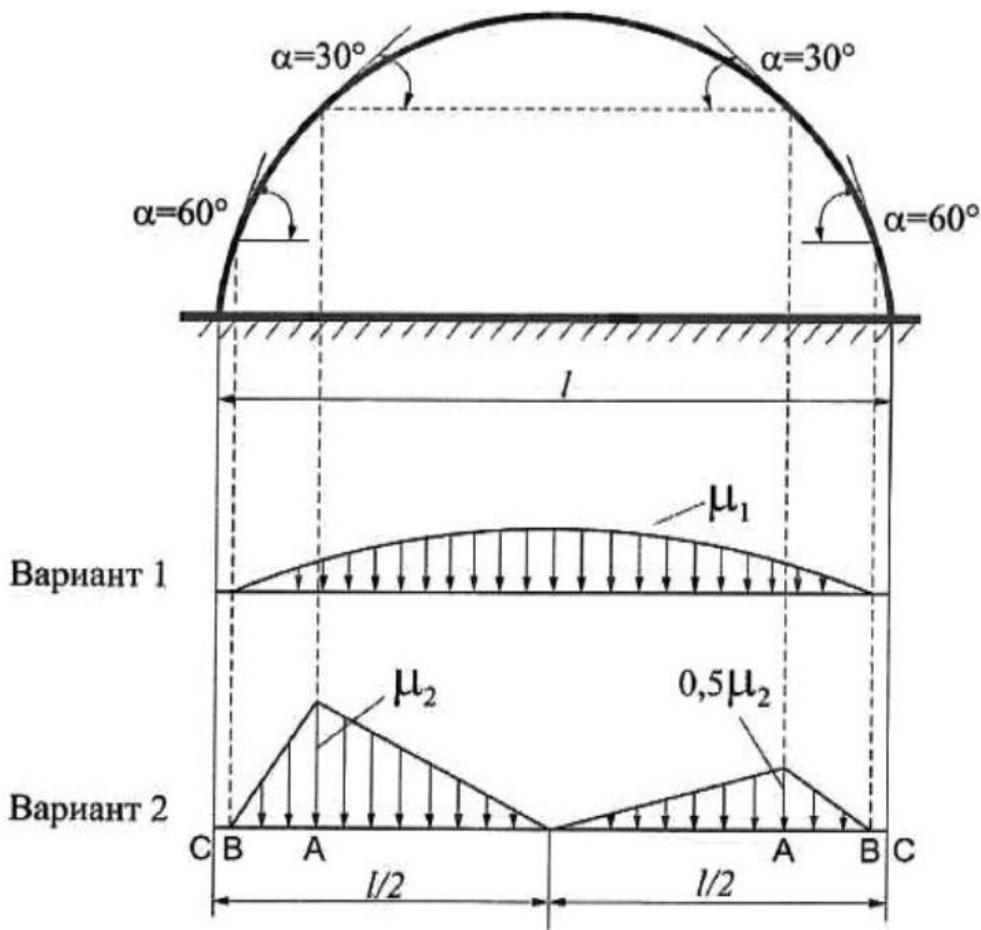


Рис. ПЗ.2

Для покрытий в виде стрельчатых арок (рис. ПЗ.3) при  $\beta \geq 15^\circ$  необходимо использовать схему 1 (см. рис. ПЗ.1, б), принимая  $l = l'$ , при  $\beta < 15^\circ$  – схему 2 (см. рис. ПЗ.2).

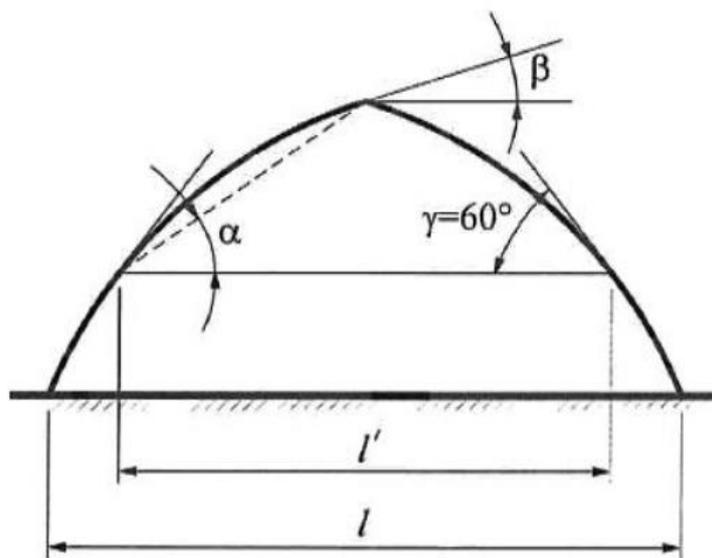


Рис. ПЗ.3

**Схема 3. Двух- и многопролетные здания с двускатными покрытиями**

Для двух- и многопролетных зданий с двускатными покрытиями (см. рис. ПЗ.4) вариант 1 следует учитывать во всех случаях, вариант 2 – для двухпролетных зданий при  $\alpha \geq 15^\circ$ , вариант 3 – для многопролетных зданий при  $\alpha \geq 15^\circ$ . Для двух- и многопролетных зданий при  $\alpha \geq 30^\circ$  следует учитывать также схему варианта 2 на рис. ПЗ.5.

Для покрытий, имеющих габаритные размеры, превышающие 100 м в обоих направлениях, при  $\alpha < 15^\circ$  необходимо учитывать случай неравномерно распределенной снеговой нагрузки с коэффициентами  $\mu = 0,9$  и  $\mu = 1,1$  в смежных пролетах.

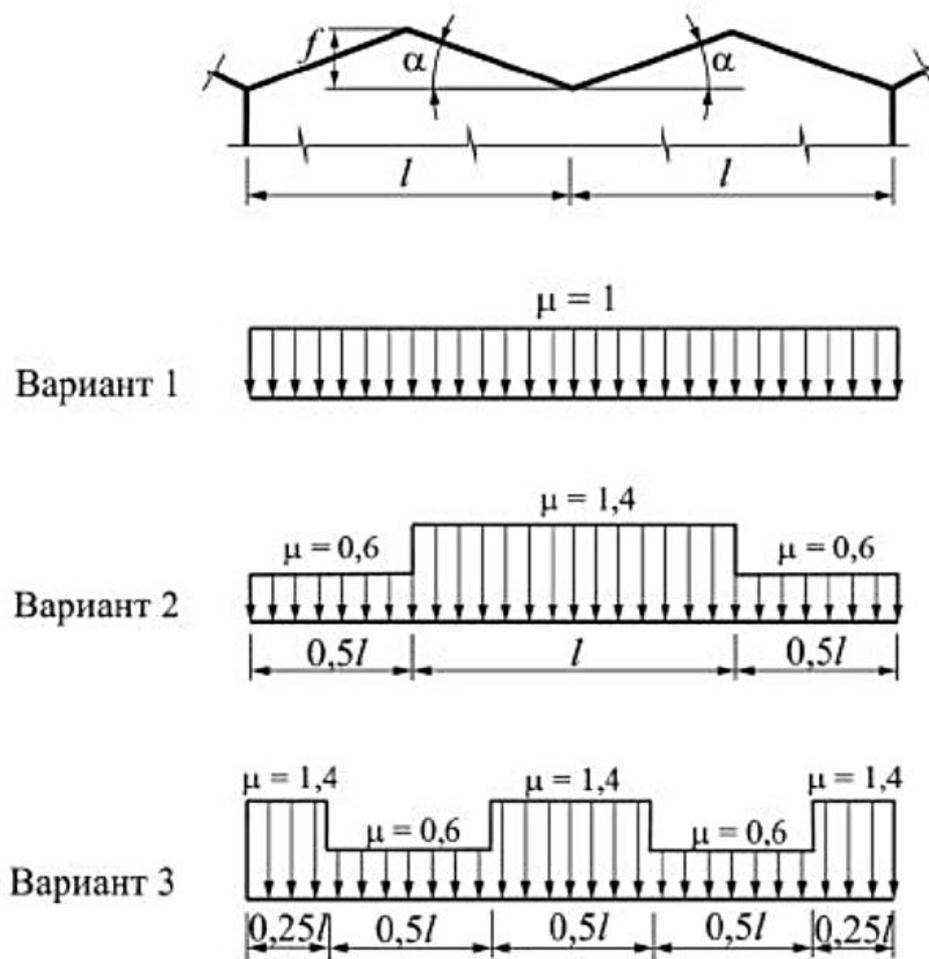


Рис. ПЗ.4

**Схема 4. 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 (рис. ПЗ.5) вариант 2 следует учитывать при  $\frac{f}{l} > 0,1$ .

