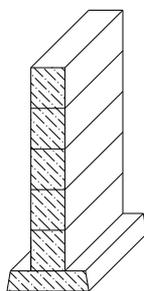


**М.В. Кузнецов**

**Проектирование ленточных фундаментов**



**Учебное пособие для студентов, обучающихся по направлению  
«Строительство»**

2018

*Рецензент*

Кандидат технических наук, *С.Ю. Бадеев*

Рассмотрены положения по проектированию и основы расчета ленточных фундаментов на естественном основании. В последовательности проектирования и численном примере рассмотрен расчет сборного железобетонного ленточного фундамента под кирпичную несущую стену.

Предназначено для подготовки обучающихся по направлению 08.03.01 «Строительство». Может быть полезно инженерно-техническим работникам.

## 1. Общие положения

При проектировании строительных конструкций и оснований прежде всего должны быть обеспечены требования механической безопасности [7]. Механическая безопасность это состояние строительных конструкций и оснований здания или сооружения, при котором отсутствует недопустимый риск, связанный с причинением вреда жизни или здоровью граждан, имуществу, окружающей среде, вследствие разрушения или потери устойчивости здания, сооружения или их части.

Общие требования к механической безопасности, сформулированы в статье 7 Технического регламента [7]. Строительные конструкции и основания здания или сооружения должны обладать такой прочностью и устойчивостью, чтобы в процессе эксплуатации не возникла угроза:

1. разрушения отдельных несущих строительных конструкций или их частей;
2. разрушения всего здания, сооружения или их частей;
3. появления деформаций недопустимой величины строительных конструкций, основания здания или сооружения и геологических массивов прилегающей территории;
4. повреждения части здания или сооружения, сетей и системы инженерно-технического обеспечения в результате деформации, перемещений либо потери устойчивости несущих строительных конструкций, в том числе отклонений от вертикальности.

При проектировании строительных конструкций и оснований требования механической безопасности выполняются посредством установления проектных значений и характеристик, обеспечивающих безопасность в течение всего жизненного цикла здания или сооружения. Соответствие проектных значений параметров и других проектных характеристик требованиям безопасности должны быть обоснованы ссылками на требования Технического регламента [7] и ссылками на требования стандартов и сводов правил.

Обязательными для применения в проектировании и строительстве являются Национальные стандарты и своды правил, перечень которых утверждается Правительством Российской Федерации. Национальные стандарты и своды правил подлежат ревизии и в необходимых случаях пересмотру и (или) актуализации не реже чем каждые пять лет. В них содержатся минимально необходимые требования для обеспечения безопасности зданий и сооружений.

Механическая безопасность строительного объекта в значительной степени обеспечивается надежностью и безотказностью работы конструкций и основания в течение его жизненного цикла. Условия обеспечения надежности при проектировании заключается в том, чтобы расчетные значения нагрузок или ими вызванных усилий, напряжений, деформаций, раскрытий трещин не превышали предельных значений, устанавливаемых нормативными документами. Основные положения расчета строительных конструкций и основания по методу предельных состояний регламентируются ГОСТ Р 54257-2010 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования» [9].

Исходными данными для проектирования и расчета оснований и фундаментов являются:

- местные условия строительства, включая результаты инженерных изысканий;
- сведения о проектируемом строительном объекте с подробной характеристикой конструкций, опирающихся на фундаменты;
- значения нагрузок, передаваемых на фундаменты.

Как правило, для конкретных исходных данных можно запроектировать несколько вариантов оснований и фундаментов, удовлетворяющих расчетам по предельным состояниям. Оптимальный вариант выбирается по результатам технико-экономического сравнения различных проектных решений.

Разработку проектной документации по основаниям и фундаментам рекомендуется производить в следующей последовательности:

1. анализ местных условий;
2. анализ технологического и конструктивного решения строительного объекта;
3. определение нагрузок на фундаменты;
4. назначение вариантов оснований и фундаментов;
5. расчет каждого варианта по предельным состояниям с назначением основных технологических способов устройства;
6. выбор оптимального проектного решений оснований и фундаментов по укрупненным показателям;
7. детальная разработка всех подземных конструкций и способов подготовки оснований;
8. составление сметной документации;
9. разработка проекта организации строительства;
10. разработка проектов производства работ по устройству оснований и фундаментов.

Проектирование оснований и фундаментов является сложной комплексной задачей, при решении которой необходимо учитывать взаимосвязь указанных этапов. Очевидно, что каждый последующий этап непосредственно зависит от предыдущих. В то же время более поздний этап может оказать существенное влияние на более ранний. Так, например, расчет по предельным состояниям может показать целесообразность введения в надземную часть конструктивных элементов, придающих строительному объекту большую жесткость для снижения его чувствительности к неравномерным деформациям основания.

Детальное осуществление всех этапов проектирования оснований и фундаментов требует привлечение материалов смежных дисциплин, изучаемых студентами строительных специальностей, таких как, архитектура, металлические конструкции, железобетонные конструкции, инженерная геология, механика грунтов, организация строительства, технология строительства, экономика и др. В пределах одного учебного пособия подробно

разобрать все этапы практически невозможно. Ниже приводятся основные сведения, положения и характеристики минимально необходимые для выполнения курсового проекта и раздела дипломного проекта (ВКР) по дисциплине «Основания и фундаменты».

## **1.1 Анализ местных условий строительства**

Местные условия являются исходными данными для проектирования оснований и фундаментов и оказывают на него существенное влияние. Основными факторами, подлежащими анализу, являются: инженерные изыскания для строительства; инженерно-гидрометеорологические условия; технико-экономические условия региона; стесненность строительной площадки; опыт строительства в данной местности.

В проектной документации грунты должны именоваться и обозначаться в соответствии с ГОСТ 25100-2011 [10], ГОСТ 21.302-96 [16].

По общему характеру структурных связей грунты подразделяются [10] на три класса:

- природных скальных грунтов с жесткими структурными связями (кристаллизационными и/или цементационными);
- мерзлых грунтов, обладающих наряду со структурными связями немерзлых грунтов криогенными связями (за счет льда);
- природных дисперсных грунтов с физическими, физико-химическими или структурными связями;

Классы грунтов подразделяются на:

- типы (подтипы) – по генезису;
- виды (подвиды) – по вещественному, петрографическому или литологическому составу;
- разновидности – по количественным показателям состава, строения, состояния и свойств грунтов.

Как правило, характеристики грунтов основания должны определяться по результатам непосредственных лабораторных и полевых испытаний. В то же время в некоторых оговоренных нормами случаях расчетные показатели грунтов могут находиться по их физическим характеристикам с использованием табличных значений. В приложениях к пособию представлены значения прочностных и деформационных характеристик грунтов по их физическим показателям. Эти приложения (прил. 5-7), заимствованные из СП 22.13330.2016 [11] могут быть использованы в курсовом и дипломном проектировании, если значения модуля  $E$ , удельного сцепления  $C$  и угла внутреннего трения  $\varphi$ , не указаны в задании на проектирование.

Все расчеты оснований должны выполняться с использованием расчетных характеристик грунтов  $X$ , определяемых по формуле:

$$X = X_n / \gamma_g,$$

где:  $X_n$ - нормативное значение данной характеристики;

$\gamma_g$ - коэффициент надежности по грунту.

Коэффициент надежности по грунту при вычислении расчетных значений прочностных характеристик (удельного сцепления  $c$ , угла внутреннего трения  $\varphi$  и предела прочности на одноосное сжатие скальных грунтов  $R_c$ ), а также плотности грунта  $\rho$  устанавливаются по ГОСТ 20522-2012 [23] в зависимости от изменчивости этих характеристик, числа определений и значений доверительной вероятности  $\alpha$ . Для прочих характеристик грунта допускается принимать  $\gamma_g = 1$ .

Доверительная вероятность  $\alpha$  расчетных характеристик грунтов принимается при расчетах оснований по несущей способности  $\alpha = 0.95$ , по деформациям  $\alpha = 0.85$ . Расчетные значения характеристик грунтов  $c$ ,  $\varphi$  и  $\gamma$  для расчетов по несущей способности обозначаются  $c_I$ ,  $\varphi_I$ , и  $\gamma_I$ , а по деформациям  $c_{II}$ ,  $\varphi_{II}$ , и  $\gamma_{II}$ .

При анализе инженерно-гидрометеорологических условий рекомендуется использовать сведения, из СП 131.13330.2012 «Строительная климатология»

[12] и СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия» [13]. Значения некоторых параметров представлены в прил. 8 и 9.

В результате анализа инженерно-геологических, гидрогеологических условий должны быть определены: номенклатура грунтов, слагающих толщу; их физические и механические свойства; толщина слоев; наличие грунтов со специфическими свойствами; возможность проявления опасных инженерно-геологических процессов; расположение и состав подземных вод; возможность изменения инженерно-геологических и гидрогеологических условий в процессе эксплуатации проектируемого сооружения; рельеф строительной площадки и т.д.

При анализе технико-экономических условий необходимо выяснить техническую оснащенность местных строительных организаций, расположение строительной площадки относительно магистралей железнодорожного и автомобильного транспорта, наличие местных строительных материалов, цены на строительные материалы в данном экономическом районе и т.д.

## **1.2 Анализ технологического назначения и конструктивного решения здания**

В соответствии со статьей 4 технического регламента [7] в текстовой части проектной документации должны быть указаны идентификационные признаки проектируемого здания или сооружения, такие как: назначение, возможность опасных природных и техногенных явлений, уровень ответственности, наличие помещений с постоянным пребыванием людей и др.

При анализе технологического назначения здания выясняют:

- технологическое назначение здания;
- температурный режим в здании;
- значения нагрузок от сырья, материалов, изделий и т.д. на полы, примыкающие к проектируемым фундаментам;
- наличие, расположение и размеры технологических заглубленных помещений и фундаментов под технологическое оборудование;

- группы режимов работы мостовых и подвесных кранов, их грузоподъемность и т.д.

Эти сведения приводятся в задании на проектирование, составляемом специалистом - технологом на основании технологических нормативных документов и паспортов технологического оборудования.

Назначение уровня ответственности зданий и сооружений и коэффициентов надежности по ответственности  $\gamma_n$  должно производиться в соответствии с Градостроительным кодексом [6], Техническим регламентом [7] и ГОСТ Р 54257-2010 [14]. Для учета ответственности зданий и сооружений устанавливаются три уровня: I- повышенный, II- нормальный, III- пониженный.

В соответствии с п.48.1 Градостроительного кодекса [6] к зданиям и сооружениям повышенного уровня ответственности относятся особо опасные, технически сложные или уникальные объекты с учетом п.3.1.3а ГОСТ Р 54257-2010 [14].

Нормальный уровень ответственности следует принимать для зданий и сооружений массового строительства (жилые, общественные, производственные, сельскохозяйственные здания и сооружения), не вошедшие в пониженный и повышенный уровни.

Пониженный уровень ответственности следует принимать для сооружений сезонного или вспомогательного назначения, либо расположенные на земельных участках, представленных для индивидуального жилищного строительства.

При расчете несущих конструкций и оснований следует учитывать коэффициент надежности по ответственности  $\gamma_n$ , принимаемый равным для I уровня ответственности 1,1; для II уровня – 1,0, для III уровня – 0,8 [7].

На коэффициент надежности по ответственности  $\gamma_n$  следует умножать нагрузочный эффект (усилия, напряжения, деформации, раскрытия трещин, вызванные силовыми воздействиями).

При анализе конструктивной схемы здания, которая разрабатывается инженером-проектировщиком, выясняют:

- размеры, материалы, планово-высотную привязку конструкций, под которые проектируются фундаменты;
- конструкцию полов;
- гибкая или жесткая конструктивная схема здания;
- чувствительность здания к деформациям основания (задают предельные деформации, обеспечивающие нормальную эксплуатацию здания).

К зданиям с жесткой конструктивной схемой следует относить:

- здания панельные, блочные и кирпичные, в которых междуэтажные перекрытия опираются по всему контуру на поперечные и продольные стены или только на поперечные несущие стены – при малом их шаге;
- сооружения типа башен, силосных корпусов, дымовых труб, домен и др;
- здания и сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформации основания.

### **1.3 Нагрузки и воздействия, учитываемые в расчетах оснований и фундаментов**

Нагрузки и воздействия на основания, передаваемые фундаментами сооружений, должны устанавливаться расчетом, как правило, исходя из рассмотрения совместной работы сооружения и основания [11]. Это возможно осуществить с использованием современных расчетных комплексов, базирующихся на методе конечных элементов, на этапе дипломного проектирования. В курсовом проекте при определении основных размеров столбчатых, ленточных фундаментов и кустов свай допускается определять нагрузки на основания без учета их перераспределения надфундаментными конструкциями.

Учитываемые в расчетах нагрузки и воздействия, коэффициенты надежности по нагрузке, а также возможные сочетания нагрузок должны приниматься согласно рекомендациям нормативных документов по нагрузкам и воздействиям [25,26].

Основными характеристиками нагрузок являются их нормативные значения. Нормативные значения постоянных нагрузок от собственного веса конструкций и грунтов определяют по проектным значениям геометрических и конструктивных параметров и по средним значениям плотности как произведение объема  $V$  на удельный вес материала  $\gamma$ . Масса сборных конструкций приводится в ГОСТах, сериях или паспортах на изделия, выдаваемых предприятиями-изготовителями.

Определение временных нагрузок (ветровой, снеговой, от оборудования, материалов, обстановки, людей и т.д.) рекомендуется производить по СП 20.13330.2016 [13] и СТО 36554501-015-2008 [26].

Значения некоторых временных нагрузок приводятся в прил. 10,11. Возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную (большую или меньшую) сторону от их нормативных значений вследствие изменчивости нагрузок или отступлений от условий нормальной эксплуатации учитывается умножением нормативных нагрузок на коэффициенты надежности по нагрузке  $\gamma_f$ . Для расчетов оснований и фундаментов по деформациям  $\gamma_f = 1$ . Для расчетов по первой группе  $\gamma_f \neq 1$ . Некоторые значения коэффициентов надежности по нагрузке приведены в прил. 12 и 13.

Конструкции и основания следует рассчитывать с учетом неблагоприятных сочетаний нагрузок. Эти сочетания устанавливаются из анализа реальных вариантов одновременного действия различных нагрузок. В зависимости от учитываемого состава нагрузок различают:

- а) основные сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных;
- б) особые сочетания, включающие в себя одну из особых нагрузок (взрывные, сейсмические и т.д.).

Как правило, неблагоприятное сочетание нагрузок на фундаменты зданий с несущими стенами определяют сложением наибольших значений действующих нагрузок, а для каркасных зданий в результате расчета рам при различных схемах нагружения.

При составлении сочетаний нагрузок необходимо учитывать, что некоторые временные нагрузки могут относиться как к длительным, так и к кратковременным. Кратковременные принимаются с полными нормативными значениями, а длительные - с понижением. В соответствии с СП 22.13330.2016 [11] нагрузки на перекрытия и снеговые нагрузки при расчете по несущей способности считаются кратковременными (с полными значениями), а при расчете по деформации – длительными (с пониженными). Нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования (крановые нагрузки), а так же ветровые в обоих случаях считаются кратковременными.

При учете сочетаний, включающих в себя постоянные и не менее двух временных нагрузок, расчетные значения временных нагрузок умножают на коэффициенты сочетаний  $\psi$ . Значения коэффициентов сочетаний для длительных и кратковременных нагрузок представлены в разделе 6 СП 22.13330.2016 [11].

