

Министерство образования и науки Российской Федерации
Вологодский государственный университет

Кафедра «Промышленное и гражданское строительство»

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Методические указания к курсовому проекту

Факультет инженерно-строительный

Направление: 08.03.01 – СТРОИТЕЛЬСТВО

Профиль подготовки: промышленное и гражданское строительство
городское строительство и хозяйство

Вологда
2014

УДК 620.1

Основания и фундаменты: методические указания к курсовому проекту
– Вологда: ВоГУ, 2014. – 39 с.

Методические указания соответствуют стандарту бакалавра по направлению «Строительство» и предназначены для студентов очной формы обучения.

Утверждено редакционно-издательским советом ВоГУ

Составитель Ш.Э. Булгаков, канд. техн. наук, доцент

Рецензент Рахимова И.А., канд. техн. наук,
доцент кафедры «Автомобильные дороги»

ВВЕДЕНИЕ

Методические указания по дисциплине «Основания и фундаменты» предназначены для студентов по направлению «Строительство» профиль подготовки «Промышленное и гражданское строительство», «Городское строительство и хозяйство» ускоренной дневной формы обучения, которые по данной дисциплине выполняют курсовой проект на тему «Проектирование ленточных фундаментов». Цель этих указаний – выработать у студентов навыки проектирования (расчета и конструирования) ленточных фундаментов.

Курсовой проект состоит из пояснительной записки и графической части формата А-II (А-III). В методических указаниях приведены все сведения о данном типе фундаментов, необходимые расчетные формулы и пояснения к ним, необходимая справочная литература. Даны варианты заданий и вопросы для самоконтроля.

1. Классификация фундаментов, возводимых в открытых котлованах

В условиях современного строительства достаточно большое количество фундаментов устраивают в предварительно вырытых открытых котлованах [3,4,5,6].

Существует несколько признаков, по которым классифицируют фундаменты, возводимые в открытых котлованах.

По материалу, из которого они изготовлены, фундаменты бывают бетонные, бутобетонные, из каменной или бутовой кладки и железобетонные. В некоторых достаточно редких случаях в качестве материала фундаментов используют дерево (в водонасыщенных грунтах или при возведении временных сооружений) или металл (для сборно-разборных сооружений).

По условиям изготовления различают фундаменты монолитные, возводимые непосредственно на месте строительства, и сборные, монтируемые из отдельных, заранее изготовленных элементов. Последний тип фундаментов получил наибольшее распространение, так как он обеспечивает максимальное снижение трудозатрат и существенно сокращает сроки строительства.

Монолитные фундаменты применяют реже, чем сборные, однако они могут оказаться целесообразными при отказе от использования опалубки, т. е. при бетонировании в распор со стенами котлованов и траншей, особенно если последние получены в результате бурения скважин или предварительным вытрамбовыванием ложа.

По условиям работы фундаменты подразделяют на жесткие, воспринимающие в основном сжимающие усилия, и гибкие, при работе которых образуются деформации изгиба, влияющие на распределение давления по подошве.

По форме фундаменты можно отнести к следующим основным типам: ленточные, отдельные, сплошные и массивные.

Ленточные фундаменты чаще всего выполняют под стены зданий (рис. 1, а), иногда для придания большей жесткости и обеспечения выравнивания осадки сооружения используют ленточные фундаменты под колонны в виде одиночных (рис. 1, б) или перекрестных (рис. 1, в) лент.

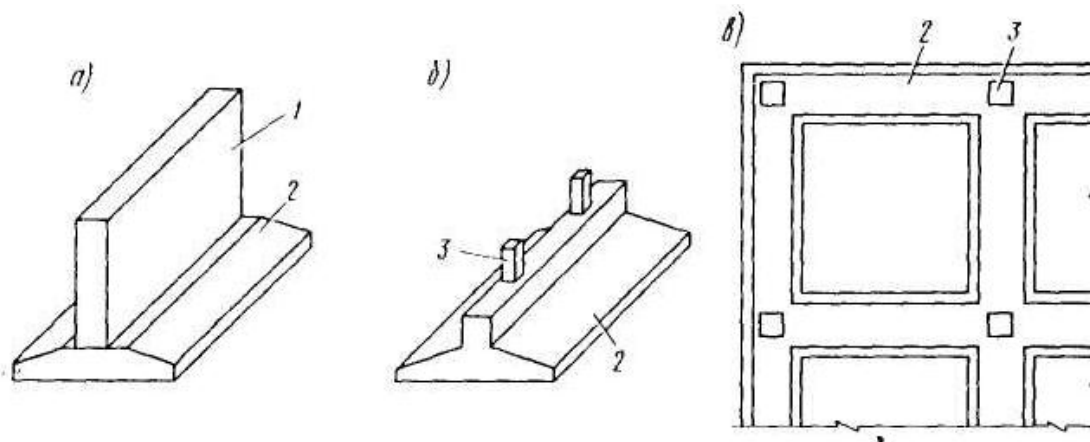


Рисунок 1 - Ленточные фундаменты:

1 — стена; 2- фундаментная подушка; 3 - колонна

Отдельные фундаменты обычно устраивают под колонны каркасных зданий (рис. 2), иногда отдельные фундаменты применяют и под стены бескаркасных сооружений (столбчатые фундаменты), если в основании залегают надежные грунты и нагрузка на фундаменты невелика (рис. 3).