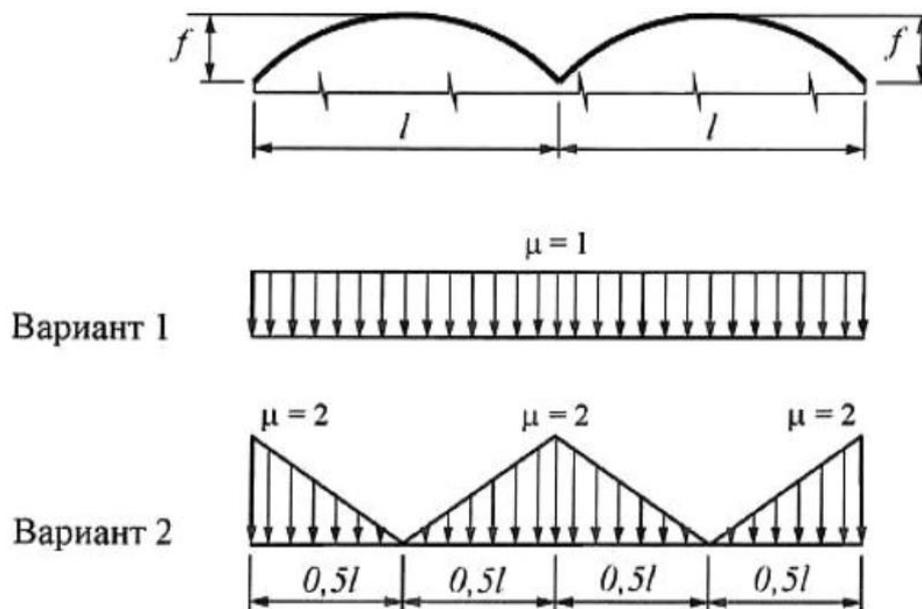


Рис. ПЗ.5

**Сумма абсолютных значений среднемесячных  
отрицательных температур за зиму  $M_t$ , средняя температура января,  
снеговой и ветровой район**

Город	$M_t$	Температура января, °С	Снеговой район	Ветровой район	Средняя скорость ветра, м/с
Астрахань	11,1	-4,8	I	III	3,3
Белгород	17,6	-6,6	III	II	4,3
Владимир	30,2	-9,7	III	I	3,4
Волгоград	18,1	-6,9	II	III	3,9
Вологда	38,3	-11,7	IV	I	3,6
Воронеж	21,4	-7,5	III	II	3,3
Иваново	33,4	-10,4	IV	I	3,8
Калуга	25,3	-8,4	III	I	3,5
Кострома	33,6	-10,6	IV	I	3,7
Краснодар	0,2	-0,2	II	IV	2,7
Курск	21,3	-7,3	III	II	3,6
Липецк	26,1	-8,5	III	II	4,3
Москва	22,9	-7,8	III	I	2,0
Нижний Новгород	32,2	-10,1	IV	I	2,8
Новгород	22,8	-7,7	III	I	4,2
Орел	23,0	-7,8	III	II	4,0
Пенза	33,0	-9,8	III	II	3,9
Псков	17,9	-6,3	III	I	3,3
Ростов-на-Дону	8,2	-3,8	II	III	4,8
Рязань	27,8	-9,0	III	I	3,2
Самара	35,9	-11,2	IV	III	3,1
Санкт-Петербург	18,3	-6,6	III	II	2,5
Саратов	26,6	-8,7	III	III	3,3
Смоленск	22,2	-7,5	III	I	3,4
Ставрополь	6,0	-2,9	II	IV	4,0
Тамбов	27,1	-8,8	III	II	3,6
Тула	24,7	-8,2	III	I	3,1
Ульяновск	36,8	-10,5	IV	II	4,4
Уфа	46,6	-13,8	V	II	2,9
Чебоксары	45,1	-13,0	IV	I	5,0
Челябинск	51,8	-15,0	IV	II	2,3
Ярославль	33,6	-10,3	IV	I	3,8

## Нормативные значения веса снегового покрова для городов РФ

№	Город, населенный пункт	$S_{\text{сн}}$ , кг/м <sup>2</sup>	№	Город, населенный пункт	$S_{\text{сн}}$ , кг/м <sup>2</sup>	№	Город, населенный пункт	$S_{\text{сн}}$ , кг/м <sup>2</sup>
Республика Адыгея (Адыгея)			Республика Дагестан			Кировская область		
1	Майкоп	0,90	1	Каспийск	0,60	1	Киров	2,10
Алтайский край, Республика Алтай			2	Махачкала	0,60	Республика Коми		
1	Барнаул	1,55	3	Хасавюрт	0,65	1	Сыктывкар	2,45
2	Бийск	2,15	Еврейская автономная область			2	Ухта	2,15
3	Горно-Алтайск	1,90	1	Биробиджан	0,95	Костромская область		
4	Рубцовск	1,00	Забайкальский край			1	Кострома	1,80
Амурская область			1	Чита	0,40	Краснодарский край		
1	Благовещенск	0,50	Ивановская область			1	Армавир	0,85
Архангельская область			1	Иваново	1,70	2	Краснодар	1,10
1	Архангельск	1,80	2	Кинешма	1,90	3	Кропоткин	0,70
2	Северодвинск	2,25	Республика Ингушетия			Красноярский край		
Астраханская область			1	Назрань	0,65	1	Ачинск	1,25
1	Астрахань	0,40	Иркутская область			2	Канск	1,10
Республика Башкортостан			1	Ангарск	1,05	3	Красноярск	1,35
1	Нефтекамск	2,05	2	Братск	1,25	4	Норильск	2,40
2	Октябрьский	1,85	3	Иркутск	1,05	Республика Крым		
3	Салават	2,45	4	Усть-Илимск	1,25	1	Евпатория	0,45
4	Стерлитамак	2,20	Кабардино-Балкарская Республика			2	Ялта	0,50
5	Уфа	2,45	1	Нальчик	0,50	Курганская область		
Белгородская область			Калининградская область			1	Курган	1,30
1	Белгород	1,55	1	Калининград	0,80	Курская область		
2	Старый Оскол	1,55	Республика Калмыкия			1	Железногорск	1,40
Брянская область			1	Элиста	0,70	2	Курск	1,25
1	Брянск	1,60	Калужская область			Ленинградская область		
Республика Бурятия			1	Калуга	1,90	1	Выборг	1,80
1	Улан-Уде	0,45	Камчатский край			2	Гатчина	1,40
Владимирская область			1	Петропавловск-Камчатский	4,10	3	Пушкин	1,30
1	Владимир	1,85	Карачаево-Черкесская Республика			4	Санкт-Петербург	1,30
2	Ковров	1,60	1	Черкесск	0,60	Липецкая область		
3	Муром	1,55	Республика Карелия			1	Елец	1,35
Волгоградская область			1	Петрозаводск	1,70	2	Липецк	1,50
1	Волгоград	1,00	Кемеровская область			Магаданская область		
2	Волжский	1,00	1	Кемерово	1,80	1	Магадан	1,35
3	Камышин	1,15	2	Киселевск	1,60	Республика Марий Эл		
Вологодская область			3	Междуреченск	3,50	1	Йошкар-Ола	1,80
1	Вологда	1,65	4	Новокузнецк	1,80	Республика Мордовия		
2	Череповец	1,85	5	Прокопьевск	1,60	1	Саранск	1,60
Воронежская область								
1	Воронеж	1,55						