При сборе нагрузок для расчета оснований и фундаментов в курсовом и дипломном проектировании допускается использовать нижеследующие положения и упрощения.

Фактические временные нагрузки на покрытие и перекрытия допускается заменять эквивалентными равномерно распределенными нагрузками при сплошном загрузении всей площади здания или выделяемой грузовой площади. При использовании таблиц СП 22.13330.2016 [11] допускается применять приведенные минимальные значения временных нагрузок. Т.е. если указано что значение временной нагрузки должно быть не менее величины «q», в расчетах принимать нагрузку равную «q».

Нормативное значение веса оборудования следует определять на основании стандартов или каталогов, а для нестандартного оборудования – на основании паспортных данных заводов-изготовителей или рабочих чертежей.

Значения нормативных нагрузок в складских помещениях допускается принимать равными минимальным значениям, указанным в табл. 8.1 СП 22.13330.2016 [11].

Нагрузки от временных перегородок допускается принимать равными 0.5 кПа.

Нормативные значения равномерно распределенных временных нагрузок на перекрытия следует принимать по табл. 8.3 [11]. Для некоторых основных категорий помещений значения указанных нагрузок приведены в прил. 10 данного пособия. Пониженные значения этих нагрузок определяются умножением их нормативных значений на коэффициент 0.35. Указания о допустимости снижения значений равномерно распределенных нагрузок на перекрытия в зависимости от размеров грузовой площади и количества перекрытий (п.8.2.4 и 8.2.5 [11]) при расчете оснований и фундаментов рекомендуется не учитывать.

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

$$S_0 = 0,7 c_e c_t \mu S_g, \quad (1.1)$$

где  $c_e$  - коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов;

$\mu$  - коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый в соответствии с п. 10.4 [11];

$S_g$  - вес снегового покрова на 1 м<sup>2</sup> горизонтальной поверхности земли, принимаемый в соответствии с прил.9.

Для пологих (с уклонами до 12 % или с  $f/l \leq 0,05$ ) покрытий однопролетных и многопролетных зданий без фонарей, проектируемых в районах со средней скоростью ветра за три наиболее холодных месяца  $V \geq 2$  м/с коэффициент сноса снега:

$$c_e = (1,2 - 0,1V\sqrt{k})(0,8 + 0,002b), \quad (1.2)$$

где  $k$  - принимается по прил. 26 ;

$b$  - ширина покрытия, принимаемая не более 100 м.

$c_t$  - термический коэффициент, принимаемый с п.10.6 [11];

$V$  - средняя скорость ветра за три наиболее холодных месяца, принимается по прил.8.

В курсовом и дипломном проектировании при сборе нагрузок на фундаменты в запас надежности допускается принимать  $c_t = 1$ ,  $\mu = 1$  (для односкатных покрытий с  $\alpha < 30^\circ$ ).

Нормативное значение ветровой нагрузки  $w$  следует определять как сумму средней  $w_m$  и пульсационной  $w_p$  составляющих:

$$w = w_m + w_p. \quad (1.3)$$

В рамках курсового и дипломного проектирования пульсационную составляющую ветровой нагрузки допускается не учитывать.

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки  $w_m$  в зависимости от эквивалентной высоты  $z_e$  над поверхностью земли определяется по формуле:

$$w_m = w_0 k(z_e) c, \quad (1.4)$$

где  $w_0$  - нормативное значение ветрового давления принимается в зависимости от ветрового района по прил.25;

$k(z_e)$  - коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления для высоты  $z_e$ . (для дипломного проектирования эквивалентная высота  $z_e = z$ . Здесь  $z$  - высота от поверхности земли).  $k(z_e)$  определяется по прил. 26, в котором принимаются типы местности согласно примечаниям к прил.26;

$c$  - аэродинамический коэффициент, определяемый по п. 11.1.7 [11]. Для наветренной стороны в общем случае  $c=0.8$ , для подветренной -  $c=0.5$ .

При расчете оснований и фундаментов в курсовом и дипломном проектировании в основном сочетании нагрузок коэффициенты  $\psi$  допускается принимать: для длительных нагрузок  $\psi_1=0.95$ , для кратковременных -  $\psi_2=0.9$ .

#### **1.4 Расчет оснований и фундаментов по предельным состояниям**

В техническом регламенте [7] под предельным состоянием строительных конструкций и оснований понимается их такое состояние, за пределами которого дальнейшая эксплуатация здания или сооружения опасна, недопустима, затруднена или нецелесообразна.

Предельные состояния подразделяются на две группы:

- первая группа включает предельные состояния, которые ведут к полной непригодности к эксплуатации конструкций, основания или здания в целом (эксплуатация невозможна);

- вторая группа включает предельные состояния, затрудняющие нормальную эксплуатацию конструкций, оснований или здания в целом (эксплуатация затруднена)

Первая группа предельных состояний характеризуется разрушением, потерей устойчивости, несущей способности и т.д. Расчеты по первой группе предельных состояний кратко называют расчетами по несущей способности.

Вторая группа предельных состояний характеризуется: достижением предельных деформаций (прогибов, осадок, кренов и т.д.), образованием или раскрытием трещин, колебаний и т.д. Эти расчеты называют расчетами по деформациям.

Целью расчетов конструкций и основания по предельным состояниям является назначение их геометрических размеров, материалов и способов устройства, при которых усилия, напряжения, деформации, перемещения, раскрытия трещин не превышали предельных значений, устанавливаемых нормами проектирования конструкций и оснований. При этом полагается, что если расчетные параметры близки к предельным, то проектное решение близко к оптимальному. На самом деле оптимальное проектное решение выбирается из нескольких решений, удовлетворяющих расчетам по предельным состояниям, по заданным критериям качества, например, сметной стоимости.

Основания и фундаменты в соответствии с ГОСТ Р 54257-2010 [8] следует рассчитывать по методу предельных состояний, основные положения которого должны быть направлены на обеспечение безотказной работы конструкций и оснований с учетом изменчивости свойств материалов, грунтов, нагрузок и воздействий, геометрических характеристик конструкций, условий их работы, а также уровня ответственности проектируемых объектов, определенного материальным и социальным ущербом при нарушении их

работоспособности. При этом необходимо учитывать следующие нормативные положения по проектированию оснований и фундаментов. Основание рассчитывается по деформациям во всех случаях, а по несущей способности если:

- а) на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки (подпорные стены, фундаменты распорных конструкций и т. п.), в том числе сейсмические;
- б) сооружения расположены на откосе или вблизи откоса;
- в) основание сложено медленно уплотняющимися водонасыщенными глинистыми и биогенными грунтами;
- г) основание сложено скальными грунтами;
- д) сооружения относятся к I уровню ответственности;
- е) увеличиваются нагрузки на основание при реконструкции.

Расчет самого фундамента осуществляется в основном по первой группе предельных состояний и в необходимых случаях по второй (например, по предельной величине раскрытия трещин).

## **2. Проектирование ленточных фундаментов**

Для промышленных и гражданских сооружений с несущими стенами и подвалом фундаменты под стены, как правило, включают в себя железобетонные фундаментные плиты сборные или монолитные и стены подвала из бетонных блоков, сборных железобетонных панелей или монолитного железобетона и др. материалов.

Основные размеры конструкций определяются исходя из расчета основания по деформациям и проверяются расчетом основания по несущей способности, а также на устойчивость против сдвига в стадии эксплуатации. Кроме того, фундаменты и стены подвала должны быть рассчитаны по прочности материала, в результате чего определяются классы бетона и армирование элементов. Основные положения и расчетные схемы наиболее полно приведены в справочном пособии к СНиП «Проектирование подпорных стен и стен подвалов» [19].

В настоящем разделе рассматривается порядок расчета сборных ленточных фундаментов под массивные стены подвала из сборных блоков по второй группе предельных состояний основания. Расчет по первой группе предельных состояний иллюстрируется проверками на устойчивость в стадии незавершенного строительства.

### **2.1 Последовательность проектирования ленточных фундаментов в стадии законченного строительства**

2.1.1. Производится определение нагрузок, действующих в стадии эксплуатации здания, от надземных конструкций на один погонный метр стены в уровне планировки, обреза фундамента или низа перекрытия под подвалом. Сбор нагрузок необходимо осуществлять в соответствии с СП 20.13330.2016 [13] и указаниями раздела 1.

Основное сочетание нагрузок для промышленных и гражданских многоэтажных зданий с несущими стенами включает в себя: постоянные

нагрузки - вес стен, покрытия и междуэтажных перекрытий; временные – вес перегородок, снеговую нагрузку, нагрузку на перекрытия (рис.2.1).

Вес стены определяется умножением объема одного погонного метра стены на удельный вес материала кладки

$$N^{(1)} = 1H b_1 \gamma m \gamma_f, \quad (2.1)$$

где  $H$  - высота стены, м;

$b_1$  - толщина стены, м;

$\gamma$  - удельный вес материала кладки, кН/м<sup>3</sup> ;

$m$  - коэффициент проемности, равный отношению площади проемов на расчетном участке стены  $l_1$  к площади всей стены на том же участке и изменяющийся от 0,5 (для стен со значительным количеством проемов) до 1 (для стен без проемов);

$\gamma_f$  - коэффициент надежности по нагрузке.

Для определения остальных нагрузок выделяют грузовую площадь  $A_1$  покрытия и перекрытий, в пределах которой нагрузки передаются на рассчитываемую стену (см. рис.2.1)

$$A_1 = \frac{l_1 \cdot l_0}{2} \quad (2.2)$$

где  $l_1$  - длина расчетного участка стены (расстояние между осями смежных проемов или 1 м), м;

$l_0$  - расстояние в свету между стенами, м.

Для получения нагрузок на один погонный метр необходимо суммарные нагрузки разделить на длину расчетного участка  $l_1$ .

Нагрузки, кроме веса стены, определяются по формуле;

$$N^{(i)} = A_1 q_i \gamma_f n, \quad (2.3)$$

где  $q_i$  - нагрузка на 1 м<sup>2</sup> грузовой площади, кН/м<sup>2</sup>;

$n$  - количество загруженных элементов.

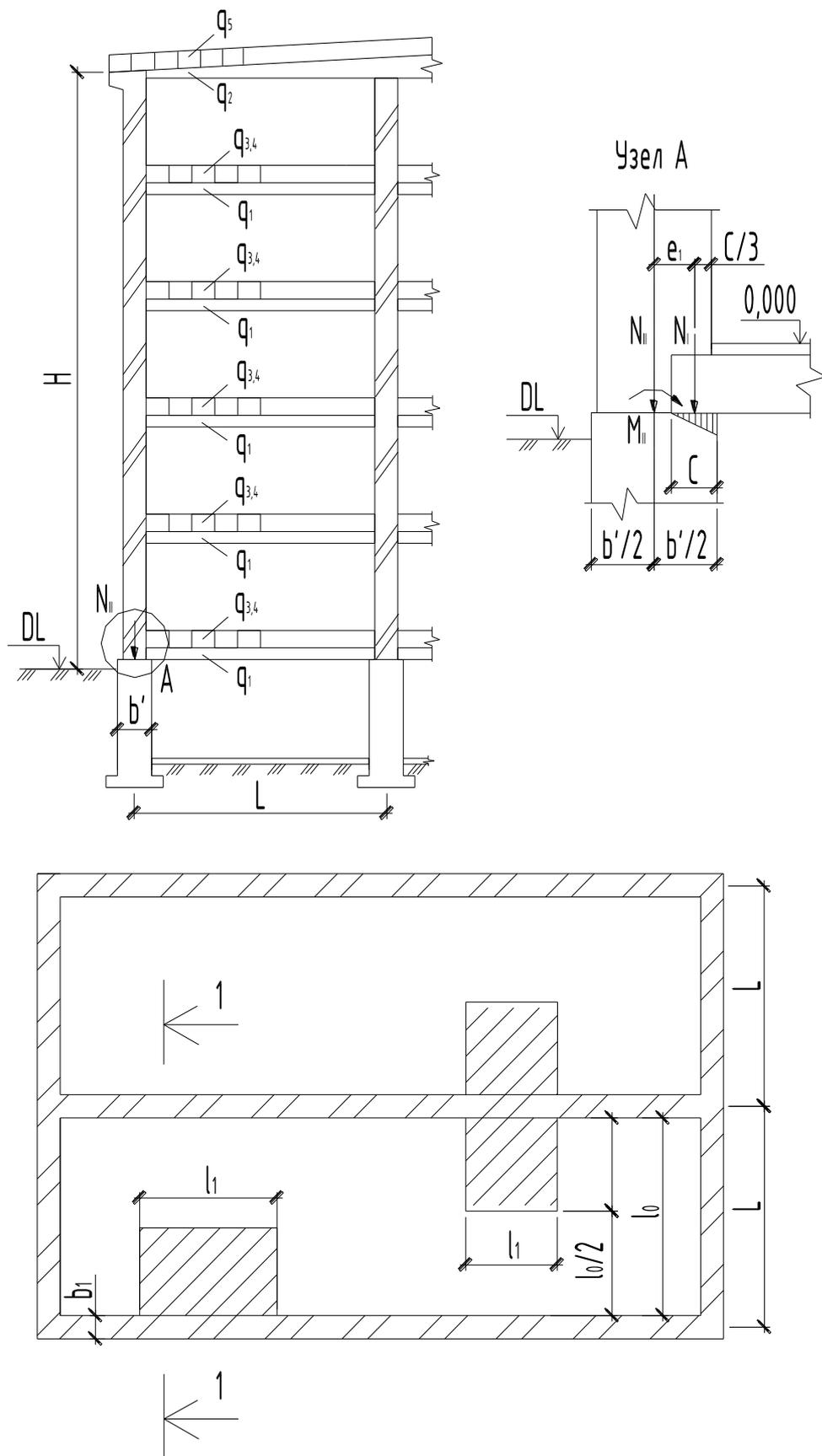


Рис.2.1. Схемы к расчету нагрузок на ленточный фундамент

Нагрузки от собственного веса перекрытий  $q_1$  и покрытия  $q_2$  принимаются в зависимости от их конструкции, материалов и толщин по чертежам надземных конструкций или паспортным данным. Нагрузки от веса перегородок  $q_3$  и на перекрытия  $q_4$  следует принимать по СП 20.13330.2016 [13]. Некоторые значения указанных нагрузок предоставлены в прил. 10 и 11.

При расчетах по первой группе предельных состояний полные нормативные значения нагрузок на перекрытия следует снижать умножением на коэффициенты сочетаний  $\varphi$ , зависящие от размера грузовой площади  $A_1$  и этажности зданий.

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

$$S_0 = 0,7 c_e c_t \mu S_g, \quad (2.4)$$

где  $S_g$  – вес снегового покрова на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальной поверхности земли, принимаемый в соответствии с прил.9;

$c_e, c_t, \mu$  – коэффициенты, принимаемые в соответствии с пунктом 1.3.

В курсовом и дипломном проектировании при сборе нагрузок на фундаменты в запас надежности допускается принимать  $c_t = 1, \mu = 1$  (для одно-двускатных покрытий с  $\alpha < 30^\circ$ ).