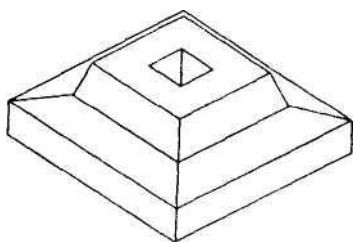


Рисунок 2 - Отдельный фундамент под колонну

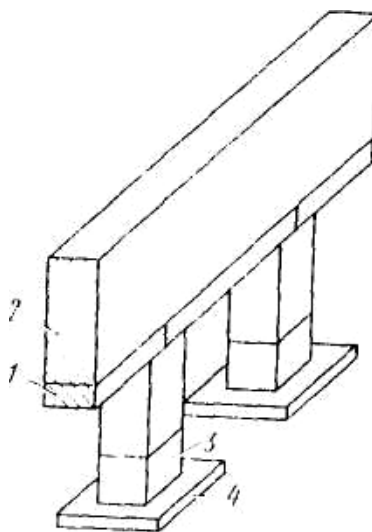


Рисунок 3 - Отдельные (столбчатые) фундаменты под стены бескаркасных зданий:

1 — фундаментная балка; 2 — стена;
3 — бетонный или каменный столб; 4 — подушка

Сплошные фундаменты выполняют, как правило, под всем зданием или сооружением в виде сплошных железобетонных плит. Их можно располагать под стены или колонны.

Массивные фундаменты выполняют в виде сплошного жесткого массива под все сооружение. Фундаменты данного типа используют при строительстве дымовых труб, доменных печей, опор мостов мачтовых сооружений, отличительной особенностью которых являются относительно небольшие размеры в плане по сравнению с сооружением, при значительных вертикальных и горизонтальных нагрузках, передаваемых на основание.

2. Конструкции фундаментов

Под стены бескаркасных зданий наиболее целесообразно применять ленточные фундаменты, при возведении которых на дно котлована насыпают слой песчаной подготовки толщиной 6... 10 см, который в дальнейшем выравнивают с последующей укладкой на него типовых блоков-подушек, распределяющих нагрузку от стен здания на основание. На блоки-подушки устанавливают в несколько рядов типовые стеновые фундаментные блоки.

Блоки-подушки ленточных фундаментов могут быть сплошными (рис. 4, а, б), ребристыми (рис. 4, в) и пустотными (рис. 4, г). Сплошные плиты используют при значительных нагрузках, а ребристые и пустотные — при небольших, причем применение последних позволяет получать экономию строительных материалов. Стены фундаментов собирают из сплошных или пустотелых стеновых фундаментных блоков.

Отдельные сборные фундаменты применяют под колонны каркасных зданий. В зависимости от размеров такие фундаменты могут быть цельными или составными. Наиболее экономичное решение получается при использовании в качестве фундамента одного цельного блока, имеющего сравнительно небольшие размеры и небольшую массу. Отдельные фундаменты устанавливают в котлованах на песчано-гравийную подготовку, толщина которой должна быть не менее 10 см.