## Окончание прил. 5

№	Город, населенный пункт	$S_{гр}$ , кН/м <sup>2</sup>	№	Город, населенный пункт	$S_{гр}$ , кН/м <sup>2</sup>	№	Город, населенный пункт	$S_{гр}$ , кН/м <sup>2</sup>
Московская область			Рязанская область			Республика Тыва		
1	Дмитров	1,45	1	Рязань	1,55	1	Кызыл	0,50
2	Клин	1,85	Самарская область			Тульская область		
3	Коломна	1,45	1	Новокуйбышевск	1,60	1	Новомосковск	1,45
4	Москва	1,45	2	Самара	1,60	2	Тула	1,50
5	Сергиев Посад	1,60	3	Сызрань	1,55	Тюменская область		
6	Серпухов	1,50	4	Тольятти	1,65	1	Тобольск	1,55
Мурманская область			Саратовская область			2	Тюмень	1,60
1	Мурманск	3,20	1	Саратов	1,40	Ханты-Мансийский автономный округ — Югра		
Нижегородская область			2	Энгельс	1,40	3	Нефтеюганск	1,80
1	Арзамас	1,60	Республика Саха (Якутия)			4	Нижневартовск	2,30
2	Нижний Новгород	2,10	1	Якутск	0,70	5	Сургут	1,80
3	Саров	1,65	Сахалинская область			6	Ханты-Мансийск	1,95
Новгородская область			1	Южно-Сахалинск	3,85	Ямало-Ненецкий автономный округ		
1	Великий Новгород	1,55	Свердловская область			7	Новый Уренгой	2,55
Новосибирская область			1	Екатеринбург	1,35	Удмуртская Республика		
1	Бердск	1,60	2	Каменск-Уральский	1,25	1	Воткинск	2,35
2	Новосибирск	1,60	3	Нижний Тагил	1,50	2	Глазов	1,70
Омская область			4	Первоуральск	1,40	3	Ижевск	2,15
1	Омск	1,35	5	Серов	1,55	4	Сарапул	1,80
Оренбургская область			Республика Северная Осетия — Алания			Ульяновская область		
1	Бузулук	1,30	1	Владикавказ	0,65	1	Ульяновск	1,40
2	Оренбург	1,25	Смоленская область			2	Димитровград	2,05
3	Орск	1,20	1	Смоленск	1,60	Хабаровский край		
Орловская область			Ставропольский край			1	Комсомольск-на-Амуре	1,25
1	Орел	1,40	1	Ессентуки	0,65	2	Хабаровск	1,10
Пензенская область			2	Кисловодск	0,65	Челябинская область		
1	Кузнецк	1,80	3	Невинномысск	0,75	1	Златоуст	1,85
2	Пенза	1,45	4	Пятигорск	0,45	2	Копейск	1,20
Пермский край			5	Ставрополь	0,95	3	Магнитогорск	1,30
1	Березники	2,45	Тамбовская область			4	Миасс	1,10
2	Пермь	1,95	1	Мичуринск	1,50	5	Челябинск	1,20
3	Соликамск	2,60	2	Тамбов	1,40	Чеченская Республика		
4	Чайковский	1,85	Республика Татарстан (Татарстан)			1	Грозный	0,45
Приморский край			1	Альметьевск	1,85	Чувашская Республика — Чувашия		
1	Уссурийск	0,70	2	Бугульма	2,55	1	Новочебоксарск	1,95
Псковская область			3	Казань	2,30	2	Чебоксары	1,95
1	Великие Луки	1,10	4	Набережные Челны	2,25	Ярославская область		
2	Псков	1,30	5	Нижнекамск	2,10	1	Рыбинск	2,00
Ростовская область			Тверская область			2	Ярославль	1,80
1	Волгодонск	0,85	1	Тверь	1,60			
2	Новочеркасск	0,85	Томская область					
3	Новошахтинск	0,80	1	Северск	2,15			
4	Ростов-на-Дону	0,85	2	Томск	2,15			
5	Таганрог	0,85						
6	Шахты	0,80						

**Вес снегового покрова  $S_g$  на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальной поверхности земли**

Снеговые районы (принимаются по карте 1 приложения Е [7])	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
$S_g, \text{ кН/м}^2$	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0

**Схемы ветровых нагрузок и значения аэродинамических коэффициентов**

**1. Прямоугольные в плане здания с двускатными покрытиями**

Для наветренных, подветренных и различных участков боковых стен (рис. П7.1) аэродинамические коэффициенты приведены в табл. П7.1. Для стен с отрицательным уклоном при  $45^\circ < \theta < 90^\circ$  аэродинамические коэффициенты определяются так же, как и для вертикальных стен.

Для боковых стен с выступающими лоджиями аэродинамический коэффициент трения  $c_f = 0,1$ .

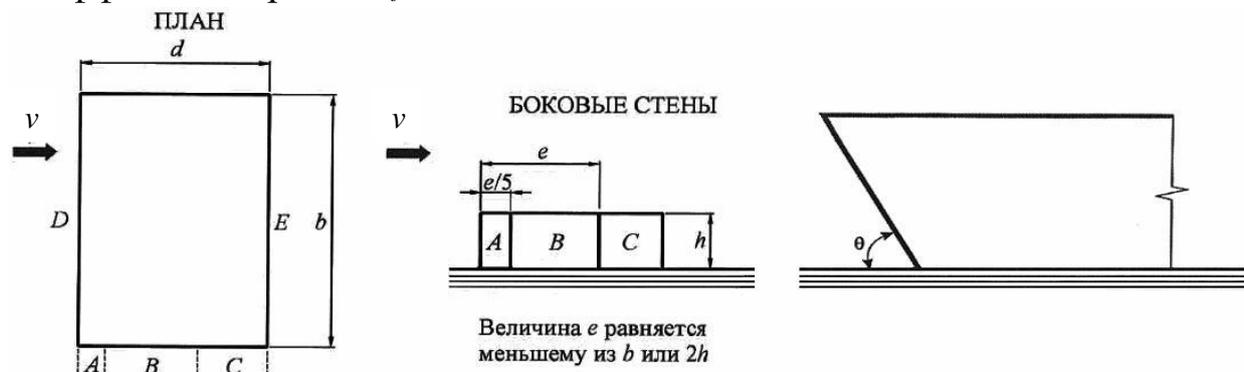


Рис. П7.1

Таблица П7.1

**Значения аэродинамических коэффициентов**

Боковые стены			Наветренная сторона	Подветренная сторона
Участки				
A	B	C	D	E
-1,0	-0,8	-0,5	0,8	-0,5

Для различных участков покрытия (рис. П7.2) коэффициент  $c_e$  определяется по табл. П7.2 и П7.3 в зависимости от направления средней скорости ветра.