Для здания с подвалом на фундамент кроме вертикальных нагрузок действует момент от перекрытия над подвалом

$$M'_1 = N_1 e_1, \quad (2.5)$$

где  $N_1$  – вертикальная нагрузка от веса перекрытия, перегородок и нагрузки на перекрытие, кН;

$e_1$  – эксцентриситет приложения нагрузки  $N_1$ , м

$$e_1 = \frac{b'}{2} - \frac{c}{3}; \quad (2.6)$$

$c$  - длина заделки плиты в стену, принимаемая не менее 0,12 м (см. рис. 2.1)

При определении нагрузок для расчета по деформациям коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f=1$ , для расчета по несущей способности значения  $\gamma_f$  указаны в прил. 12 и 13. Временные нагрузки при их суммировании умножаются на коэффициенты сочетаний  $\psi$  (см. пункт 1.3). Кроме указанных нагрузок на подошву фундамента передаются также вес грунта, вес стены подвала, вес фундамента и боковое давление грунта. Эти нагрузки определяются при дальнейшем проектировании фундамента.

2.1.2. Назначается глубина заложения фундамента  $d$  (рис.2.2) исходя из:

а) конструктивных соображений - заданных отметок поверхности планировки, низа плиты перекрытия над подвалом и пола подвала, высот фундаментной плиты и стены подвала из целого числа блоков. Отметка пола подвала определяется назначением подвального помещения и приводится в задании на проектирование фундаментов. Отметка пола первого этажа проектируемого здания принимается, как правило 0,000. Плиты железобетонных ленточных фундаментов целесообразно применять по ГОСТ 13580-85, а блоки бетонные для стен подвалов по ГОСТ 13579-78. Выдержки из упомянутых ГОСТов представлены в прил.23 и 24 настоящего пособия. Высоту плиты фундамента в первом приближении рекомендуется принимать 0,3 м, а одного стенового блока 0.6 м;

б) условия недопущения выпора грунта из-под подошвы фундамента: ленточный фундамент со стороны подвала рекомендуется заглублять не менее, чем на 0,5 м ниже пола подвала;

в) инженерно-геологических и гидрогеологических условий, т.е. глубины залегания несущего слоя и уровня подземных вод. Подошва фундамента должна опираться на достаточно прочные слои грунта, обеспечивающие восприятие нагрузки от фундамента и эксплуатационную надежность сооружения. Не рекомендуется опирать фундаменты на свеженасыпные, илистые и заторфованные грунты, рыхлые пески и грунты, содержащие растительные остатки. Рекомендуется: предусматривать заглубление фундаментов в несущий слой грунта на 10 - 15 см; избегать наличия под

подошвой фундамента слоя грунта малой толщины, если его строительные свойства значительно ниже свойств подстилающего слоя; закладывать фундаменты выше уровня подземных вод для исключения необходимости применения водопонижения при производстве работ.

На процесс морозного пучения грунтов весьма существенно влияют уровень подземных вод  $d_w$  и показатель текучести  $I_L$  грунта. Чем ближе подземные воды к подошве фундамента и чем больше влажность грунта, тем интенсивнее происходит миграция воды к верхним промерзающим грунтам. В прил.15 дана таблица, позволяющая оценить влияние промерзания грунта и уровня подземных вод на глубину заложения фундамента.

г) условия недопущения возникновения сил морозного пучения грунтов под подошвой фундамента.

Одним из факторов, определяющих заглубление фундаментов, является глубина сезонного промерзания грунтов, которые при промораживании увеличиваются в объеме, а после оттаивания дают значительные осадки. Для районов, где глубина промерзания на незастроенной территории не превышает 2,5 м, ее нормативное значение определяется по формуле:

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (2.7)$$

где  $M_t$  - безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном районе, принимаемых по СП 131.13330.2012 [12]. Для некоторых городов значения  $M_t$  приведены в прил. 8;

$d_0$  - величина, принимаемая равной, м, для:

суглинков и глин	0,23;
супесей, песков мелких и пылеватых	0,28;
песков гравелистых, крупных и средней крупности	0,30;
крупнообломочных грунтов	0,34.

Под сооружениями в силу их влияния на тепловой режим грунтов в период эксплуатации глубина промерзания будет отличаться от нормативной.

Расчетное значение глубины сезонного промерзания грунта

$$d_f = K_h d_{fn}, \quad (2.8)$$

где  $K_h$  - коэффициент, учитывающий температуру воздуха в помещении, прилегающем к наружным фундаментам, наличие подвала или техподполья, а также состав полов, и принимаемый по СП 22.13330.2016 [11]. В прил.14 представлены значения коэффициента  $K_h$ .

2.1.3. Определяется расчетное сопротивление грунтов основания  $R_0$ , используемое для предварительного вычисления размеров фундамента. Для наиболее часто встречающихся разновидностей грунтов табличные значения расчетного сопротивления  $R_0$ , заимствованные из СП 22.13330.2016 [11], представлены в приложениях 16, 17 и 18.

2.1.4 Определяется предварительное значение ширины подошвы ленточного фундамента  $b_0$  из условия равенства среднего давления по подошве  $p$  расчетному сопротивлению грунта  $R_0$ .

$$b_0 = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{mf} d}, \quad (2.9)$$

где  $N_{II}$  - погонная суммарная вертикальная нагрузка, кН/м;

$d$  - глубина заложения фундамента, м;

$R_0$  - расчетное сопротивление грунта, кПа;

$\gamma_{mf}$  - среднее значение удельного веса материала фундамента и грунта на его уступах, принимаемое в инженерных расчетах равным  $20 \text{ кН/м}^3$ .

Исходя из размера  $b_0$  подбирают по прил.23 марку железобетонной фундаментной плиты шириной  $b \geq b_0$ .

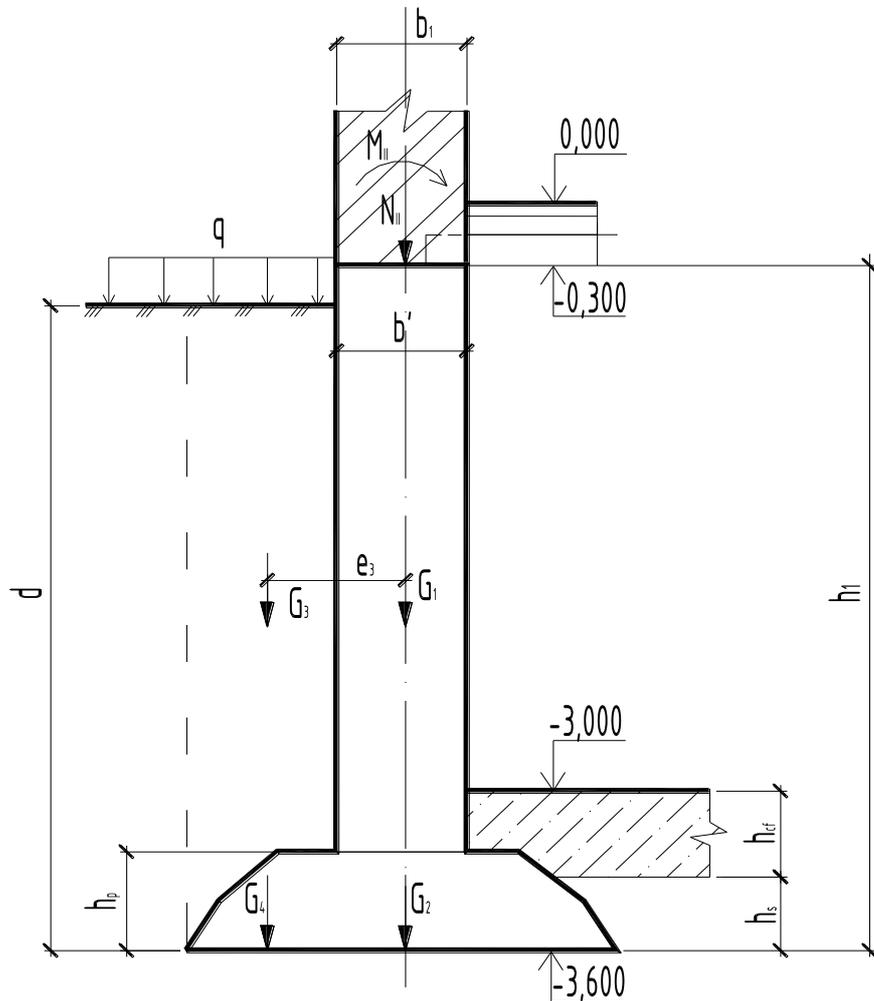


Рис.2.2. Расчетная схема к определению  
размеров ленточного фундамента

2.1.5. Определяется уточненное с учетом принятой ширины фундамента, глубины его заложения и физико-механических характеристик грунта расчетное сопротивление  $R$  по формуле (2.10):

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] \quad (2.10)$$

где  $\gamma_{c1}$ ,  $\gamma_{c2}$  - коэффициенты, условий работы, принимаемые по прил. 19. Значения  $\gamma_{c2}$  даны для сооружений с жесткой конструктивной схемой, приспособленных к восприятию усилий от деформаций основания. Для сооружений с гибкой конструктивной схемой коэффициент  $\gamma_{c2}$  принимается равным единице;

$k$  - коэффициент, принимаемый равным:  $k = 1$ , если прочностные характеристики грунта ( $\varphi$  и  $c$ ) определены непосредственно испытаниями, и  $k = 1,1$ , если они приняты по таблицам СП или региональным нормативам;

$M_\gamma, M_q, M_c$  - коэффициенты, принимаемые в зависимости от угла внутреннего трения  $\varphi_{II}$  по прил. 20;

$k_z$  - коэффициент, принимаемый равным:

при  $b < 10$  м -  $k_z = 1$ , при  $b \geq 10$  м -  $k_z = z_0/b + 0,2$  (здесь  $z_0 = 8$  м);

$b$  - ширина подошвы фундамента, м;

$\gamma_{II}$  - осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды),  $\text{кН/м}^3$ ;

$\gamma'_{II}$  - то же, залегающих выше подошвы;

$c_{II}$  - расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента,  $\text{кПа}$ ;

$d_1$  - глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле (2.11). При плитных фундаментах за  $d_1$  принимают наименьшую глубину от подошвы плиты до уровня планировки;

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{II}, \quad (2.11)$$

где  $h_s$  - толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м;

$h_{cf}$  - толщина конструкции пола подвала, м;

$\gamma_{cf}$  - расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала,  $\text{кН/м}^3$ ;

$d_b$  - глубина подвала - расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом глубиной свыше 2 м принимается  $d_b = 2$  м).

2.1.6. По формуле (2.9) с учетом вычисленного значения  $R$  уточняют ширину подошвы фундамента и в случае необходимости принимают по ГОСТу новый типоразмер железобетонной плиты, шириной большей или равной  $b$ .

2.1.7. Определяют вертикальные нагрузки в уровне подошвы фундамента на один погонный метр его длины

$$\Sigma N = N_{II} + G_1 + G_2 + G_3 + G_4. \quad (2.12)$$

Здесь  $G_1$  - вес стены подвала, кН/м

$$G_1 = l \times b' \times h_1 \times \gamma_b, \quad (2.13)$$

где  $\gamma_b$  - удельный вес бетона, принимаемый 24 кН/м<sup>3</sup>.

$G_2$  - вес фундаментной плиты, кН/м

$$G_2 = \frac{G_p}{l_p}, \quad (2.14)$$

где  $G_p$ ,  $l_p$  - соответственно вес и длина фундаментной плиты по прил. 23;

$G_3$  - вес грунта на левом уступе фундаментной плиты (весом грунта и конструкции пола подвала на правом уступе можно пренебречь), кН/м

$$G_3 = \frac{b-b'}{2} (d-h_p) \gamma''_{II}, \quad (2.15)$$

где  $\gamma''_{II}$  - удельный вес грунтов засыпки, уплотненных согласно нормативным документам с коэффициентом уплотнения  $K$  не менее 0,95 их плотности в природном сложении, допускается устанавливать по удельному весу в природном состоянии

$$\gamma''_{II} = 0,95 \gamma'_{II}. \quad (2.16)$$

$G_4$  - усилие от временной пригрузки на внешней стороне фундамента, кН/м

$$G_4 = \frac{b-b'}{2} q, \quad (2.17)$$

где  $q$  - интенсивность односторонней временной пригрузки (при отсутствии данных о ее величине может быть принята 10 кПа).

Геометрические размеры в формулах 2.13-2.17 даны на рис. 2.2.

2.1.8. Выбирается расчетная схема. Если отношение ширины стены подвала  $b'$  к ширине подошвы фундамента  $b$  составляет не менее 0,7 ( $b'/b \geq 0,7$ ), то расчетная схема стены подвала принимается в виде однопролетной вертикальной балки, шарнирно опертой как в верхней части (в уровне низа перекрытия над подвалом), так и в нижней (в уровне подошвы фундамента). В этом случае производится проверка величины среднего давления под подошвой фундамента, который рассматривается как центрально нагруженный. Среднее давление по подошве  $p$  должно удовлетворять условию:

$$p = \frac{\Sigma N}{b} \leq R. \quad (2.18)$$

Допускается перенапряжение основания не более 5 %, а недонапряжение - не более 10%. Если пределы отклонений при найденной ширине подошвы больше указанных, необходимо изменить ширину фундамента. Причем, если для выбранной ширины сборной плиты получается недонапряжение более 10%, а принятие ближайшего меньшего размера по прил.23 приводит к перенапряжению более 5%, то оставляют прежний типоразмер фундамента.

2.1.9. Если отношение  $b'/b < 0,7$ , то расчетная схема стены подвала должна приниматься в виде балки, верхний конец которой в уровне низа перекрытия над подвалом шарнирно оперт, а нижний конец в уровне подошвы фундамента упруго защемлен. В запас надежности может быть использован прием расчета стены подвала как балки, жестко защемленной нижним концом и шарнирно опертой другим. Опорный момент в заделке (в точке  $A$  подошвы фундамента) обусловлен действием веса грунта  $G_3$  и полезной нагрузки  $G_4$  на левом уступе фундамента, моментом  $M$  от перекрытия над подвалом и бокового давления грунта (рис.2.3).

Определение интенсивности активного бокового давления грунта на стену подвала в запас надежности допускается производить при следующих допущениях:

- поверхность грунта горизонтальна;
- толщина стены подвала одинакова по высоте;
- трение и сцепление грунта со стеной отсутствуют;
- грунт обратной засыпки не обладает сцеплением ( $c=0$ );
- грунт обратной засыпки находится в предельном состоянии и поверхности скольжения являются плоскими.