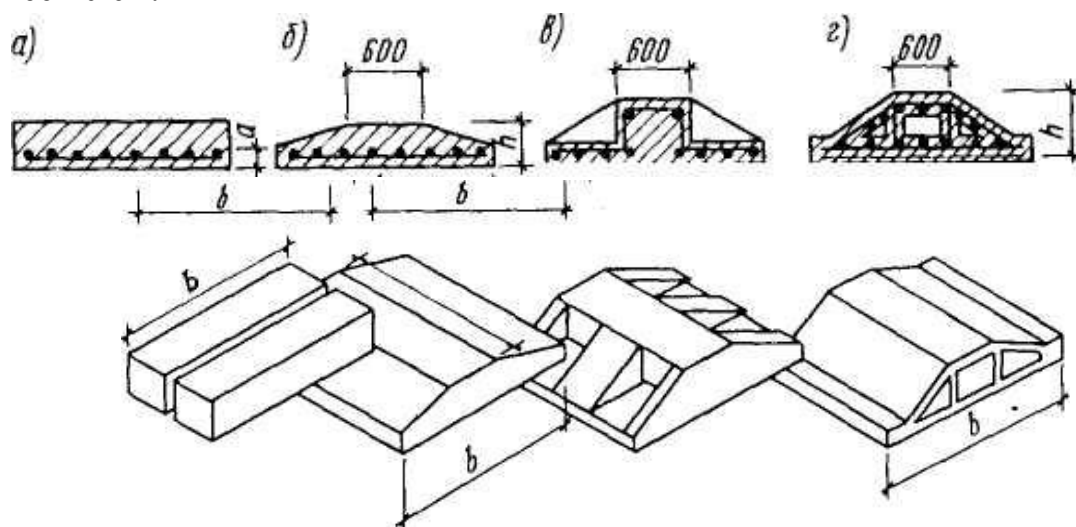


Рисунок 4 - Конструкции фундаментных плит

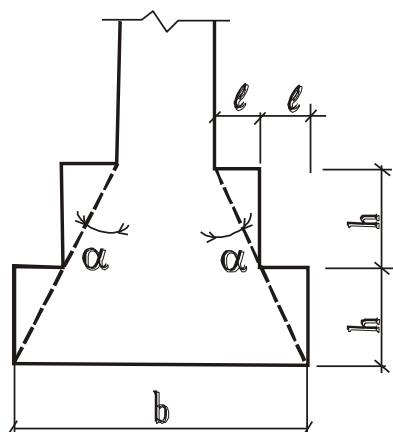


Рисунок 5 - Конструкция жесткого фундамента

Бетонные, бутобетонные и каменные фундаменты устраивают в монолитном варианте и проектируют как жесткие, так как плохо сопротивляются растягивающим напряжениям. Для предотвращения значительного развития этих напряжений фундаменты уширяются к подошве уступами, размеры которых ограничиваются углом жесткости α в пределах $26...38^\circ$, который зависит от материала фундамента, давления на грунт основания и типа грунта. Соотношение между высотой уступа и его выносом $h:l$ принимают в пределах 1:2, 1:3, причем высота уступа должна составлять 0,5...0,6 м

(рис. 5).

Железобетонные монолитные фундаменты проектируют как изгибаемые конструкции на сжимаемом основании с учетом совместной работы сооружения с грунтом. Сечение и арматуру таких фундаментов назначают с учетом правил проектирования, предъявляемых к железобетонным конструкциям (рис. 6).

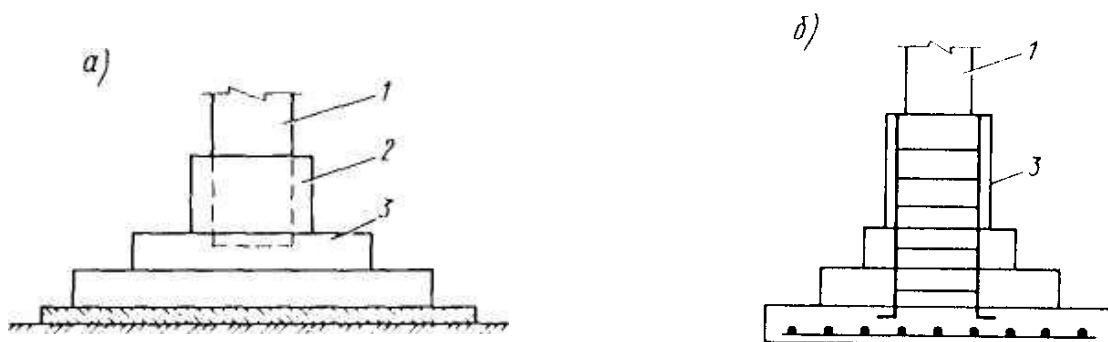


Рисунок 6 - Конструкции монолитных железобетонных фундаментов:

1 — колонна; 2 — стакан; 3 — фундамент

Монолитные железобетонные конструкции в зависимости от действующих усилий, грунтовых условий и размеров опирающихся на них конструкций могут быть одно-, двух- и трехступенчатыми.

3. Проектирование оснований и фундаментов по предельным состояниям

3.1. Общие положения

Целью проектирования является выбор такого оптимального решения, которое позволило бы запроектировать надежную и экономичную конструкцию фундамента и его основания. Найти такое решение позволяет принятая методика расчета по *предельным состояниям*.

В основу положено предположение, чтобы *усилия напряжения деформации и перемещения, возникающие в основаниях и элементах конструкций фундаментов зданий и сооружений, были близки к установленным предельным значениям, но не превышали их*.

Предельные состояния подразделяют на две группы.

Первая группа — по несущей способности. При расчете предельных состояний по этой группе должны быть исключены все возможные формы разрушений, которые могут произойти в результате потери прочности или устойчивости под действием силовых факторов.

Вторая группа — по деформациям. При расчетах по данной группе предельных состояний должны быть исключены факторы, затрудняющие нормальную эксплуатацию зданий и сооружений, вызываемых чрезмерными осадками, прогибами, выгибами, кренами, углами поворота, развитием трещин.