Для углов  $15^\circ \leq \beta \leq 30^\circ$  при  $\alpha = 0^\circ$  необходимо рассмотреть два варианта распределения расчетной ветровой нагрузки.

Для протяженных гладких покрытий при  $\alpha = 90^\circ$  (рис. П7.2, вариант б) аэродинамические коэффициенты трения  $c_f = 0,02$ .



Рис. П7.2

Таблица П7.2

Значения коэффициента  $c_e$  (при  $\alpha = 0^\circ$ )

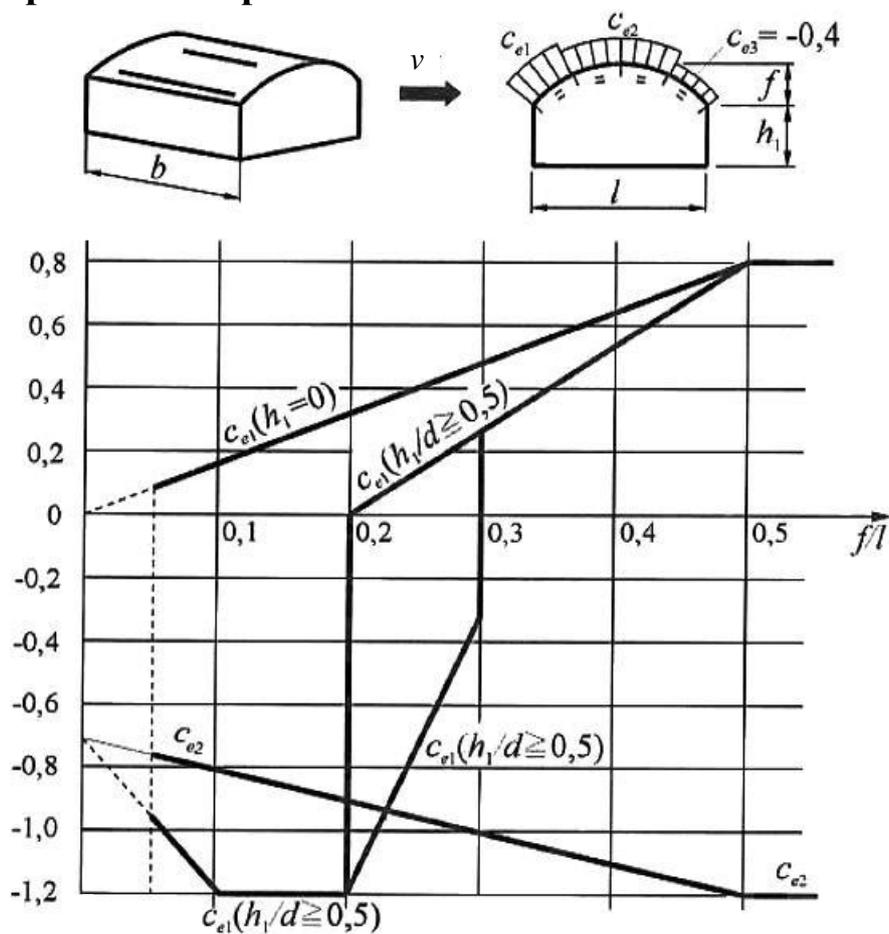
Уклон $\beta$ , град	F	G	H	I	J
0	-1,8	-1,3	-0,7	-0,5	-0,5
15	-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1,0
	0,2	0,2	0,2		
30	-0,5	-0,5	-0,2	-0,4	-0,5
	0,7	0,7	0,4		
45	0,7	0,7	0,6	-0,2	-0,3
60	0,7	0,7	0,7	-0,2	-0,3
75	0,8	0,8	0,8	-0,2	-0,3

Таблица П7.3

Значения коэффициента  $c_e$  (при  $\alpha = 90^\circ$ )

Уклон $\beta$ , град	F	G	H	I
0	-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

## 2. Прямоугольные в плане здания со сводчатыми и близкими к ним по очертанию покрытиями



При  $0,2 \leq f/l \leq 0,3$  и  $h_1/l \geq 0,5$  необходимо учитывать два значения коэффициента  $c_{e1}$ .

Аэродинамические коэффициенты  $c_e$  для стен принимаются в соответствии с табл. П7.1.

## 3. Здания с продольными фонарями и здания переменной высоты

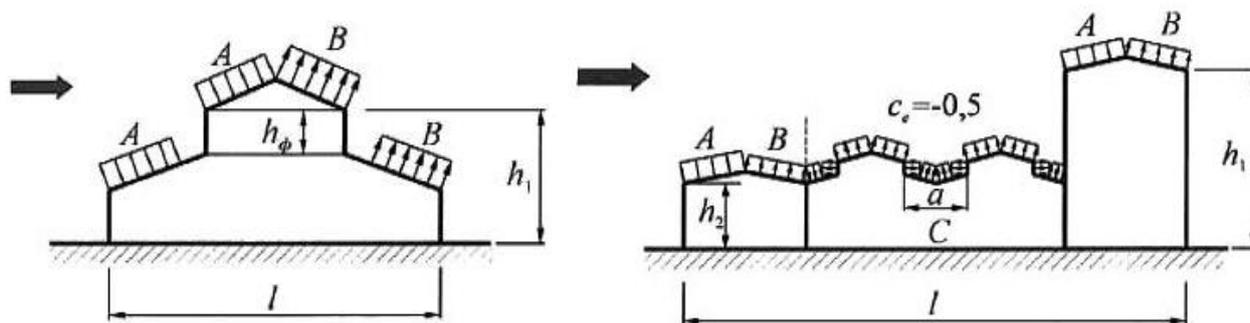


Рис. П7.3

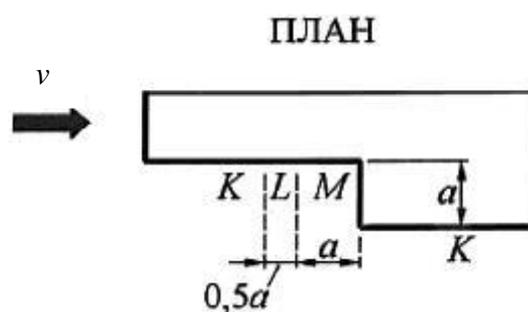
Для участков  $A$  и  $B$  (рис. П7.3) коэффициенты  $c_e$  следует определять в соответствии с табл. П7.2 и П7.3.

Для фонарей участка  $C$  при  $\lambda \leq 2$   $c_x = 0,2$ ; при  $2 \leq \lambda \leq 8$  для каждого фонаря  $c_x = 0,1\lambda$ ; при  $\lambda > 8$   $c_x = 0,8$ .  $\lambda = a/h_{\text{ф}}$ .

Для остальных участков покрытия  $c_e = -0,5$ .

Для вертикальных поверхностей и стен зданий коэффициенты  $c_e$  следует определять в соответствии с табл. П7.1.

#### 4. Здания с уступами



Для участка  $M$  коэффициент  $c_e = 0,8$ .

Для участка  $K$  коэффициенты  $c_e$  следует принимать в соответствии с табл. П7.1.

Для участка  $L$  коэффициент  $c_e$  следует определять линейной интерполяцией.

Для остальных вертикальных поверхностей коэффициент  $c_e$  необходимо определять в соответствии с табл. П7.1.

Для покрытия зданий коэффициенты  $c_e$  определяются в соответствии с табл. П7.2 и П7.3.