Для этих условий активное боковое давление грунта на стену подвала в уровне поверхности планировки при отсутствии подземных вод

$$\sigma_{a1} = \gamma''_{II} h_3 \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi'_{II}}{2} \right), \quad (2.19)$$

а на уровне подошвы фундамента

$$\sigma_{a2} = \gamma''_{II} (h_3 + d) \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi'_{II}}{2} \right) \quad (2.20)$$

При расположении уровня подземных вод ( $WL$ ) выше подошвы фундамента необходимо учитывать взвешивающее действие воды на частицы грунта и действие гидростатического давления воды на стену подвала [33]. В формулах (3.15) и (3.16) принято:

$\gamma''_{II}$  - удельный вес грунта обратной засыпки.  $\text{кН/м}^3$ , определяемый по формуле (3.12);

$\varphi'_{II}$  - расчетное значение угла внутреннего трения обратной засыпки, в соответствии с [33]  $\varphi'_{II} = 0,9 \varphi_{II}$ ;

$h_3$  - высота эквивалентного нагрузке  $q$  слоя грунта

$$h_3 = \frac{q}{\gamma''_{II}}. \quad (2.21)$$

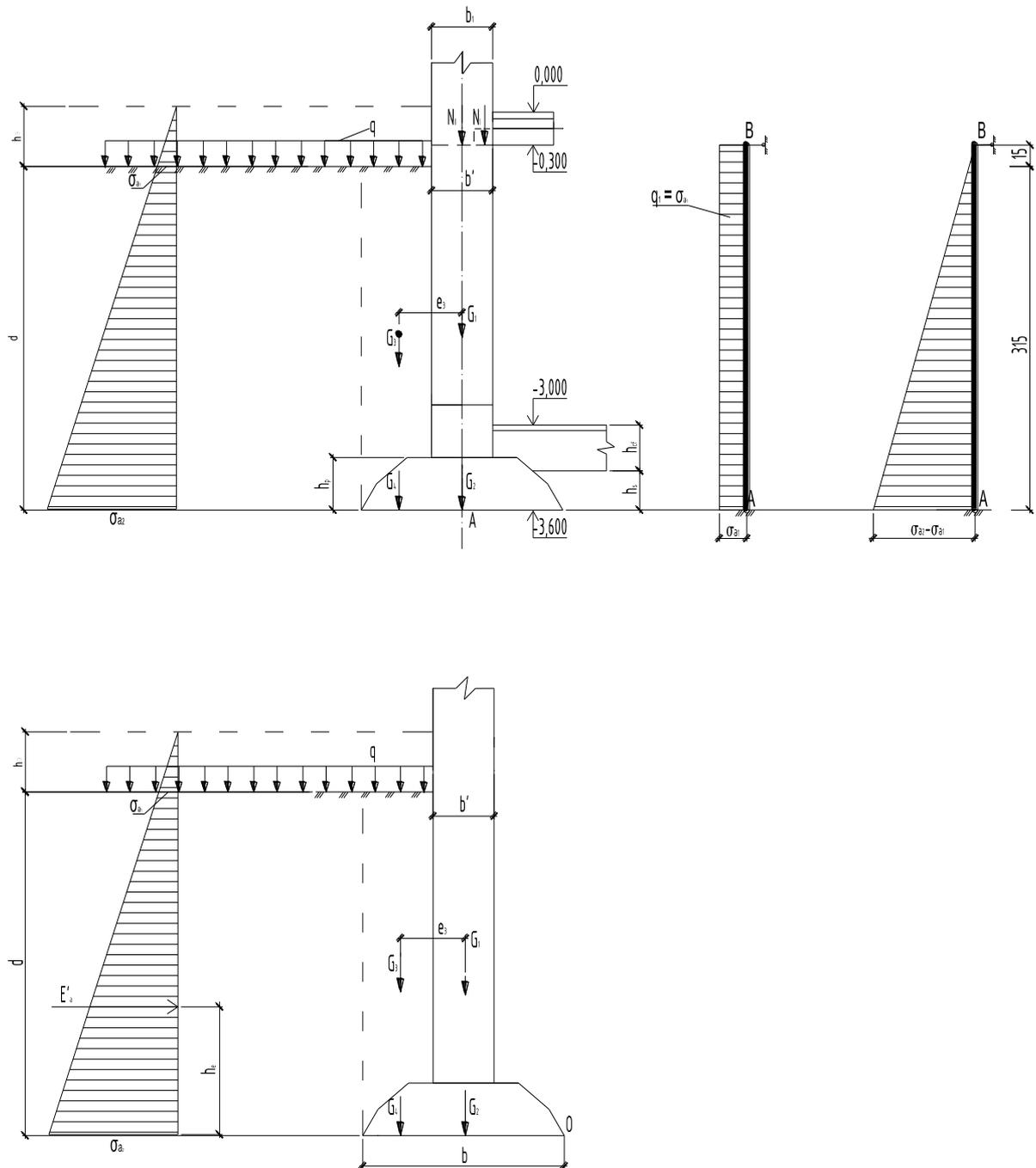


Рис.2.3. Расчетные схемы:

а - для определения момента в уровне подошвы фундамента в стадии  
завершенного строительства при  $b'/b < 0,7$ ;

б - для проверки устойчивости положения конструкции фундамента в  
стадии незавершенного строительства

Значение эксцентриситета приложения равнодействующей относительно геометрической оси подошвы фундамента (рис.2.2)

$$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma N}. \quad (2.22)$$

где  $\Sigma N$ -сумма вертикальных сил в подошве фундамента на один пог.м его длины, кН/м, определяемая по формуле (2.12).

$\Sigma M$ - сумма моментов относительно точки А подошвы фундамента на один метр его длины, кНм/м.

Относительный эксцентриситет вертикальной нагрузки в подошве фундамента:

$$\varepsilon = \frac{e}{b} \quad (2.23)$$

где  $b$  - сторона подошвы фундамента, вдоль которой действуют моменты, м;  
 $e$  - эксцентриситет вертикальной нагрузки, приложенной к подошве фундамента.

При определении моментов от бокового давления грунта рекомендуется разбивать эпюру давления на прямоугольные и треугольные участки, а также использовать сведения из табл.2.1.

В зависимости от значения относительного эксцентриситета  $\varepsilon$ , далее поступают следующим образом.

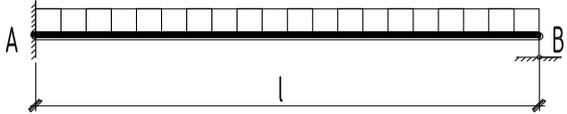
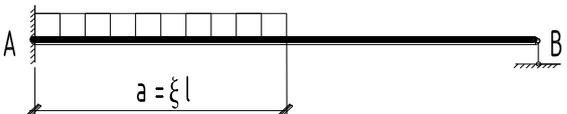
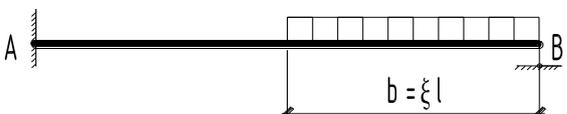
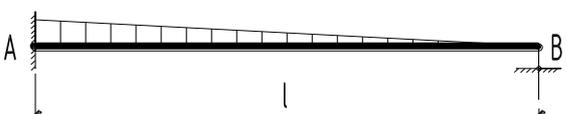
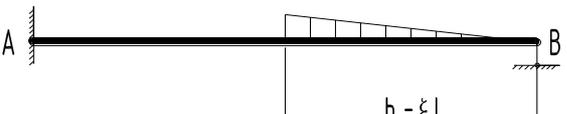
При  $\varepsilon > 0,25$  происходит отрыв подошвы более, чем на четверть ее ширины, что не допускается нормативными документами. Поэтому принимают новый ближайший типоразмер фундаментной плиты с большей шириной подошвы  $b$  до тех пор пока не выполнится условие  $\varepsilon \leq 0,25$ .

При  $\varepsilon \leq 1/30$  производится проверка только среднего давления под подошвой  $p$  по формуле (2.18), уточнение марки фундаментной плиты выполняется по п.2.1.8.

При  $1/30 < \varepsilon \leq 0,25$  фундамент рассматривается как внецентренно нагруженный, при этом должно выполняться условие

$$p_{max} \leq 1,2R. \quad (2.24)$$

## Изгибающие моменты в заделке при различных схемах загрузки

Схема нагрузок	Опорный момент $M_A$
	$-\frac{ql^2}{8}$
	$-\frac{qa^2}{8}(2 - \xi)^2$
	$-\frac{qb^2}{8}(2 - \xi)^2$
	$-\frac{ql^2}{15}$
	$-\frac{qa^2}{120}(3\xi^2 - 15\xi + 20)$
	$-\frac{qb^2}{30}(5 - 3\xi^2)$
	$+\frac{M}{2}$

Здесь максимальное давление в подошве фундамента определяется по формуле

$$p_{\max} = p(1 + 6\varepsilon). \quad (2.25)$$

Величины фактических отклонений давлений от расчетного сопротивления грунта

$$\frac{1,2R - p_{\max}}{1,2R} 100\% \quad (2.26)$$

не должны превышать 5% при перенапряжении и 10% при недонапряжении. При несоблюдении этих требований изменяют ширину подошвы фундамента и повторяют расчет.

2.1.10. Производится определение деформаций основания - в простейшем случае осадки.

Подобранные ранее размеры подошвы фундамента должны быть достаточными, чтобы удовлетворялось условие расчета основания по деформациям

$$S \leq S_u, \quad (2.26)$$

где  $S$  - совместная деформация основания и сооружения, определяемая расчетом;

$S_u$ - предельное значение совместной деформации основания и сооружения, которое принимается согласно СП 22.13330.2016[11]. В прил.21 даны некоторые рекомендуемые значения предельных деформаций основания.

Для совместного расчета сооружения и основания могут быть использованы аналитические, численные и другие методы (п. 5.1.4 [11]). При определении средних осадок основания фундаментов нагрузки на основание допускается определять без учета их перераспределения надфундаментной конструкцией. Условие (2.26) должно выполняться для всех видов совместных деформаций, указанных в п. 5.6.4 [11], таких как осадка, относительная разность осадок, крен и др.

В качестве совместной деформации ленточного фундамента многоэтажного здания АБК и основания, сложенного грунтами без специфических свойств (непросадочными, ненабухающими и т.п.), в курсовом проекте допускается принимать осадку основания фундамента.

Расчет деформаций основания выполняют, применяя расчетную схему основания в виде: линейно-деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи  $H_c$  (метод послойного суммирования).

Осадку основания фундамента  $s$  с использованием расчетной схемы в виде линейно деформируемого полупространства определяют в соответствии с п.п. 5.6.31 - 5.6.42 [11] по формуле:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zy,i}) h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zy,i} h_i}{E_{e,i}}, \quad (2.27)$$

где  $\beta$  - безразмерный коэффициент, равный 0,8;

$\sigma_{zp,i}$  - среднее значение вертикального напряжения от внешней нагрузки в  $i$ -м слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, кПа;

$h_i$  - толщина  $i$ -го слоя грунта, см, принимаемая не более  $0,4b$ ;

$E_i$  - модуль деформации  $i$ -го слоя грунта по ветви первичного нагружения, кПа;

$\sigma_{zy,i}$  - среднее значение вертикального напряжения в  $i$ -м слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, от собственного веса выбранного при отрывке котлована грунта, кПа;

$E_{e,i}$  - модуль деформации  $i$ -го слоя грунта по ветви вторичного нагружения, кПа;

$n$  - число слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания.

В курсовом и дипломном проектировании допускается использовать следующие положения и упрощения.

При расчете осадки основания фундаментов, возводимых в котлованах глубиной менее 5м можно не учитывать второе слагаемое в формуле (2.27).

В качестве модуля деформации  $E_i$  использовать значения, приведенные в отчете по инженерным изысканиям или задании на проектирование.

Модуль деформации  $E_{e,i}$  допускается принимать:

$$E_{e,i} = 5E_i \quad (2.28)$$

Для прямоугольных, круглых и ленточных фундаментов значения  $\sigma_{zp}$  на глубине  $z$  от подошвы фундамента определяют по формуле:

$$\sigma_{zp} = \alpha p, \quad (2.29)$$

где  $\alpha$  - коэффициент, принимаемый по прил. 22 в зависимости от относительной глубины  $\xi=2z/b$ , и соотношения сторон  $\eta=l/b$ ;

$p$  - среднее давление под подошвой фундамента, кПа.

Вертикальное напряжение от собственного веса грунта, выбранного при отрывке котлована, на глубине  $z$  от подошвы фундаментов определяют по формуле:

$$\sigma_{z\gamma} = \alpha \sigma_{zg,0}, \quad (2.30)$$

При определении  $\alpha$  СП [11] рекомендует использовать размеры в плане котлована, а не фундамента. Для упрощения в курсовом проектировании допускается принимать размеры в плане котлована и фундамента равными между собой. В этом случае параметры  $\eta$ ,  $\xi$ ,  $\alpha$  для фундамента и котлована будут иметь одинаковые значения.

Вертикальное напряжение от собственного веса грунта на отметке подошвы фундамента определяют по формулам:

$$\sigma_{zg,0} = \gamma_{II}' d \quad (2.31)$$

$$\sigma_{zg,0} = \gamma_{II}' d_n \quad (2.32)$$

где  $\gamma_{II}'$  - осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента,  $\text{кН/м}^3$ ,

$d$  - глубина заложения фундамента от уровня планировки при срезке грунта, м;

$d_n$ , - глубина заложения фундамента от уровня природного рельефа или от отметки планировки подсыпкой, м.

Вертикальное напряжение от собственного веса грунта на границе слоя, расположенного на глубине  $z$  от подошвы фундамента, определяется по формуле:

$$\sigma_{zg} = \gamma' d_n + \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i - u, \quad (2.33)$$

где  $\gamma_i$  и  $h_i$  - соответственно удельный вес,  $\text{кН/м}^3$ , и толщина  $i$ -го слоя грунта, залегающего выше границы слоя на глубине  $z$  от подошвы фундамента, м;

$u$  - поровое давление на рассматриваемой границе слоя, кН/м<sup>3</sup>.

В запас надежности поровое давление допускается принимать равным нулю ( $u = 0$ ).

Удельный вес грунтов, залегающих ниже уровня подземных вод, должен приниматься с учетом взвешивающего действия воды при коэффициенте фильтрации слоя грунта больше  $1 \times 10^{-5}$  м/сут и  $I_L > 0,25$  (для глинистых грунтов).

При расположении ниже уровня грунтовых вод слоя грунта с коэффициентом фильтрации менее  $1 \times 10^{-5}$  м/сут и  $I_L \leq 0,25$  (для глинистых грунтов) его удельный вес принимается без учета взвешивающего действия воды, для определения  $\sigma_{zg}$  в этом слое и ниже его следует учитывать давление столба воды, расположенного выше этого слоя.

Нижнюю границу сжимаемой толщи основания принимают на глубине  $z = H_c$ , где выполняется условие:

$$\sigma_{zp} = 0,5\sigma_{zg} \quad (2.34)$$

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 и 10 м при  $b > 60$  м.

Если в пределах глубины  $H_c$ , найденной по указанным выше условиям, залегают слои грунта с модулем деформации  $E > 100$  МПа, сжимаемую толщину допускается принимать до кровли этого грунта.

Если найденная по указанным выше условиям нижняя граница сжимаемой толщи находится в слое грунта с модулем деформации  $E \leq 7$  МПа или такой слой залегают непосредственно ниже глубины  $z = H_c$ , то этот слой включают в сжимаемую толщину, а за  $H_c$  принимают минимальное из значений, соответствующих подошве слоя или глубине, где выполняется условие  $\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}$ .

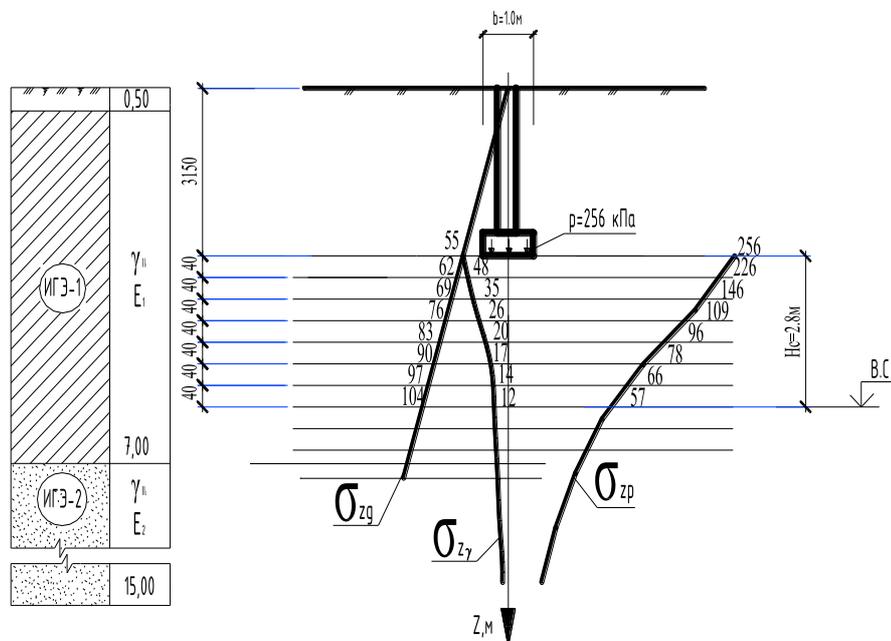


Рис.2.4. Схема к расчету осадки основания фундамента по методу послойного суммирования

В случае выполнения условия (2.26) размеры подошвы, исходя из расчета по деформациям, считают окончательно установленными. Если расчетная осадка больше предельной, то увеличивают размер подошвы фундаментной плиты или улучшают строительные свойства грунтов основания уплотнением, закреплением и т.д.

2.1.11. Производится расчет устойчивости стен подвала против сдвига и проверка прочности грунтового основания. Указанные расчеты рекомендуется производить по справочному пособию [19].

## 2.2. Проверки в стадии незавершенного строительства

Если засыпка пазух между стенками котлована и стеной подвала осуществляется до устройства надподвального перекрытия, производятся проверки фундамента на устойчивость положения конструкции на сдвиг и опрокидывание. Эти проверки относятся к расчетам по первой группе предельных состояний и нагрузки используются с коэффициентами надежности по нагрузке  $\gamma_f$ , большими единицы при определении усилий, стремящихся

сдвинуть (опрокинуть) фундамент, и меньшими единицы - при определении усилий, стремящихся удержать его.

Фундамент рассматривается как подпорная стенка; на которую действуют расчетные нагрузки: вертикальные - вес стены подвала, фундаментной плиты, грунта и временной нагрузки над левой частью фундамента; горизонтальные - боковое давление от грунта обратной засыпки и временной нагрузки. Если гидроизоляция между фундаментной плитой и стеной подвала обеспечивает достаточную связь между ними (например, при цементно-песчаной гидроизоляции), то рассматривается устойчивость положения фундамента в целом - от верха стены подвала до подошвы фундамента. При устройстве между стеной подвала и фундаментной плитой гидроизоляции из рулонных материалов необходимо дополнительно оценить устойчивость положения стены подвала относительно фундаментной плиты. Ниже приведены формулы для расчета фундамента в целом.

Сдвиг фундамента и стены подвала по подошве не произойдет, если выполняется условие

$$\Sigma F_{sa} \leq \frac{\gamma_c \Sigma F_{sr}}{\gamma_n} . \quad (2.35)$$

где  $\Sigma F_{sa}$  и  $\Sigma F_{sr}$  - сумма проекций на плоскость скольжения соответственно расчетных сдвигающих и удерживающих сил;

$\gamma_c$ - коэффициент условий работы, принимаемый для песков, кроме пылеватых  $\gamma_c = 1$ ; для пылеватых песков, а также глинистых грунтов в стабилизированном состоянии  $\gamma_c = 0,9$ ; для глинистых грунтов в нестабилизированном состоянии  $\gamma_c = 0,85$ ;

$\gamma_n$ - коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равными 1,2; 1,15 и 1,10 соответственно для зданий и сооружений повышенного, нормального и пониженного уровней ответственности.

В рассматриваемом случае

$$\Sigma F_{sa} = \gamma_f E'_a \quad (2.36)$$

где  $\gamma_f$  - коэффициент надежности по нагрузке, принимаемый равным 1,2;

$E'_a$  - равнодействующая активного бокового давления на стену подвала.

Удерживающие силы без учета пассивного давления грунта

$$\Sigma F_{sr} = \gamma_f \mu G, \quad (2.37)$$

где  $\gamma_f = 0,9$ ;

$\mu$  - коэффициент трения подошвы фундамента по грунту, принимаемый по табл.2.2;

$G$  - вертикальная нагрузка, действующая в подошве фундамента

$$G = G_1 + G_2 + G_3 + G_4. \quad (2.38)$$

Равнодействующая активного бокового давления грунта на один пог.м стены подвала определяется с использованием расчетной схемы (см.рис. 2.3) как площадь эпюры бокового давления.

Таблица 2.2

Коэффициент трения  $\mu$

Материалы	Коэффициент трения при состоянии поверхности	
	сухом	влажном
Кладка и бетон по песку или гравиям	0,60	0,50
То же, по суглинку	0,55	0,40
То же, по глине	0,50	0,40

Интенсивность активного бокового давления в уровне поверхности планировки

$$\sigma_{a1} = \gamma''_I h'_э tg^2(45^\circ - \frac{\varphi'_I}{2}), \quad (2.39)$$

а в уровне подошвы фундамента

$$\sigma_{a2} = \gamma''_I (h'_э + d) tg^2(45^\circ - \frac{\varphi'_I}{2}). \quad (2.40)$$

В формулах (2.39) и (2.40) обозначено:

$\gamma''_I$  - удельный вес обратной засыпки для расчетов по 1 группе предельных состояний, кН/м<sup>3</sup>

$$\gamma''_I = 1,05 \gamma''_{II};$$

$h'_э$  - высота эквивалентного нагрузке  $q$  слоя грунта, м

$$h'_э = \frac{q}{\gamma''_I};$$

$\varphi'_I$  - расчетное значение угла внутреннего трения обратной засыпки

$$\varphi'_I = 0,9\varphi_I.$$

Расчет на опрокидывание относительно грани фундамента (точки 0 на рис.2.3) производится по формуле:

$$\Sigma M_{sa} \leq \frac{\gamma_c \Sigma M_{sr}}{\gamma_n}, \quad (2.41)$$

где  $\gamma_c$  и  $\gamma_n$  - те же, что и в формуле (2.23);

$\Sigma M_{sa}$  и  $\Sigma M_{sr}$  - суммы моментов соответственно опрокидывающих и удерживающих сил относительно точки 0.

В рассматриваемом случае

$$\Sigma M_{sa} = \gamma_f E'_a h_E, \quad (2.42)$$

где  $\gamma_f = 1,2$ ;

$h_E$  - расстояние от подошвы фундамента до точки приложения равнодействующей бокового давления грунта

$$h_E = \frac{d(d + 3h'_э)}{3(d + 2h'_э)}. \quad (2.43)$$

Сумма удерживающих моментов

$$\Sigma M_{sr} = \gamma_f [(G_1 + G_2)0,5b + (G_3 + G_4)(e_3 + 0,5b)], \quad (2.44)$$

где  $\gamma_f = 0,9$ .

В случае невыполнения хотя бы одного из условий (2.35) или (2.41) засыпку пазух котлована грунтом следует предусматривать после устройства перекрытия над подвалом.

### 2.3. Пример расчета ленточного фундамента под стену подвала

Требуется запроектировать сборный сплошной ленточный фундамент под наружную продольную стену административно-бытового корпуса в Воронеже. Здание пятиэтажное, стены кирпичные толщиной  $b_l = 0,51$  м, удельный вес кладки  $\gamma = 18$  кН/м<sup>3</sup>. Расстояние между продольными стенами в осях  $l = 6,0$  м, в свету  $l_0 = 5,6$  м. Междуетажные перекрытия выполнены из сборных железобетонных плит с полами из линолеума, вес одного кв. метра перекрытия 3,0 кН ( $q_1 = 3,0$  кПа). Покрытие - сборные ребристые железобетонные плиты, пароизоляция, утеплитель, трехслойный гидроизоляционный ковер, гравий, втопленный в битумную мастику ( $q_2 = 5,0$  кПа). Кровля - плоская ( $\alpha = 0^\circ$ ). Высота стены  $H = 16,2$  м, коэффициент проемности  $m = 0,85$ . Длина заделки плиты перекрытия над подвалом  $s = 0,12$  м. Относительная отметка поверхности земли в рассчитываемом сечении - 0,45, отметка низа перекрытия над подвалом - 0,30, отметка пола подвала - 3,00. Стены подвала из сборных бетонных блоков. Пол в подвале бетонный толщиной  $h_{cf} = 0,2$  м, его удельный вес  $\gamma_{cf} = 24$  кН/м<sup>3</sup>. В здании не предусмотрены конструктивные мероприятия по восприятию неравномерных деформаций основания, поэтому конструктивная схема здания гибкая.

В результате проведенных инженерно-геологических изысканий установлен геолого-литологический разрез грунтовой толщи:

слой №1 (от 0 до 0,4 ... 0,6 м) - почвенно-растительный;

слой №2 (от 0,4 ... 0,6 до 6,5 ... 7,0 м) - суглинок желто-бурый, лессовидный, непросадочный делювиальный, верхнечетвертичного возраста;

слой №3 (от 6,5 ... 7,0 м и до разведанной глубины 15,0 м) - песок желтый пылеватый, аллювиальный, верхнечетвертичного возраста.

Подземные воды до глубины 15 м не встречены. Их подъем не прогнозируется.

Статистический анализ физических показателей грунтов позволил выделить в толще инженерно-геологические элементы (ИГЭ). Поскольку слой №1, который заведомо должен быть прорезан фундаментами, находится выше глубины промерзания и не оказывает существенного влияния на результаты расчетов, то его объединяем со слоем №2 в один инженерно-геологический элемент ИГЭ-1, распространяющийся от поверхности до глубины 6,5 -7,0м. Ниже находится песок пылеватый ИГЭ-2, глубину распространения которого принимаем от 7,0 м до разведанной глубины. Обобщенные физико-механические характеристики грунтов представлены в табл.2.3.

Производим классификацию грунтов по ГОСТ 25100-2011. Для глинистых грунтов при классификации используется число пластичности  $I_p$  и показатель текучести  $I_L$ ; Для песчаных грунтов учитывается крупность песка, коэффициент водонасыщения и плотность сложения.

Таблица 2.3

Физико-механические характеристики грунтов

Номер слоя	$r_{II}$	$r_s$	$W$	$W_p$	$W_L$	$e$	$C_l$	$f_l$	$C_{II}$	$f_{II}$
	т/м <sup>3</sup>	т/м <sup>3</sup>					кПа	град	кПа	град
ИГЭ-1	1,74	2,70	0,20	0,17	0,30	0,86	15	20	18	22
ИГЭ-2	1,75	2,65	0,05	-	-	0,60	3	28	5	30

ИГЭ-1. Число пластичности  $I_p = (0,30-0,17)100\% = 13\%$ . Так как  $7 < I_p = 13 < 17$ , то грунт является суглинком (прил.1). Показатель текучести  $I_L = (0,20-0,17)/(0,30-0,17) = 0,23$ . При  $0 < I_L = 0,23 < 0,25$  суглинок имеет полутвердую консистенцию (прил.2).

Дополнительно по прил.5 определяют значение модуля деформации  $E = 11000$  кПа (в запас надежности принято для  $e = 0,95$ ).

При определении расчетного сопротивления  $R_0$  по прил.18 используем формулу двойной интерполяции:

$$R_0(e, I_L) = \frac{e_2 - e}{e_2 - e_1} \left[ (1 - I_L) R_0(1, 0) + I_L R_0(1, 1) \right] + \frac{e - e_1}{e_2 - e_1} \left[ (1 - I_L) R_0(2, 0) + I_L R_0(2, 1) \right],$$

где  $e_1$  и  $e_2$  - соседние значения коэффициента пористости в между которыми находится значение  $e$  для рассматриваемого грунта (см. прил. 18);

$R_0(1, 0)$  и  $R_0(1, 1)$ - значения  $R_0$ , при коэффициенте пористости  $e_1$ , соответствующие значениям  $I_p = 0$  и  $I_L = 1$ ;

$R_0(2, 0)$  и  $R_0(2, 1)$ - то же, при  $e_2$ .

Для суглинка, имеющего  $I_L = 0,23$  и  $e = 0,86$ , получаем

$$R_0 = \frac{1 - 0,86}{1 - 0,7} \left[ (1 - 0,23) 250 + 0,23 * 180 \right] + \frac{0,86 - 0,7}{1 - 0,7} * \left[ (1 - 0,23) * 200 + 0,23 * 100 \right] = 203 \text{ кПа}.$$

При определении  $R_0$  для глинистых грунтов рекомендуется следующее:

- если вычисленное значение  $I_L$  отрицательное, то принимать  $I_L = 0$ ;
- если значение коэффициента пористости  $e$  совпадает с приведенными в

прил. 18, то

$$R_0(I_L) = R_0(1, 0) - I_L [R_0(1, 0) - R_0(1, 1)].$$

ИГЭ-2. Коэффициент водонасыщения  $S_r = 0,05 * 2,56 / 0,60 * 1 = 0,14$ . Т.к.  $0 < S_r = 0,14 < 0,5$ , то песок является малой степени водонасыщения по прил. 3. Коэффициент пористости находится в интервале  $0,6 \leq e = 0,6 < 0,8$ , поэтому пылеватый песок согласно прил. 4- средней плотности сложения. По прил. 6 модуль деформации пылеватого песка при  $e = 0,6$  равен  $E = 18000$  кПа (в запас надежности принято для  $e = 0,65$ ). По прил. 17 для песка пылеватого, малой степени водонасыщения, средней плотности сложения  $R_0 = 250$  кПа.

Поскольку грунты не обладают специфическими свойствами, в районе строительства не ожидается проявления опасных инженерно-геологических процессов, грунты обоих ИГЭ имеют значения  $R_0 > 150$  кПа и  $E > 5000$  кПа, то на данном этапе проектирования можно сделать вывод о том, что оба слоя могут служить в качестве естественного основания.

Верхний почвенно-растительный слой в пределах застройки срезается на глубину 0,5 м и используется в дальнейшем для озеленения территории проектируемого промышленного предприятия.

Определяем нагрузки для расчетов по деформациям ( $\gamma_f = 1$ ) в уровне низа перекрытия над подвалом.

Грузовая площадь по формуле (2.2)

$$A_1 = 1,0 \cdot 5,6 / 2 = 2,8 \text{ м}^2.$$

Вес стены по формуле (2.1)

$$N^{(1)} = 1 \cdot 16,2 \cdot 0,51 \cdot 18 \cdot 0,85 = 126 \text{ кН/м}.$$

Вес 5 междуэтажных перекрытий

$$N^{(2)} = 2,8 \cdot 3,0 \cdot 5 = 42 \text{ кН/м}.$$

Вес покрытия

$$N^{(3)} = 2,8 \cdot 5,0 = 14 \text{ кН/м}.$$

Временная длительная нагрузка от перегородок на 5 перекрытий (по прил.11  $q_3 = 0,5$  кПа)

$$N^{(4)} = 2,8 \cdot 0,5 \cdot 5,0 = 7 \text{ кН/м}.$$

Нагрузка на 5 перекрытий (при ее пониженном значении для административно-бытовых зданий по прил. 10  $q_4 = 2,0 \cdot 0,35 = 0,7$  кПа)

$$N^{(5)} = 2,8 \cdot 0,7 \cdot 5 = 9,8 \text{ кН/м}.$$

Вес снегового покрова для г. Воронежа, относящегося (прил.8) к III снеговому району, равен  $S_g = 1,8$  кПа (прил.9). Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия определяем по формуле (1.1):

$$S_0 = 0,7 c_e c_t \mu S_g = 0,7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,8 = 1,26 \text{ кПа}$$

В запас надежности в формуле принято  $c_e = 1$ ,  $c_t = 1$ ,  $\mu = 1$ .