**Предельные деформации основания фундаментов  
объектов нового строительства**

Сооружения	Предельные деформации		
	Относительная разность осадок $(\Delta s / L)_u$	Крен $i_u$	Максимальная $s_u^{\text{пик}}$ или средняя $\bar{s}_u$ осадка, см
1. Производственные и гражданские одно- и многоэтажные здания с полным каркасом: – железобетонным; – то же, с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий, а также здания монолитной конструкции; – стальным – то же, с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий	0,002	–	10
	0,003	–	15
	0,004	–	15
	0,005	–	18
2. Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	0,006	–	20
3. Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами: – из крупных панелей; – крупных блоков или кирпичной кладки без армирования; – из крупных панелей с армированием, в том числе с устройством железобетон- ных поясов или монолитных перекрытий, а также здания монолитной конструкции	0,0016	–	12
	0,0020	–	12
	0,0024	–	18
4. Сооружения элеваторов из железобетон- ных конструкций: – рабочее здание и силосный корпус монолитной конструкции на одной фундаментной плите; – то же, сборной конструкции; – отдельно стоящий силосный корпус; монолитной конструкции – то же, сборной конструкции	–	0,003	40
	–	0,003	30
	–	0,004	40
	–	0,004	30
5. Дымовые трубы высотой $H$ , м: $H \leq 100$ $100 < H \leq 200$ $200 < H \leq 300$ $H > 300$	–	0,005	40
	–	$1/(2H)$	30
	–	$1/(2H)$	20
	–	$1/(2H)$	10
6. Жесткие сооружения высотой до 100 м, кроме указанных в пп. 4 и 5	–	0,004	20

Сооружения	Предельные деформации		
	Относительная разность осадок $(\Delta s / L)_u$	Крен $i_u$	Максимальная $s_u^{\max}$ или средняя $\bar{s}_u$ осадка, см
7. Антенные сооружения связи:			
– стволы мачт заземленные;	–	0,002	20
– то же, электрически изолированные;	–	0,001	10
– башни радио;	0,002	–	–
– башни коротковолновых радиостанций;	0,0025	–	–
– башни (отдельные блоки)	0,001	–	–
8. Опоры воздушных линий электропередачи:			
– промежуточные прямые;	0,003	–	–
– анкерные и анкерно-угловые;	0,0025	–	–
– промежуточные угловые, концевые, порталы открытых распределительных устройств специальные переходные	0,002	–	–

*Примечания.* 1. Значение предельной максимальной осадки основания фундаментов  $s_u^{\max}$  применяется к сооружениям, возводимым на отдельно стоящих фундаментах на естественном (искусственном) основании или на свайных фундаментах с отдельно стоящими ростверками (ленточные, столбчатые и т. п.).

2. Значение предельной средней осадки  $\bar{s}_u$  основания фундаментов применяются к сооружениям, возводимым на едином монолитном железобетонном фундаменте неразрезной конструкции (перекрестные ленточные и плитные фундаменты на естественном или искусственном основании, свайные фундаменты с плитным ростверком, плитно-свайные фундаменты и т. п.),

3. Предельные значения относительного прогиба зданий, указанных в п. 3, принимают равными  $0,5(\Delta s / L)_u$ , а относительного выгиба –  $0,25(\Delta s / L)_u$ .

4. При определении относительной разности осадок  $(\Delta s / L)$  в п. 8 за  $L$  принимают расстояние между осями блоков фундаментов в направлении горизонтальных нагрузок, а в опорах с оттяжками – расстояние между осями сжатого фундамента и анкера.

5. Если основание сложено горизонтальными (с уклоном не более 0,1), выдержанными по толщине слоями грунтов, предельные значения максимальных и средних осадок допускается увеличивать на 20 %.

6. Предельные значения подъема основания, сложенного набухающими грунтами, допускается принимать: максимальный и средний подъем в размере 25 % и относительную разность осадок в размере 50 % соответствующих предельных значений деформаций, приведенных в данном приложении, а относительный выгиб – в размере  $0,25(\Delta s / L)_u$ .

7. На основе обобщения опыта проектирования, строительства и эксплуатации отдельных видов сооружений допускается принимать предельные значения деформаций основания фундаментов, отличающиеся от указанных в данном приложении.

**Основные размеры и масса железобетонных свай  
квадратного сечения**

Марка	Сторона поперечного сечения, мм	Длина, мм		Масса, т	
		призматической части $L$	острия $l$	1 м сваи	острия
С	200	3000–6000	150	0,10	0,01
	250	4500–6000	250	0,16	0,03
	300	3000–12000	250	0,22	0,05
	350	8000–16000	300	0,30	0,06
	400	13000–16000	350	0,40	0,08
СН	300	9000–15000	250	0,22	0,04
	350	10000–20000	300	0,30	0,06
	400	13000–16000	350	0,40	0,08
СН <sub>пр</sub>	200	3000–6000	150	0,10	0,01
	250	4500–6000	250	0,16	0,03
	300	2000–15000	250	0,22	0,05
	350	8000–20000	300	0,30	0,06
	400	13000–20000	350	0,40	0,08
СН <sub>п</sub>	300	11000–15000	250	0,22	0,04
	350	10000–20000	300	0,30	0,06
	400	13000–20000	350	0,40	0,08

*Примечания.* 1. Длина забивных свай  $L$  измеряется от оголовка сваи до начала острия.

2. Длина забивных свай до 6 м изменяется в каталогах через 0,5 м, свыше 6 м – через 1 м.

3. Обозначение свай: С4,5-30 – сплошная свая с поперечным армированием и с ненапрягаемой арматурой длиной 4,5 м и сечением 30 × 30 см (ГОСТ 19804.1) (С – свая с ненапрягаемой арматурой; СН – с напрягаемой арматурой; СН<sub>пр</sub> – с напрягаемой проволочной арматурой; СН<sub>п</sub> – с напрягаемой прядевой арматурой).

4. Глубину погружения нижнего конца сваи и среднюю глубину расположения слоя грунта при планировке территории срезкой, подсыпкой, намывом до 3 м следует принимать от уровня природного рельефа, а при срезке, подсыпке, намыве от 3 м – от условной отметки, расположенной соответственно на 3 м выше уровня срезки или на 3 м ниже уровня подсыпки.

**Расчетные сопротивления грунта под нижним концом свай**

Глубина погружения нижнего конца свай, м	Расчетные сопротивления под нижним концом забивных и вдавливаемых свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта $R$ , кПа						
	песков средней плотности						
	гравелистых	крупных	–	средней крупности	мелких	пылеватых	–
	глинистых грунтов при показателе текучести $I_L$ , равном						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	$\frac{6600}{4000}$	3000	$\frac{3100}{2000}$	$\frac{2000}{1200}$	1100	600
4	8300	$\frac{6800}{5100}$	3800	$\frac{3200}{2500}$	$\frac{2100}{1600}$	1250	700
5	8800	$\frac{7000}{6200}$	4000	$\frac{3400}{2800}$	$\frac{2200}{2000}$	1300	800
7	9700	$\frac{7300}{6900}$	4300	$\frac{3700}{3300}$	$\frac{2400}{2200}$	1400	850
10	10500	$\frac{7700}{7300}$	5000	$\frac{4000}{3500}$	$\frac{2600}{2400}$	1500	900
15	11700	$\frac{8200}{7500}$	5600	$\frac{4400}{4000}$	2900	1650	1000
20	12600	8500	6200	$\frac{4800}{4500}$	3200	1800	1100
25	13400	9000	6800	5200	3500	1950	1200
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10000	8000	6000	4100	2250	1400
40	15800	10500	8600	6400	4400	2400	1500

*Примечания.* 1. Над чертой даны значения  $R$  для песков, под чертой – для глинистых грунтов.

2. Глубину погружения нижнего конца свай и среднюю глубину расположения слоя грунта при планировке территории срезкой, подсыпкой, намывом до 3 м следует принимать от уровня природного рельефа, а при срезке, подсыпке, намыве от 3 м – от условной отметки, расположенной соответственно на 3 м выше уровня срезки или на 3 м ниже уровня подсыпки.

3. Глубину погружения нижнего конца свай и среднюю глубину расположения слоя грунта в водоеме следует принимать от уровня дна после общего размыва расчетным паводком, на болотах – от уровня дна болота.

4. При проектировании путепроводов через выемки глубиной до 6 м для свай, забиваемых молотами без подмыва или устройства лидерных скважин, глубину погружения в грунт нижнего конца свай (см. прил. 9) следует принимать от уровня природного рельефа.

ефа в месте сооружения фундамента. Для выемок глубиной более 6 м глубину погружения свай следует принимать как для выемок глубиной 6 м.

5. Для промежуточных глубин погружения свай и промежуточных значений показателя текучести  $I_L$  глинистых грунтов значения  $R$  и  $f_i$  в прил. 9 и 10 определяют интерполяцией.

6. Для плотных песков, плотность которых определена по данным статического зондирования, значения  $R$  по прил. 9 для свай, погруженных без использования подмыва или лидерных скважин, следует увеличить на 100 % – для песков крупных и средней крупности и на 130 % – для песков мелких и пылеватых. При определении плотности грунта по данным других видов инженерных изысканий и отсутствии данных статического зондирования для плотных песков значения  $R$  по прил. 9 следует увеличить на 60 % – для песков крупных и средней крупности и на 75 % – для песков мелких и пылеватых, но не более чем до 20 000 кПа.

7. Значения расчетных сопротивлений  $R$  по прил. 9 допускается использовать при условии, если заглубление свай в неразмываемый и несрезаемый грунт составляет не менее, м: 4,0 – для мостов и гидротехнических сооружений; 3,0 – для зданий и прочих сооружений.

8. Значения расчетного сопротивления  $R$  под нижним концом забивных свай сечением  $0,15 \times 0,15$  м и менее, используемых в качестве фундаментов под внутренние перегородки одноэтажных производственных зданий, допускается увеличивать на 20 %.

9. Для супесей при числе пластичности  $I_p \leq 4$  и коэффициенте пористости  $e < 0,8$  расчетные сопротивления  $R$  и  $f_i$  следует определять как для пылеватых песков средней плотности.

10. При расчетах показатель текучести грунтов следует принимать применительно к прогнозируемому их состоянию в период эксплуатации проектируемых зданий и сооружений.

**Расчетные сопротивления на боковой поверхности забивных свай**

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Расчетные сопротивления на боковой поверхности забивных и вдавливаемых свай и свай-оболочек $f_i$ , кПа								
	песков средней плотности								
	крупных и средней крупности	мелких	пылеватых	–	–	–	–	–	–
	глинистых грунтов при показателе текучести $I_L$								
	$\leq 0,2$	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7
40	107	74	53	38	23	14	9	8	7

*Примечания.* 1. При определении расчетного сопротивления грунта на боковой поверхности свай  $f_i$  следует учитывать требования, изложенные в примеч. 2, 3 и 8 прил. 10.

2. При определении расчетных сопротивлений грунтов на боковой поверхности свай  $f_i$  пласты грунтов следует расчленять на однородные слои толщиной не более 2 м.

3. Значения расчетного сопротивления плотных песков на боковой поверхности свай  $f_i$  следует увеличивать на 30 % по сравнению с приведенными значениями.

4. Расчетные сопротивления супесей и суглинков с коэффициентом пористости  $e < 0,5$  и глин с коэффициентом пористости  $e < 0,6$  следует увеличивать на 15 % по сравнению со значениями, приведенными в данном приложении, при любых значениях показателя текучести.

**Коэффициенты условий работы для расчета несущей способности забивных свай**

Способы погружения забивных и вдавливаемых свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, и виды грунтов	Коэффициенты условий работы грунта при расчете несущей способности свай	
	под нижним концом $\gamma_{CR}$	на боковой поверхности $\gamma_{CF}$
1. Погружение сплошных и полых с закрытым нижним концом свай механическими (подвесными), паровоздушными и дизельными молотами	1,0	1,0
2. Погружение забивкой и вдавливанием в предварительно пробуренные лидерные скважины с заглублением концов свай не менее 1 м ниже забоя скважины при ее диаметре: – равном стороне квадратной сваи; – на 0,05 м менее стороны квадратной сваи; – на 0,15 м менее стороны квадратной или диаметра сваи круглого сечения (для опор линий электропередачи)	1,0 1,0 1,0	0,5 0,6 1,0
3. Погружение с подмывом в песчаные грунты при условии добивки свай на последнем этапе погружения без применения подмыва на 1 м и более	1,0	0,9
4. Вибропогружение свай-оболочек, вибропогружение и вибровдавливание свай в грунты: – пески средней плотности: крупные и средней крупности; мелкие; пылеватые; – глинистые с показателем текучести $I_L = 0,5$ : супеси; суглинки; глины; – глинистые с показателем текучести $I_L \leq 0$	1,2 1,0 1,0 0,9 0,8 0,7 1,0	1,0 1,0 1,0 0,9 0,9 0,9 1,0
5. Погружение молотами полых железобетонных свай с открытым нижним концом: – при диаметре полости сваи менее 0,4 м; – то же, от 0,4 до 0,8 м	1,0 0,7	1,0 1,0
6. Погружение любым способом полых свай круглого сечения с закрытым нижним концом на глубину 10 м и более с последующим устройством в нижнем конце свай камуфлетного уширения в песчаных грунтах средней плотности и в глинистых грунтах с показателем текучести $I_L \leq 0,5$ при диаметре уширения, равном: – 1,0 м независимо от указанных видов грунта; – 1,5 м в песках и супесях; – 1,5 м в суглинках и глинах	0,9 0,8 0,7	1,0 1,0 1,0

## Окончание прил. 12

Способы погружения забивных и вдавливаемых свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, и виды грунтов	Коэффициенты условий работы грунта при расчете несущей способности свай	
	под нижним концом $\gamma_{cR}$	на боковой поверхности $\gamma_{cf}$
7. Погружение вдавливанием свай:		
– в пески крупные, средней крупности и мелкие;	1,1	1,0
– в пески пылеватые;	1,1	0,8
– в глинистые грунты с показателем текучести $I_L \leq 0,5$ ;	1,1	1,0
– то же, $I_L \geq 0,5$	1,0	1,0

*Примечание.* Коэффициенты  $\gamma_{R,R}$  и  $\gamma_{R,f}$  по п. 4 для глинистых грунтов с показателем текучести  $0,5 > I_L > 0$  определяют интерполяцией.