Так как среднемесячная температура января равна  $-9,8^\circ\text{C}$ , что ниже  $-5^\circ\text{C}$ , то в соответствии с примечаниями прил. 9 пониженное значение снеговой нагрузки:  $q_5 = 0,7 \times 1,26 = 0,89$  кПа.

Снеговая нагрузка на покрытие  $N^6 = 2,8 \times 0,89 = 2,5$  кН/м.

Умножая временные нагрузки, принимаемые как длительные, на коэффициент сочетаний  $\psi_1 = 0,95$ , получим суммарную вертикальную нагрузку на один пог. м в уровне низа перекрытия над подвалом.

$$N_{II} = N^{(1)} + N^{(2)} + N^{(3)} + \psi (N^{(4)} + N^{(5)} + N^{(6)}) = 126 + 42 + 14 + 0,95(7 + 9,8 + 2,5) = 200 \text{ кН/м.}$$

Отдельно определяем вертикальную нагрузку от перекрытия над подвалом

$$N_I = 2,8 \cdot 3 + 0,95 (2,8 \cdot 0,5 + 2,8 \cdot 0,7) = 12 \text{ кН/м.}$$

Эксцентриситет приложения этой нагрузки составляет

$$e_1 = \frac{0,51}{2} - \frac{0,12}{3} = 0,21 \text{ м,}$$

а момент на пог. м

$$M'_I = 12 \cdot 0,21 = 2,4 \text{ кНм/м.}$$

Из конструктивных соображений (обеспечение проектной высоты подвала) отметку подошвы фундамента назначаем - 3.60 (см.рис.2.2). Тогда:

- при высоте фундаментной плиты 0,3 м и высоте каждого из пяти рядов стеновых блоков по 0,6 м перекрытие над подвалом укладывается на верхний блок;
- условие недопущения выпора грунта из-под подошвы фундамента соблюдается, так как

$$h_s + h_{sf} = 0,6 \text{ м} > 0,5 \text{ м;}$$

- глубина заложения фундамента  $d$ , равная 3,15 м, значительно превышает расчетную глубину сезонного промерзания грунта, следовательно, условие недопущения сил морозного пучения грунтов под подошвой фундамента соблюдается;
- основанием фундамента будет служить суглинок полутвердый, непросадочный (ИГЭ-1), с табличным значением расчетного сопротивления грунта  $R_0 = 203 \text{ кПа}$ ,

Определим предварительное значение ширины подошвы ленточного фундамента  $b_0$  по формуле (2.9):

$$b_0 = \frac{200}{203 - 20 \cdot 3,15} = 1,45 \text{ м.}$$

Используя прил.23, подбираем марку железобетонной фундаментной плиты ФЛ 14.24 шириной  $b = 1,4$  м.

По формуле (2.10) вычислим уточненное расчетное сопротивление грунта при коэффициентах  $\gamma_{c1} = 1,25$  и  $\gamma_{c2} = 1,0$  согласно прил.19 для суглинка  $I_L = 0,23$  и здания с гибкой конструктивной схемой. Коэффициент  $K=1$ , так как прочностные характеристики определены инженерно-геологическими изысканиями; при  $\varphi_{II} = 22^\circ$  согласно прил.20  $M_\gamma=0,61$ ,  $M_q=3,44$ ,  $M_c= 6,04$ .

В этой формуле приведенная глубина заложения фундамента от пола подвала:

$$d_1 = 0,40 + 0,20 \cdot 24 / 17,4 = 0,67 \text{ м.}$$

Расстояние от уровня планировки до пола подвала  $d_b = 3,0 - 0,45 = 2,55$  м, оно должно приниматься не более 2 м. Принимаем  $d_b = 2$  м.

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,0} [0,61 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 17,4 + 3,44 \cdot 0,67 \cdot 17,4 + (3,44 - 1) 2 \cdot 17,4 + 6,04 \cdot 18] = 311 \text{ кПа.}$$

По формуле (2.9) уточним ширину подошвы фундамента с учетом вычисленного значения  $R$ :

$$b = \frac{200}{311 - 20 \cdot 3,15} = 0,81 \text{ м.}$$

По прил.23 принимаем с некоторым запасом, учитывая боковое давление грунта, фундаментную плиту ФЛ 10.24, шириной  $b = 1,0$  м, высотой  $h_p = 0,3$  м, длиной  $l_p = 2,38$  м и весом 13,8 кН.

Определяем вертикальные нагрузки в уровне подошвы фундамента. Стену подвала назначаем из фундаментных стеновых блоков сплошных из тяжелого бетона шириной  $b' = 0,5$  м марки ФБС 24.5.6 - Т (прил.24) Вес стены подвала по формуле (2.11)

$$G_1 = 1 \cdot 0,5 \cdot 3 \cdot 24 = 36 \text{ кН/м.}$$

Вес фундаментной плиты по формуле (2.12)

$$G_2 = \frac{13,8}{2,38} = 5,8 \text{ кН / м.}$$

Вес грунта на левом уступе фундаментной плиты находим по формуле (2.13)

$$G_3 = \frac{1,0 - 0,5}{2} (3,15 - 0,3) 16,5 = 11,8 \text{ кН/м},$$

где  $\gamma''_{II} = 0,95 * 17,4 = 16,5 \text{ кН/м}^3$ .

Усилия от временной пригрузки на внешней стороне фундамента определим по формуле (2.14)

$$G_4 = \frac{1,0 - 0,5}{2} 10 = 2,5 \text{ кН/м}.$$

Сумма вертикальных нагрузок в уровне подошвы фундамента по формуле (2.8)

$$\Sigma N = 200 + 36 + 5,8 + 11,8 + 2,5 = 256 \text{ кН/м}.$$

Выбираем расчетную схему. Для этого проверяем соотношение  $b'/b$ :

$$b'/b = \frac{0,5}{1,0} = 0,5 < 0,7.$$

Следовательно, расчетная схема подвала может приниматься в виде вертикальной балки, верхний конец которой в уровне низа перекрытия над подвалом шарнирно оперт, а нижний конец в уровне подошвы фундамента защемлен (см. рис.2.3).

Интенсивность активного бокового давления грунта в уровне поверхности планировки определяем по формуле (2.19)

$$\sigma_{a1} = 16,5 * 0,61 * \text{tg}^2(45^\circ - \frac{19,8^\circ}{2}) = 5,0 \text{ кПа},$$

$$\text{где } h_3 = 10/16,5 = 0,61 \text{ м};$$

$$\varphi'_{II} = 22^\circ * 0,9 = 19,8^\circ.$$

Интенсивность активного бокового давления грунта в уровне подошвы фундамента определим по формуле (2.20)

$$\sigma_{a2} = 16,5 * (0,61 + 3,15) * \text{tg}^2(45^\circ - \frac{19,8^\circ}{2}) = 30,6 \text{ кПа}.$$

Значения опорных моментов определим, используя табл.2.1. Для этого разобьем площадь эпюры боковых давлений на прямоугольный и треугольный участки (см.рис.2.3). Момент в заделке от действия равномерно распределенной нагрузки  $q_1 = \sigma_{a1} = 5,0 \text{ кПа}$  на участке 1 при

$$\xi = 3,15/3,3 = 0,955$$

$$M_1 = -\frac{5,0 * 3,15^2}{8} (2 - 0,955)^2 = -6,8 \text{ кНм/м}$$

Момент в заделке от действия треугольной нагрузки на участке II

$$q_2 = \sigma_{a2} - \sigma_{a1} = 30,6 - 5,0 = 25,6 \text{ кПа};$$

$$M_2 = \frac{25,6 * 3,15^2}{120} (3 * 0,955^2 - 15 * 0,955 + 20) = -17,8 \text{ кНм/м}.$$

Момент в заделке от веса грунта на уступе фундаментной плиты

$$M_3 = G_3 * e_3 = G_3 \frac{b + b'}{4} = 11,8 \frac{1,0 + 0,5}{4} = 4,2 \text{ кНм/м}.$$

Момент в заделке от вертикальной пригрузки на внешней стороне фундамента

$$M_4 = G_4 \frac{b + b'}{4} = 2,5 \frac{1,0 + 0,5}{4} = 0,94 \text{ кНм/м}.$$

Момент в заделке от действия момента  $M'_1$ , приложенного в уровне перекрытия над подвалом,

$$M_5 = \frac{2,4}{2} = 1,2 \text{ кНм/м}.$$

Суммарный момент в подошве фундамента

$$\Sigma M = -6,8 - 17,8 + 4,2 + 0,94 + 1,2 = -18,3 \text{ кНм/м}.$$

По формулам (2.22) и (2.23) определяем эксцентриситет и его относительное значение

$$e = \frac{18,3}{256} = -0,07 \text{ м}; \varepsilon = \frac{0,07}{1,0} = 0,07.$$

В связи с тем, что значение относительного эксцентриситета находится в интервале  $1/30 < e = 0,07 < 0,25$ , фундамент нужно рассматривать как внецентренно нагруженный и выполнять условие (2.24), в котором расчетное сопротивление грунта уточненное для  $b=1,0$ м равно  $R=306$  кПа, а

$$p_{\max} = \frac{256}{1 * 1} (1 + 6 * 0,07) = 363 \text{ кПа}.$$

Проверяем это условие

$$p_{\max} = 363 \text{ кПа} < 1,2 * 306 = 367 \text{ кПа}.$$

Величина фактического отклонения  $p_{\max}$  от  $1,2R$ , вычисленная по формуле (2.26), равна

$$\frac{367 - 363}{367} 100\% = 1\%.$$

Недонагружение основания составляет 1%, что меньше допустимых 10%.

Далее для стадии законченного строительства производят расчет деформаций и проверку несущей способности основания.

Расчет осадки основания фундамента ведем по формуле (2.27).

Сначала разбиваем основание ниже подошвы фундамента на элементарные слои  $h = 0,4b = 0,4 * 1,0 = 0,4$  м. Таких слоев принимаем в пределах ИГЭ-1 в количестве шести, частично захватываем подстилающий ИГЭ-2 (см. рис.2.4).

Находим по формуле (2.31) вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента  $s_{zg,0} = 17,4 * 3,15 = 55$  кПа. По формуле (2.33) определяем значения  $s_{zg}$  на различных глубинах, при этом взвешивающее действие воды и поровое давление не учитываем. Например, на уровне подошвы первого слоя  $z=40$  см

$$h_1=40\text{см}, \quad s_{zg1} = 55 + 17,4 * 0,4 = 62\text{кПа}.$$

Вертикальные напряжения от внешней нагрузки ( $p=256$  кПа) определяем по формуле (2.29). Для глубины  $z_1 = 40$  см находим  $\zeta = 2 * 40/100 = 0,8$ . Зная  $\eta=l/b \geq 10$  и  $\zeta = 0,8$ , определяем по прил. 22 значение  $\alpha_1 = 0,881$ . Напряжение в грунте на глубине  $z_1 = 40$  см составляет  $\sigma_{zp} = 0,881 * 256 = 226$  кПа. Аналогичным образом вычислены значения  $\sigma_{zp}$  для других глубин, что представлено в табл.2.5.

Вертикальные напряжения от собственного веса выбранного при отрывке котлована грунта  $\sigma_{zy}$  определяем по формуле (2.30), считая размеры в плане фундамента и котлована равными между собой. Например, при  $z=40$  см  $\sigma_{zy} = 55 * 0,881 = 48$  кПа.

Вычисляем разность напряжений  $\sigma_{zp} - \sigma_{zy}$ , а также разность  $\sigma_{zpi} - \sigma_{zpi}$  в середине слоев по глубине сжимаемой толщи основания. Нижнюю границу сжимаемой толщи основания принимаем на глубине  $z=H_c=280$  см, где выполнено условие  $\sigma_{zp} = 52$  кПа  $\approx 0,5\sigma_{zg} = 0,5 * 104 = 57$  кПа.

К расчету осадки основания фундамента

z, см	$\zeta$	$\alpha$	$\sigma_{zg}$ , кПа	$0,5 \sigma_{zg}$ кПа	$\sigma_{zp}$ , кПа	$\sigma_{zy}$ кПа	$\sigma_{zp}-\sigma_{zy}$ , кПа	$\sigma_{zpi}-\sigma_{zyi}$ , кПа	$h_i$ , см	$E_i$ , кПа
0	0,0	1,000	55	28	256	55	201	190	40	$11 \times 10^3$
40	0,8	0,881	62	31	226	48	178	145	40	$11 \times 10^3$
80	1,6	0,642	69	35	146	35	111	97	40	$11 \times 10^3$
120	2,4	0,477	76	38	109	26	83	80	40	$11 \times 10^3$
160	3,2	0,374	83	42	96	20	76	69	40	$11 \times 10^3$
200	4,0	0,306	90	45	78	17	61	57	40	$11 \times 10^3$
240	4,8	0,258	97	49	66	14	52	49	40	$11 \times 10^3$
280	5,6	0,223	104	52	< 57	12	45			
320	6,4	0,196	111	55	> 50			Нижняя граница сжимаемой толщи		
360	7,2	0,175	118	59						
385	7,7	0,165	122	61						
400	8,0	0,158	125	63						

Используя данные табл.2.4, вычисляем осадку основания фундамента по формуле (2.27), в которой при глубине котлована  $3,15\text{м} < 5\text{м}$  второе слагаемое не учитываем:

$$S=0,8 \left[ \frac{(190+145+97+80+69+57+49)40}{11 \cdot 10^3} \right] = 2,0 \text{ см.}$$

Согласно прил.21 для многоэтажных бескаркасных зданий с несущими стенами из кирпичной кладки без армирования предельная осадка  $S_u = 12 \text{ см}$ . Расчетная осадка  $S = 2,0 \text{ см} < S_u = 12 \text{ см}$ .

Условие расчета основания фундамента по второй группе предельных состояний соблюдается.

После удовлетворения условиям расчетов по предельным состояниям окончательно назначаем марку фундаментной плиты, используя прил. 23. При ширине фундаментной плиты 1000 мм., толщине стены подвала 500 мм (не менее 300 мм), расчетном давлении на основание под подошвой фундамента  $p=256/1=256\text{кПа} < R=360 \text{ кПа}$ , запроектированный ленточный фундамент

относится к 2 группе по несущей способности (см. прил.23). Принимаем марку фундаментной плиты ФЛ 10.24-2.

Выполним проверки в стадии незавершенного строительства в соответствии с п.2.2. Предварительно вычислим необходимые параметры

$$G = 36 + 5,8 + 11,8 + 2,5 = 56,1 \text{ кН/м};$$

$$\gamma''_I = 1,05\gamma''_{II} = 16,5 * 1,05 = 17,3 \text{ кН/м}^3;$$

$$\varphi'_I = 0,9\varphi_I = 0,9 * 20^\circ = 18^\circ$$

(значение  $\varphi_I = 20^\circ$  принято по табл.2.3);

$$h'_o = \frac{10}{17,3} = 0,58 \text{ м}.$$

Интенсивность активного бокового давления грунта в уровне поверхности планировки по формуле (2.39):

$$\sigma_{a1} = 17,3 * 0,58 \text{tg}^2(45^\circ - \frac{18^\circ}{2}) = 5,3 \text{ кПа}.$$

Интенсивность активного бокового давления грунта в уровне подошвы фундамента по формуле (2.40)

$$\sigma_{a2} = 17,3(0,58 + 3,15) \text{tg}^2(45^\circ - \frac{18^\circ}{2}) = 34,1 \text{ кПа}.$$

Равнодействующую активного бокового давления грунта на стену подвала определяем как площадь эпюры бокового давления (см.рис.2.3)

$$E'_a = \frac{\sigma_{a1} + \sigma_{a2}}{2} d = \frac{5,3 + 34,1}{2} 3,15 = 62 \text{ кН/м}.$$

Проверяем фундамент на сдвиг по подошве по формулам (2.35) - (2.37).

$$\Sigma F_{sa} = 1,2 * 62 = 74,4 \text{ кН/м};$$

$$\Sigma F_{sr} = 0,9 * 0,55 * 56,1 = 28 \text{ кН/м}.$$

Условие (2.35) не выполняется, так как

$$\Sigma F_{sa} = 74,4 > 0,9 * 28 / 1,15 = 21,1 \text{ кН/м}.$$

Производим проверку на опрокидывание относительно грани фундамента (точки 0 на рис.2.3). Для этого по формуле (2.43) определим расстояние от подошвы фундамента до центра тяжести эпюры боковых давлений

$$h_E = \frac{3,15(3,15 + 3 * 0,58)}{3(3,15 + 2 * 0,58)} = 1,19 \text{ м}.$$

Сумму опрокидывающих моментов найдем по формуле (2.42)

$$\Sigma M_{sa} = 1,2 * 62 * 1,19 = 88,6 \text{ кНм.}$$

Сумма удерживающих моментов относительно точки 0 (рис. 2.3) определяется по формуле (2.44):

$$\Sigma M_{sr} = 0,9 \left[ (36 + 5,8) \frac{1,0}{2} + (11,8 + 2,5) \left( 0,375 + \frac{1,0}{2} \right) \right] = 30 \text{ кНм}$$

Условие (2.41) не выполняется, так как  $\Sigma M_{sa} = 88,6 > 0,9 * 30 / 1.15 = 23 \text{ кНм.}$

Поскольку условия (2.35) и (2.41) не удовлетворяются, обратную засыпку пазух котлована грунтом следует производить после устройства перекрытия над подвалом.

## Приложения

### Приложение 1

#### Подразделение глинистых грунтов по числу пластичности

Разновидность глинистых грунтов	Число пластичности $I_p$
Супесь	$1 \leq I_p \leq 7$
Суглинок	$7 < I_p \leq 17$
Глина	$I_p > 17$

### Приложение 2

#### Подразделение глинистых грунтов по показателю текучести

Разновидность глинистых грунтов	Показатель текучести $I_L$
Супесь:	
— твердая	$I_L < 0$
— пластичная	$0 \leq I_L \leq 1$
— текучая	$I_L > 1$
Суглинки и глины:	
— твердые	$I_L < 0$
— полутвердые	$0 \leq I_L \leq 0,25$
— тугопластичные	$0,25 < I_L \leq 0,50$
— мягкопластичные	$0,50 < I_L \leq 0,75$
— текучепластичные	$0,75 < I_L \leq 1,00$
— текучие	$I_L > 1,00$

### Приложение 3

#### Подразделение крупнообломочных грунтов и песков по коэффициенту водонасыщения $S_r$

Разновидность грунтов	Коэффициент водонасыщения $S_r$
Малой степени водонасыщения (маловлажные)	$0 < S_r \leq 0,50$
Средней степени водонасыщения (влажные)	$0,50 < S_r \leq 0,80$
Насыщенные водой (водонасыщенные)	$0,80 < S_r \leq 1,00$

Подразделение песчаных грунтов по коэффициенту пористости

Разновидность песков	Коэффициент пористости $e$		
	Пески гравелистые, крупные и средней крупности	Пески мелкие	Пески пылеватые
Плотный	$e < 0,55$	$e < 0,60$	$e < 0,60$
Средней плотности	$0,55 < e \leq 0,70$	$0,60 < e \leq 0,75$	$0,60 < e \leq 0,80$
Рыхлый	$e > 0,70$	$e > 0,75$	$e > 0,80$

Нормативные значения модуля деформации  
глинистых нелессовых грунтов

Происхождение и возраст грунтов	Наименование грунтов и пределы нормативных значений их показателя текучести	Модуль деформации грунтов $E$ , МПа, при коэффициенте пористости $e$ , равном						
		0,45	0,55	0,65	0,75	0,8	0,95	1,05
Четвертичные	Супеси $0 \leq I_L \leq 0,75$	32	24	16	10	7	-	-
	$0 \leq I_L \leq 0,25$	34	27	22	17	14	11	-
Аллювиальные Делювиальные	Суглинки $0,25 < I_L \leq 0,5$	32	25	19	14	11	8	-
	Озерные $0,5 < I_L \leq 0,75$	-	-	17	12	8	6	5
Озерно- аллювиальные	$0 \leq I_L \leq 0,25$	-	28	24	21	18	15	12
	Глины $0,25 < I_L \leq 0,5$	-	-	21	18	15	12	9
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	-	-	-	15	12	9	7
Четвертичные Флювиогляциаль- ные	Супеси $0 \leq I_L \leq 0,75$	33	24	17	11	7	-	-
	$0 \leq I_L \leq 0,25$	40	32	27	21	-	-	-
	Суглинки $0,25 < I_L$ $0,5 < I_L \leq 0,75$	35	28	22	17	14	-	-
		-	-	17	13	10	7	-

Приложение 6

Нормативные значения удельного сцепления  $c_n$ , кПа,  
угла внутреннего трения  $\varphi_n$ , град. и модуля деформации  $E$ , МПа,  
песчаных грунтов четвертичных отложений

Песчаные грунты	Обозначения характеристик грунтов	Характеристика грунтов при коэффициенте пористости $e$ , равном			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистые и крупные	$c_n$	2	1	-	-
	$\varphi_n$	43	40	38	-
	$E$	50	40	30	-
Средней крупности	$c_n$	3	2	1	-
	$\varphi_n$	40	38	35	-
	$E$	50	40	30	-
Мелкие	$c_n$	6	4	2	-
	$\varphi_n$	38	36	32	28
	$E$	48	38	28	18
Пылеватые	$c_n$	8	6	4	2
	$\varphi_n$	36	34	30	26
	$E$	39	28	18	11

Приложение 7

Нормативные значения удельного сцепления  $c_n$ , кПа,  
угла внутреннего трения  $\varphi_n$ , град.,  
глинистых нелессовых грунтов четвертичных отложений

Наименование грунтов и пределы нормативных значений их показателя текучести		Обознач ения характер истик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости $e$ , равном						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супеси	$0 \leq I_L \leq 0,25$	$c_n$	21	17	15	13	-	-	-
		$\varphi_n$	30	29	27	24	-	-	-
	$0,25 < I_L \leq 0,75$	$c_n$	19	15	13	11	9	-	-
		$\varphi_n$	28	26	24	21	18	-	-
Суглин ки	$0 < I_L \leq 0,25$	$c_n$	47	37	31	25	22	19	-
		$\varphi_n$	26	25	24	23	22	20	-
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	$c_n$	39	34	28	23	18	15	-
		$\varphi_n$	24	23	22	21	19	17	-

Наименование грунтов и пределы нормативных значений их показателя текучести	Обозначения характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости $e$ , равном							
		0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	
$0,5 < I_L \leq 0,75$	$c_n$	-	-	25	20	16	14	12	
	$\varphi_n$	-	-	19	18	16	14	12	
Глины	$0 < I_L \leq 0,25$	$c_n$	-	81	68	54	47	41	36
		$\varphi_n$	-	21	20	19	18	16	14
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	$c_n$	-	-	57	50	43	37	32
		$\varphi_n$	-	-	18	17	16	14	11
$0,5 < I_L \leq 0,75$	$c_n$	-	-	45	41	36	33	29	
	$\varphi_n$	-	-	15	14	12	10	7	

## Приложение 8

Сумма абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму  $M_t$ , средняя температура января и номер снегового и ветрового района

Город	$M_t$	Температура января, $С^0$	Снеговой район	Ветровой район	Средняя скорость ветра, м/с
1	2	3	4	5	6
Астрахань	15,5	-6,7	I	III	5
Белгород	21,9	-8,5	III	II	5
Владимир	36,4	-11,9	III	I	4
Волгоград	20,4	-7,6	II	III	5
Вологда	39,4	-12,6	IV	I	5
Воронеж	29,9	-9,8	III	II	5
Иваново	39,1	-11,9	IV	I	4
Калуга	30,9	-10,1	III	I	4
Кострома	39,8	-11,8	IV	I	5
Краснодар	2,2	-1,6	II	IV	5
Курск	25,7	-9,3	III	II	5
Липецк	32,8	-10,3	III	II	5
Москва	32,9	-10,2	III	I	4
Нижний Новгород	39,6	-11,8	IV	I	5
Новгород	28,5	-8,7	III	I	4
Орел	29,0	-9,7	III	II	5
Пенза	41,1	-12,2	III	II	5
Псков	22,9	-7,5	III	I	4
Ростов-на-Дону	13,1	-5,7	II	III	6
Рязань	34,9	-11,0	III	I	5
Самара	44,9	-13,5	IV	III	5

Санкт-Петербург	24,8	-7,8	III	II	4
Саратов	37,5	-11,0	III	III	5
1	2	3	4	5	6
Смоленск	28,6	-9,4	III	I	5
Ставрополь	6,0	-3,2	II	IV	5
Тамбов	34,5	-10,9	III	II	5
Тула	41,3	-19,9	III	I	5
Ульяновск	48,3	-13,8	IV	II	5
Уфа	51,6	-14,9	V	II	4
Чебоксары	45,1	-13,0	IV	I	5
Челябинск	56,6	-15,8	IV	II	3
Ярославль	38,5	-11,9	IV	I	5

### Приложение 9

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

Снеговые районы (принимаются по карте 1 прил.Ж [13])	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
$S_g$ , кПа	0,8	1,2	1,8	2,4	3,2	4,0	4,8	5,6

#### Примечания:

1. Нормативное значение снеговой нагрузки определяется по формуле (1.1).
2. Для районов со средней температурой января минус  $5^\circ\text{C}$  и ниже пониженное нормативное значение снеговой нагрузки определяется умножением ее нормативного значения на коэффициент 0,7.
3. Для районов со средней температурой января выше минус  $5^\circ\text{C}$  пониженное значение снеговой нагрузки не учитывается.

### Приложение 10

#### Значение нормативных нагрузок на перекрытия

№ п.п.	Помещения зданий и сооружений	Нормативные значения $P_t$ , кПа
1	2	3
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,	2,0

	умывальные, уборные) промышленных предприятий и общественных зданий и сооружений	
1	2	3
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; подвальные помещения	Не менее 2,0
4	Чердачные помещения	0,7
5	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 0,5
6	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 Не менее 4,0

## Приложение 11

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

**Коэффициенты надежности по нагрузке  $\gamma_f$**   
**(постоянные нагрузки)**

Наименование факторов, вызывающие нагрузки	$\gamma_f$
1	2
<b>Конструкции:</b>	
<b>Металлические</b>	
	1,05
Бетонные (со средней плотностью свыше 160 кг/м <sup>3</sup> ), железобетонные, каменные, армокаменные, деревянные	1,1
1	2
Бетонные (со средней плотностью 160 кг/м <sup>3</sup> и менее), изоляционные, выравнивающие и отделочные слои (плиты, материалы в рулонах, засыпки, стяжки и т.п.), выполненные:	
В заводских условиях	1,3
на строительной площадке	1,3
<b>Грунты:</b>	
в природном залегании	1,1
насыпные	1,15

Примечание

При проверке конструкций на устойчивость положения против опрокидывания, а также в других случаях, когда уменьшение веса конструкций и грунтов может ухудшить условия работы конструкций следует принимать  $\gamma_f = 0,9$ .

**Коэффициенты надежности по нагрузке  $\gamma_f$**   
**(временные нагрузки)**

Наименование факторов, вызывающие нагрузки	$\gamma_f$
Стационарное оборудование	1,05
Временные перегородки	по прил. 19
Равномерно распределенные нагрузки на перекрытия (см. прил. 17)	
при полном нормативном значении менее 2.0 кПа	1,3
при полном нормативном значении 2.0 кПа и более	1,2
Крановые нагрузки	1,1
Ветровые нагрузки	1,4
Снеговые нагрузки	1,4
Равномерно распределенные нагрузки на перекрытия автостоянок	1,2

Коэффициенты  $k_h$ 

Особенности сооружения	Коэффициент $K_h$ при расчетной среднесуточной температуре воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, °С				
	0	5	10	15	20 и более
Без подвала с полами, устраиваемыми					
по грунту на лагах	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
по грунту	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
по утепленному цокольному перекрытию	1,0	1,0	0,9	0,8	0,7
С подвалом или техническим подпольем	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4

Примечания: 1. Коэффициенты  $k_h$  даны для фундаментов с выносом от внешней грани стены  $a_f < 0,5$  м, при  $a_f > 1,5$  м значение  $k_h$  повышается на 0,1, но не более  $k_h = 1$ .

2 При промежуточных значениях температуры воздуха принимают  $k_h$  по интерполяции.

Зависимость глубины заложения фундамента от расчетных глубин промерзания  $d_f$  и залегания уровня подземных вод  $d_w$

Грунты под подошвой фундамента	Глубина заложения фундаментов в зависимости от $d_f$ и $d_w$ , м, при	
	$d_w < d_f + 2$	$d_w > d_f + 2$
Скальные, крупнообломочные с песчаным заполнителем, пески гравелистые, крупные и средней крупности	Не зависит от $d_f$	Не зависит от $d_f$
Пески мелкие и пылеватые	Не менее $d_f$	То же
Супеси с показателем текучести $I_L < 0$	То же	"
То же, при $I_L > 0$	"	Не менее $d_f$
Суглинки и глины, а также крупнообломочные грунты с глинистым заполнителем при показателе текучести грунта или заполнителя $I_L > 0.25$	"	То же
То же, при $I_L < 0,25$	"	Не менее $0,5 d_f$

Примечание: В случаях, когда глубина заложения фундамента не зависит от расчетной глубины промерзания  $d_f$ , соответствующие грунты должны залегать до глубины не менее  $d_{fn}$ . Глубина заложения наружных и внутренних фундаментов неотапливаемых сооружений назначается по прил.10, при этом глубина исчисляется: при отсутствии подвала или технического подполья — от уровня планировки, а при наличии — от пола подвала или технического подполья.