**Коэффициенты условий работы грунта  
на боковой поверхности свай, погружаемых с выемкой грунта**

Сваи и способы их устройства	Коэффициент условий работы свай $\gamma_{cf}$			
	в песках	в супе- сях	в суглин- ках	в глинах
Набивные, а также сваи, устраиваемые с вытеснением грунта, а при погружении инвентарной трубы – с теряемым наконечником или бетонной пробкой	1	1	1	0,9
Набивные виброштампованные	0,9	0,9	0,9	0,9
Буровые, в том числе с уширением, бетонируемые: – при отсутствии воды в скважине (сухим способом) и при использовании обсадных инвентарных труб, а также при выполнении их методом непрерывно перемещающегося шнека (НПШ);	0,7	0,7	0,7	0,6
– под водой или под глинистым раствором;	0,6	0,6	0,6	0,6
– жесткими бетонными смесями, укладываемыми с помощью глубинной вибрации (сухим способом)	0,8	0,8	0,8	0,7
Баретты	0,6	0,6	0,6	0,6
Сваи-оболочки, погружаемые вибрированием с выемкой грунта	1,0	0,9	0,7	0,6
Сваи-столбы	0,7	0,7	0,7	0,6
Буроинъекционные, изготавливаемые под защитой обсадных труб или бентонитового раствора с опрессовкой давлением 200-400 кПа (2-4 атм), а также при выполнении их с инъекцией бетонной смеси через колонну проходных полых шнеков	0,9	0,8	0,8	0,8
Буроинъекционные сваи, устраиваемые с использованием разрядно-импульсной технологии (РИТ)	1,3	1,3	1,1	1,1

**Значения коэффициентов  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$**

Коэффициенты	Расчетные значения угла внутреннего трения грунта $\varphi$ , град								
	23	25	27	29	31	33	35	37	39
$\alpha_1$	9,5	12,6	17,3	24,4	34,6	48,6	71,3	108,0	163,0
$\alpha_2$	18,6	24,8	32,8	45,5	64,0	87,6	127,0	185,0	260,0
$\alpha_3$ при $h/d$ равном:									
4,0	0,78	0,79	0,80	0,82	0,84	0,85	0,85	0,85	0,87
5,0	0,75	0,76	0,77	0,79	0,81	0,82	0,83	0,84	0,85
7,5	0,68	0,70	0,71	0,74	0,76	0,78	0,80	0,82	0,84
10,0	0,62	0,65	0,67	0,70	0,73	0,75	0,77	0,79	0,81
12,5	0,58	0,61	0,63	0,67	0,70	0,73	0,75	0,78	0,80
15,0	0,55	0,58	0,61	0,65	0,68	0,71	0,73	0,76	0,79
17,5	0,51	0,55	0,58	0,62	0,66	0,69	0,72	0,75	0,78
20,0	0,49	0,53	0,57	0,61	0,65	0,68	0,72	0,75	0,78
22,5	0,46	0,51	0,55	0,60	0,64	0,67	0,71	0,74	0,77
25,0 и более	0,44	0,49	0,54	0,59	0,63	0,67	0,70	0,74	0,77
$\alpha_4$ при $d$ , равном, м:									
0,8 и менее	0,34	0,31	0,29	0,27	0,26	0,25	0,24	0,23	0,22
4,0	0,25	0,24	0,23	0,22	0,21	0,20	0,19	0,18	0,17

*Примечания.* 1. Расчетные значения угла внутреннего трения  $\varphi$  следует принимать  $\varphi = \varphi_1$ .

2. Для промежуточных значений  $\varphi_1, h/d, d$  значения коэффициентов,  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ , и  $\alpha_4$  определяют интерполяцией.

**Расчетное сопротивление грунта под нижним концом  
набивных и буровых свай и свай-оболочек,  
погружаемых с выемкой грунта и заполняемых бетоном**

Глубина заложения нижнего конца сваи $h$ , м	Расчетное сопротивление $R$ , кПа, под нижним концом набивных и буровых свай и свай-оболочек, погружаемых с выемкой грунта и заполняемых бетоном, при глинистых грунтах, за исключением просадочных, с показателем текучести $I_L$						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	850	750	650	500	400	300	250
5	1000	850	750	650	500	400	350
7	1150	1000	850	750	600	500	450
10	1350	1200	1050	950	800	700	600
12	1550	1400	1250	1100	950	800	700
15	1800	1650	1500	1300	1100	1000	800
18	2100	1900	1700	1500	1300	1150	950
20	2300	2100	1900	1650	1450	1250	1050
30	3300	3000	2600	2300	2000	–	–
$\geq 40$	4500	4000	3500	3000	2500	–	–

*Примечания.* 1. Глубину погружения нижнего конца сваи и среднюю глубину расположения слоя грунта при планировке территории срезкой, подсыпкой, намывом до 3 м следует принимать от уровня природного рельефа, а при срезке, подсыпке, намыве от 3 м – от условной отметки, расположенной соответственно на 3 м выше уровня срезки или на 3 м ниже уровня подсыпки.

Глубину погружения нижнего конца сваи и среднюю глубину расположения слоя грунта в водоеме следует принимать от уровня дна после общего размыва расчетным паводком, на болотах – от уровня дна болота.

2. Для промежуточных глубин погружения свай и промежуточных значений показателя текучести  $I_L$  глинистых грунтов значения  $R$  определяют интерполяцией.

3. При расчетах показатель текучести грунтов следует принимать применительно к прогнозируемому их состоянию в период эксплуатации проектируемых зданий и сооружений.

4. Для свайных фундаментов опор мостов приведенные значения следует понижать при коэффициенте пористости грунта  $e > 0,6$ , при этом коэффициент понижения  $m$  следует определять интерполяцией между значениями  $m = 1,0$  при  $e = 0,6$  и  $m = 0,6$  при  $e = 1,1$ .

5. Расчетное сопротивление  $R$  для крупнообломочных грунтов с глинистым заполнителем определяется по результатам отдельных испытаний по боковой поверхности натурной сваи и под ее нижним концом.

Приложение 16

**Коэффициент условий работы винтовых свай**

Грунт	Коэффициент условий работы винтовых свай $\gamma_c$ при нагрузках		
	сжимающих	выдергивающих	знакопеременных
Глины и суглинки: – твердые, полутвердые и тугопластичные; – мягкопластичные; – текучепластичные	0,8	0,7	0,7
	0,8	0,7	0,6
	0,7	0,6	0,4
Пески и супеси: – пески маловлажные и супеси твердые; – пески влажные и су- песи пластичные; – пески водонасыщен- ные и супеси текучие	0,8	0,7	0,5
	0,7	0,6	0,4
	0,6	0,5	0,3

Приложение 17

**Коэффициенты,  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,**

Расчетное значение угла внутреннего трения грунта в рабочей зоне $\varphi$ , град	Коэффициенты	
	$\alpha_1$	$\alpha_2$
13	7,8	2,8
15	8,4	3,3
16	9,4	3,8
18	10,1	4,5
20	12,1	5,5
22	15,0	7,0
24	18,0	9,2
26	23,1	12,3
28	29,5	16,5
30	38,0	22,5
32	48,4	31,0
34	64,9	44,4

**Значения коэффициентов условий работы**

Грунты	Коэффициент $\gamma_{c1}$	Коэффициент $\gamma_{c2}$ для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к высоте $L/H$	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и пески, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые: маловлажные и влажные, насыщенные водой	1,25	1,0	1,2
	1,1	1,0	1,2
Глинистые, а также крупнообломочные с глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя: при $I_L \leq 0,25$ при $0,25 < I_L \leq 0,5$ при $I_L > 0,5$	1,25	1,0	1,1
	1,2	1,0	1,1
	1,1	1,0	1,0

*Примечания.* 1. К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относят сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформации оснований, в том числе за счет мероприятий, указанных в подразделе 5.9 [4].

2. Для зданий с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента  $\gamma_{c2}$  принимают равным единице.

3. При промежуточных значениях  $L/H$  коэффициент  $\gamma_{c2}$  определяют интерполяцией.

4. Для рыхлых песков  $\gamma_{c1}$  и  $\gamma_{c2}$  принимают равными единице.