Расчетные сопротивления  $R_0$  крупнообломочных грунтов

Крупнообломочные грунты	Значение $R_0$ , кПа
Галечниковые (щебенистые) с заполнителем:	
песчаным	600
глинистым при показателе текучести:	
$I_L \leq 0,5$	450
$0,5 < I_L \leq 0,75$	400

Крупнообломочные грунты	Значение $R_0$ , кПа
Гравийные (дресвяные) с заполнителем: песчаным	500
глинистым при показателе текучести: $I_L \leq 0,5$	400
$0,5 < I_L \leq 0,75$	350

Приложение 17

Расчетные сопротивления  $R_0$  песчаных грунтов

Пески	Значения $R_0$ , кПа, в зависимости от плотности сложения песков	
	плотные	средней плотности
Крупные	600	500
Средней крупности	500	400
Мелкие:		
маловлажные	400	300
влажные и насыщенные водой	300	200
Пылеватые:		
маловлажные	300	250
влажные	200	150
насыщенные водой	150	100

Приложение 18

Расчетные сопротивления  $R_0$  глинистых (непросадочных) грунтов

Глинистые грунты	Коэффициент пористости $e$	Значения $R_0$ , кПа, при показателе текучести грунта	
		$I_L = 0$	$I_L = 1$
Супеси	0,5	300	200
	0,7	250	150
Суглинки	0,5	300	250
	0,7	250	180
	1,0	200	100
Глины	0,5	600	400
	0,6	500	300
	0,8	300	200
	1,1	250	100

Коэффициенты условий работы  $\gamma_{c1}$ ,  $\gamma_{c2}$

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

Примечание: Для сооружений с гибкой конструктивной схемой  $\gamma_{c2} = 1$ .

Коэффициенты  $M_\gamma, M_q, M_c$

$\varphi_{II}$ , град.	Коэффициенты			$\varphi_{II}$ , град.	Коэффициенты		
	$M_\gamma$	$M_q$	$M_c$		$M_\gamma$	$M_q$	$M_c$
<i>I</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>	<i>8</i>
0	0	1,00	3,14	23	0,69	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

1	2	3	4	5	6	7	8
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	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

Приложение 21

Предельные деформации основания фундаментов объектов нового строительства

Сооружения	Предельные деформации основания		
	Относительная разность осадок $(\Delta s/L)_u$	Крен $i_u$	Максимальная $s_u^{\max}$ или средняя $\bar{s}_u$ осадка, см
1	2	3	4
1 Производственные и гражданские одноэтажные 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

1	2	3	4
3 Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из: крупных панелей крупных блоков или кирпичной кладки без армирования то же, с армированием, в том числе с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий, а также здания монолитной конструкции	0,0016	-	12
	0,0020		12
	0,0024		18
4 Сооружения элеваторов из железобетонных 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

Приложение 22

### Коэффициент $\alpha$

$\zeta = 2z / b$	Коэффициент $\alpha$ для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$ , равным						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

$\zeta = 2z / b$	Коэффициент $\alpha$ для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$ , равным						ленточных ( $\eta \geq 10$ )
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	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.  $b$  - ширина или диаметр фундамента,  $l$  - длина фундамента.  
2. Для фундаментов, имеющих подошву в форме правильного многоугольника с площадью  $A$ , значения  $\alpha$  принимаются как для круглых фундаментов радиусом  $r = \sqrt{A/\pi}$ .

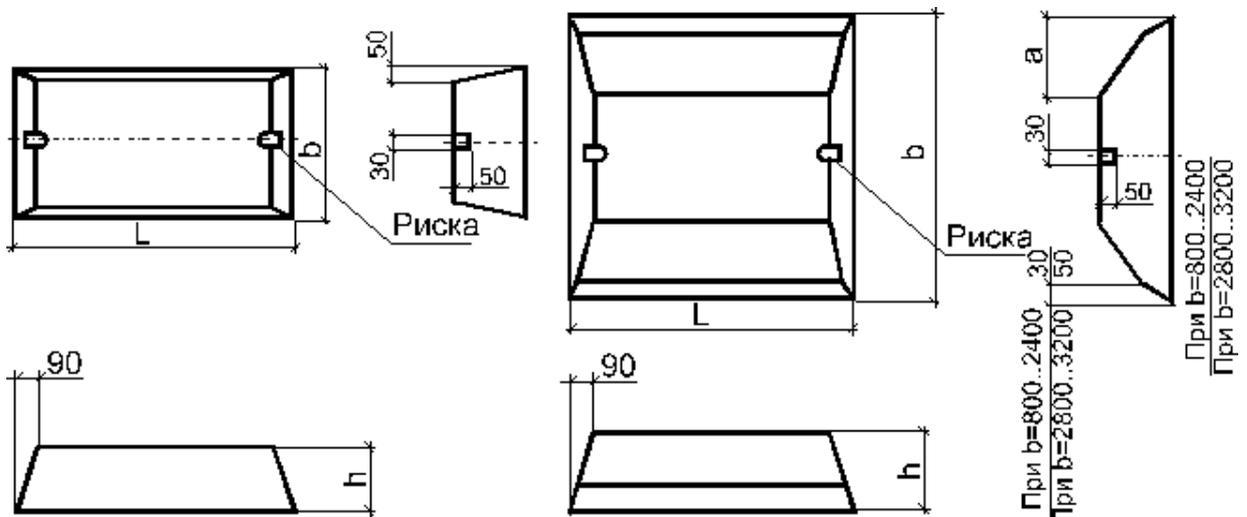
Приложение 23

**Плиты железобетонные ленточных фундаментов**

Форма и параметры плит ленточных фундаментов

Плиты шириной 600 мм

Плиты шириной 800-3200 мм



## Номенклатура плит ленточных фундаментов

Марка плиты	Основные размеры плиты, мм				Расход бетона, м <sup>3</sup>	Группа по несущей способности	Масса плиты (справочная), т
	b	l	h	α			
ФЛ6.24-1	600	2380	300	-	0,37	1	0,93
ФЛ6.12-4		1180			0,18	4	0,45
ФЛ8.24	800	2380		150	0,46	1, 3, 4	1,15
ФЛ8.12		1180			0,22	1, 3, 4	0,55
ФЛ10.30	1000	2980		350	0,69	1-4	1,75
ФЛ10.24		2380			0,55	1-4	1,38
ФЛ10.12		1180			0,26	1-4	0,65
ФЛ10.8		780			0,17	1-4	0,42
ФЛ12.30	200	2980		350	0,82	1-4	2,05
ФЛ12.24		2380			0,65	1-4	1,63
ФЛ12.12		1180			0,31	1-4	0,78
ФЛ12.8		780			0,2	1-4	0,5
ФЛ14.30	1400	2980		400	0,96	1-4	2,4
ФЛ14.24		2380			0,76	1-4	1,90
ФЛ14.12		1180			0,36	1-4	0,91
ФЛ14.8		780			0,23	1-4	0,58
ФЛ16.30	1600	2980	500	1,09	1-4	2,71	
ФЛ16.24		2380		0,86	1-4	2,15	
ФЛ16.12		1180		0,41	1-4	1,03	
ФЛ16.8		780		0,26	1-4	0,65	
ФЛ20.30	2000	2980	500	700	2,04	1-4	5,10
ФЛ20.24		2380			1,62	1-4	4,05
ФЛ20.12		1180			0,78	1-4	1,95
ФЛ20.8		780			0,50	1-4	1,25
ФЛ24.30	2400	2980	500	900	2,39	1-4	5,98
ФЛ24.24		2380			1,90	1-4	4,75
ФЛ24.12		1180			1,91	14	2,30
ФЛ24.8		780			0,58	1-4	1,45
ФЛ28.24	2800	2380	500	1000	2,36	1-4	5,90
ФЛ28.12		1180			1,13	1-4	2,82
ФЛ28.8		780			0,72	1-4	1,80
ФЛ32.12	3200	1180	500	1200	1,29	1, 2, 3	3,23
ФЛ32.8		780			0,82	1, 2, 3	2,05

*Примечание.*

1. Группа по несущей способности в марке плиты проставляется последней через дефис. Для удобства эти группы в таблице представлены в сжатой форме. Например, плиты ленточных фундаментов шириной 3,2 м и длиной 1,2 м имеют маркировку ФЛ32.12-1, ФЛ32.12-2, ФЛ32.12-3.

2. Последняя цифра в марке указывает на группу по несущей способности плиты. Плиты каждой группы характеризуют наибольшей допускаемой величиной давления на основание под подошвой фундамента, в зависимости от толщины опирающихся на плиты стен.

## К выбору группы фундаментных плит

Ширина плиты, мм	Толщина стены не менее, мм	Наибольшее допускаемое давление на основание, МПа(кгс/кв.см), для групп по несущей способности			
		1	2	3	4
600	160	0,45(4,5)			
	300	0,60(6,0)			
800	160	0,15(1,5)	0,35(3,5)		0,45(4,5)
	300	0,25(2,5)	0,57(5,7)		0,60(6,0)
	500	0,60(6,0)			
1000	160	0,15(1,5)	0,25(2,5)	0,35(3,5)	0,45(4,5)
	300	0,22(2,2)	0,36(3,6)	0,45(4,5)	0,50(5,0)
1200-3200	160	0,15(1,5)	0,25(2,5)	0,35(3,5)	0,45(4,5)

*Примечание.* Расчетное давление на основание под подошвой фундамента определяют делением расчетной вертикальной равномерной погонной нагрузки (при коэффициенте надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1$ ) на ширину плиты.

Приложение 24

### Блоки бетонные для стен подвала

Блоки стен подвала подразделяются на три типа:

ФБС – сплошные;

ФБВ – сплошные с вырезом для укладки перемычек и пропуска коммуникаций под потолками подвалов технических подпольев;

ФБП – пустотные (с открытыми вниз пустотами).

### Параметры блоков

Тип блока	Основные размеры блока, мм		
	Длина $l$	Ширина $b$	Высота $h$
ФБС	2380	300; 400; 500; 600	580
	1180	400; 500; 600	
		400; 500; 600	280
	880	300; 400; 500; 600	580
ФБВ		400; 500; 600	
ФБП	2380	400; 500; 600	580

*Примечание.* Пример условного обозначения блока типа ФБС, длиной 2380 мм, шириной 400 мм и высотой 580 мм, из тяжелого бетона:

ФБС 24.4.6 -Т ГОСТ 13579-78

В качестве примера в таблице приведены марки и характеристики блоков из тяжелого бетона.

## Характеристики блоков из тяжелого бетона

Марка блока	Класс бетона по прочности на сжатие	Монтажная петля		Расход материалов		Масса блока (справочная), т		
		Марка	Количество	Бетон, м <sup>3</sup>	Сталь, кг			
1	2	3	4	5	6	7		
ФБС24.3.6-Т	В7,5	П2а	2	0,406	1,46	0,97		
ФБС24.4.6-Т				0,543		1,30		
ФБС24.5.6-Т		П3		0,679	2,36	1,63		
ФБС24.6.6-Т				0,815		1,96		
ФБС12.4.6-Т		П2		0,265	1,46	0,64		
ФБС12.5.6-Т				0,331		0,79		
ФБС12.6.6-Т				0,398		0,96		
ФБС12.4.3-Т		П4		0,127	0,74	0,31		
ФБС12.5.3-Т				0,159		0,38		
ФБС12.6.3-Т				0,191		0,46		
ФБС9.3.6-Т		П1		0,146	0,76	0,35		
ФБС9.4.6-Т				0,195		0,47		
ФБС9.5.6-Т				0,244		0,59		
ФБС9.6.6-Т				0,293		0,70		
ФБВ9.4.6-Т		В7,5		П1	2	0,161	0,76	0,39
ФБВ9.5.6-Т						0,202		0,49
ФБВ9.6.6-Т	0,243		0,58					
ФБП24.4.6-Т	В12,5	П2	2	0,439	1,46	1,05		
ФБП24.5.6-Т				0,526		1,26		
ФБП24.6.6-Т				0,583		1,40		

## Приложение 25

### Нормативное значение ветрового давления $w_0$

Ветровые районы (принимаются по карте 3 прил. Ж [13])	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

Коэффициенты  $k$  для типов местности

Высота $z_e$ , м	Коэффициент $k$ для типов местности		
	А	В	С
$\leq 5$	0,75	0,5	0,4
10	1,0	0,65	0,4
20	1,25	0,85	0,55
40	1,5	1,1	0,8
60	1,7	1,3	1,0
80	1,85	1,45	1,15
100	2,0	1,6	1,25
150	2,25	1,9	1,55
200	2,45	2,1	1,8
250	2,65	2,3	2,0
300	2,75	2,5	2,2
350	2,75	2,75	2,35
$\geq 480$	2,75	2,75	2,75

Примечания:

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  $h$  до 60 м и на расстоянии 2 км - при  $h > 60$  м.

Типы местности могут быть различными для разных расчетных направлений ветра.

### Список использованных источников

1. Механика грунтов, основания и фундаменты. Под. ред. С.Б. Ухова. – М.: Высш. шк., 2002.
2. Основания и фундаменты. Ч.2. Основы геотехники. Под. Ред. Б.И. Далматова. – М.: Изд-во АСВ; СПбГАСУ, 2002.
3. Берлинов М.В., Ягупов Б.А. Примеры расчета оснований и фундаментов. – М: Стройиздат, 1986.
4. Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений Учеб. Пособие. Под ред. Б.И. Далматова; 2-е изд. – М.; Изд-во АСВ; СПб: СПбГАСУ, 2001.
5. Алексеев В.М., Калугин П.И. Фундаменты зданий и подземных сооружений. Воронеж. гос. арх. строит. ун-т, Воронеж, 2005.
6. Градостроительный кодекс Российской Федерации (ГрК РФ 2015) с изменениями на 31 декабря 2004 года. № 190-ФЗ.
7. Технический регламент о безопасности зданий и сооружений от 26 декабря 2014 года. № 384-ФЗ.
8. ГОСТ 54257-2010. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования.
9. СТО 36554501-014-2008 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения.
10. ГОСТ 25100-2011 Грунты. Классификация.
11. СП 22.13330.2016 Актуализированная редакция «СНиП 2.02.01-83. «Основания зданий и сооружений».
12. СП 131.13330.2012 Актуализированная редакция «СНиП 23-01-99\* «Строительная климатология».
13. СП 20.13330.2016 Актуализированная редакция «СНиП 2.01.07-85\* «Нагрузки и воздействия».
14. СТО 36554501-015-2008 Нагрузки и воздействия.
15. СП 63.13330.2012 Актуализированная редакция «СНиП 52-01-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».
16. Логутин В.В. Расчет оснований и фундаментов в курсовом и дипломном проектировании: учебное пособие/ В.В. Логутин- Ростов н/Д, 2012.
17. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83) – М.: Стройиздат, 1986.
18. Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика / Под общ. ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985.
19. Проектирование подпорных стен и стен подвалов / ЦНИИ промзданий. – М.: Стройиздат, 1990. (Справ. Пособие к СНиП).

## Оглавление

1. Общие положения .....	3
1.1 Анализ местных условий строительства .....	6
1.2 Анализ технологического назначения и конструктивного решения здания ..	8
1.3 Нагрузки и воздействия, учитываемые в расчетах оснований и фундаментов .....	10
1.4 Расчет оснований и фундаментов по предельным состояниям.....	14
2. Проектирование ленточных фундаментов .....	17
2.1 Последовательность проектирования ленточных фундаментов в стадии завершенного строительства.....	17
2.2. Проверки в стадии незавершенного строительства .....	36
2.3. Пример расчета ленточного фундамента под стену подвала .....	40
Приложения .....	52
Список использованных источников .....	70