Значения коэффициентов  $M_\gamma$ ,  $M_q$ ,  $M_c$ 

Угол внутреннего трения фп, град	Коэффициенты			Угол внутреннего трения фп, град	Коэффициенты		
	$M_\gamma$	$M_q$	$M_c$		$M_\gamma$	$M_q$	$M_c$
0	0	1,0	3,14	23	0,66	3,65	6,24
1	0,01	1,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,18	3,41	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	27	0,91	4,64	7,14
5	0,08	1,32	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	29	1,06	5,25	7,67
7	0,12	1,47	3,82	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	31	1,24	5,95	8,24
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,76	8,88
11	0,21	1,83	4,29	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	35	1,68	7,71	9,58
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,30	4,84	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	39	2,28	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24
19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,24	5,84	44	3,38	14,50	19,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

**Значения коэффициента  $\alpha$**

$\xi$	Коэффициент $\alpha$ для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$						ленточных ( $\eta \geq 10$ )
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,069	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

*Примечания.* 1. В таблице обозначено:  $b$  – ширина или диаметр фундамента,  $l$  – длина фундамента.

2. Для фундаментов, имеющих подошву в форме правильного многоугольника с площадью  $A$ , значения  $\alpha$  принимают как для круглых фундаментов радиусом  $r = \sqrt{A/\pi}$ .

3. Для промежуточных значений  $\xi$  и  $\eta$  коэффициенты  $\alpha$  определяют интерполяцией.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Федеральный закон от 30.12.2009 г. № 384-ФЗ (ред. от 02.07.2013 г.) «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» : принят Гос. Думой Федер. Собр. Рос. Федерации 23 дек. 2009 г. : одобрен Советом Федерации Федер. собр. Рос. Федерации 25 дек. 2009 г.
2. Градостроительный кодекс Российской Федерации от 29 дек. 2004 г. № 190-ФЗ (ред. от 24.04.2020 г.) : принят Гос. Думой Федер. Собр. Рос. Федерации 22 дек. 2004 г. : одобрен Советом Федерации Федер. Собр. Рос. Федерации 24 дек. 2004 г.
3. ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. – Введ. 2015–07–01. – М. : Стандартинформ, 2015. – 14 с.
4. СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений. – Введ. 2017–06–17 / Утв. Приказом Минстроя РФ от 16 дек. 2016 г. № 970/пр.
5. СП 47.13330.2016 Инженерные изыскания для строительства. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 11-02-96. – Введ. 2017–07–01 / Утв. Приказом Минстроя РФ от 30 дек. 2016 г. № 1033/пр.
6. Ухов С.Б. Механика грунтов, основания и фундаменты / С.Б. Ухов, В.В. Семенов, В.В. Знаменский ; под ред. С.Б. Ухова. – М. : Высш. шк., 2002. – 566 с.
7. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\* Нагрузки и воздействия. – Введ. 2017–06–04 / Утв. Приказом Минстроя РФ от 3 дек. 2016 г. № 891/пр.
8. СП 267.1325800.2016 Здания и комплексы высотные. – Введ. 2017–07–01 / Утв. Приказом Минстроя РФ от 30 дек. 2016 г. № 1032/пр.
9. СП 131.13330.2012 Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99\*. – Введ. 2019–05–29 / Утв. Приказом Минстроя РФ от 28 нояб. 2018 г. № 763/пр.
10. Барштейн М.Ф. Динамический расчет зданий и сооружений /М.Ф. Барштейн, В.А. Ильичев, Б.Г. Коренев ; под ред. Б.Г. Коренева, И.М. Рабиновича. – 2-е изд., перераб. и доп. – М. : Стройиздат., 1984. – 303 с.

11. Руководство по расчету зданий и сооружений на действие ветра / Центр. науч.-исслед. ин-т строит. конструкций им. В.А. Кучеренко. – М. : Стройиздат, 1978.
12. Система автоматизированного проектирования и расчета Lira-soft [Электронный ресурс]. – URL: <https://lira-soft.com/>
13. ГОСТ 24847-2017 Грунты. Методы определения глубины сезонного промерзания. – Введ. 2018–05–01 (взамен ГОСТ 24847-81). – М. : Стандартинформ, 2018. – 15 с.
14. СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты (с изм. № 3 от 24 янв. 2019 г. № 40/пр). Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. – Введ. 2011–05–20 / Утв. Приказом Министерства регионального развития Российской Федерации от 27 дек. 2010 г. № 786.
15. СП 45.13330.2017 Земляные сооружения, основания и фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 3.02.01-87. – Введ. 2017–08–28 / Утв. Приказом Минстроя РФ от 27 февр. 2017 г. № 125/пр.
16. Шулятьев О.А. Фундаменты высотных зданий / О.А. Шулятьев // Вестн. ПНИПУ. – 2014. – № 4. – С. 202–244.
17. Логутин В.В. Расчет оснований и фундаментов в курсовом и дипломном проектировании : учеб. пособие для студентов, обучающихся по направлению «Строительство» / В.В. Логутин, М.В. Кузнецов. – Ростов н/Д : Феникс, 2016. – 192 с.
18. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. СНиП 52-01-2003. – Введ. 2019–06–20 / Утв. Приказом Минстроя РФ от 19 дек. 2018 г. № 832/пр.
19. Мариничев М.Б. Основы расчета и конструирования фундаментов высотных и уникальных зданий : учеб. пособие / М.Б. Мариничев [и др.]. – Краснодар : Общественная наука, 2017. – 90 с .
20. Конструктивные решения высотного здания «Лахта Центр» в Санкт-Петербурге / Е.А. Илюхина [ и др.] // Архитектура и строительство. – 2019. – № 3. – С. 110–121.
21. Прокопов А.Ю. Опыт применения высокоэффективных способов устройства подземных сооружений и заглубленных частей зданий / А.Ю. Прокопов, К.Э. Ткачёва, Л.А. Мурыгина // Строительство и архитектура : материалы науч.-практ. конф. (Ростов-на-Дону, 28–30 нояб. 2017). – Ростов-на-Дону : ДГТУ, 2017. – С. 212-219.

22. Сопегин Г.В. Перспективы применения технологии строительства методом «top-down» в условиях города Перми / Г.В. Сопегин, Д.Н. Сурсанов // Вестн. Перм. нац. исследоват. политехн. ун-та. Прикладная экология. Урбанистика. – 2016. – № 1. – С. 147–158.

23. Basarkar S.S. Emerging Trend in Deep Basement Construction: Top-Down Technique [Электронный ресурс] / S.S. Basarkar [et al.]. – URL: <https://ru.scribd.com/document/220446505/Top-Down-Contn>.

24. Puller M. Deep excavation – a practical manual / M. Puller. – 2nd ed. – London : Thomas Telford Ltd., 2003.

25. Case Study of Innovative Top-Down Construction Method with Channel-Type Excavation / M. Li [et al.] // J. Geotech. Geoenviron. Eng., 10.1061/(ASCE)CO.1943-7862.0000828.

26. Строительство высотных зданий методом «сверху вниз» («Top-Down») / Р. Катценбах [и др.] // Нові технології в будівництві. – 2010. – № 2. – С. 23–28.

Учебное издание

**Ткачёва** Карина Эдуардовна  
**Стельмах** Сергей Анатольевич  
**Щербань** Евгений Михайлович

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ  
ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ  
ПОВЫШЕННОЙ ОТВЕТСТВЕННОСТИ

Редактор Т.С. Колоскова

Компьютерная обработка: О.И. Пушкина

---

В печать 23.07.2020.

Формат 60×84/16. Объем 6,3 усл. п. л.

Тираж 100 экз. Заказ № 148 Цена свободная

---

Издательский центр ДГТУ

Адрес университета и полиграфического предприятия:

344000, г. Ростов-на-Дону, пл. Гагарина, 1