3.2. Назначение глубины заложения фундаментов

При решении этого вопроса учитывают следующие факторы: конструктивные и эксплуатационные особенности возводимых и соседних зданий и сооружений; инженерно-геологические условия района строительства; климатические условия в районе строительной площадки и их влияние на верхние слои грунта [1].

К конструктивным и эксплуатационным особенностям зданий и сооружений, влияющих на выбор глубины заложения фундамента, относится специфика общего конструктивного решения здания и его отдельных элементов, включая наличие подвальных помещений, прямиков более глубоких фундаментов под оборудование или утяжеленные части здания, примыкание фундаментов друг к другу в результате наличия ранее построенных или будущих сооружений, характера подземного хозяйства около возводимого объекта.

В случае использования сборных фундаментов их глубина заложения дополнительно зависит от принятой конструкции и размещения фундаментных подушек и стеновых блоков, а монолитных — от прочности отдельных сечений фундамента и конструктивных требований.

Под влиянием климатических факторов, свойственных данному району строительства, грунты оснований способны менять свой объем в результате промерзания и оттаивания, высыхания и увлажнения. Наиболее опасным из

вышеперечисленных факторов является промерзание грунта, которое вызывает увеличение объема грунта и приводит к образованию сил пучения.

При неблагоприятных условиях глубину заложения фундаментов отапливаемых зданий из условий недопущения развития сил морозного пучения назначают по данным таблицы 1.

Таблица 1 - глубина заложения фундаментов в зависимости от расчетной глубины промерзания

Грунты	Глубина заложения фундаментов в зависимости от глубины расположения уровня подземных вод d_w при	
	$d_w < d_f + 2$	$d_w > d_f + 2$
Скальные, крупнообломочные с песчаным заполнителем, пески гравелистые, крупные и средней крупности Пески мелкие и пылеватые, супеси, имеющие показатель текучести $I_L < 0$ То же, при $I_L > 0$ Суглинки, глины, крупнообломочные грунты с пылевато-глинистым заполнителем, имеющие показатель текучести грунта или заполнителя $I_L \geq 0,25$ То же, при $I_L < 0,25$	Не зависит от расчетной глубины промерзания Не менее d_f То же «-« «-«	Не зависит от расчетной глубины промерзания То же Не менее d_f То же Не менее $0,5d_f$

Расчетную глубину сезонного промерзания определяют по формуле

$$d_f = k_h d_{fn}, \quad (1)$$

где k_h — коэффициент влияния теплового режима здания, принимаемый для наружных фундаментов отапливаемых сооружений по табл. 2; для наружных и внутренних фундаментов неотапливаемых зданий $k_h = 1,1$, кроме районов с отрицательной среднегодовой температурой; d_{fn} — нормативная глубина промерзания.

Нормативную глубину промерзания определяют по карте [2] (рис. 7).

Если глубина заложения фундамента назначается независимо от расчетной глубины промерзания, требуется, чтобы соответствующие грунты, указанные в табл. 2, залегали до глубины не менее нормативной глубины промерзания.

Приведенные в таблице 2 значения k_h допускается применять для расчета фундаментов, у которых расстояние от края фундамента до внешней грани стены $a_f < 0,5$ м. Если это расстояние составляет 1,5 м и более, то k_h увеличивается на 0,1, но не более чем до $k_h = 1$, при промежуточном значении вылета внешней грани фундамента k_h находят с помощью интерполяции.

К помещениям, которые примыкают к наружным фундаментам, относят технические подполья, подвалы, а при их отсутствии — помещения первого этажа.

Если среднесуточная температура имеет промежуточное значение, то k_h принимают с округлением до ближайшего меньшего значения, указанного в таблице 2.

Таблица 2 - значения коэффициента k_h и зависимости от конструктивных особенностей сооружения и расчетной температуры помещения

Конструктивные особенности сооружения	Значения 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	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
То же, на лагах по грунту	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
То же, 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

3.3. Определение размеров подошвы жестких фундаментов при центральном действии нагрузки

При проектировании фундамента после назначения глубины его заложения приступают к определению размеров подошвы, которая назначается на основании ограничения давления в основании расчетным сопротивлением грунта по условию (4), обеспечивая тем самым выполнение требований второй группы предельных состояний. Если грунтовые условия строительной площадки и тип возводимого здания и сооружения требуют расчета деформаций, то проверяют выполнение условий (9). Иногда по результатам расчета осадок требуется уточнить предварительно принятый размер подошвы фундамента.

Центрально-нагруженным считается фундамент, равнодействующая внешних нагрузок которого проходит через центр тяжести его подошвы. Основная трудность при проектировании оснований и фундаментов заключается в том, что размеры фундамента назначают, исходя из расчетного сопротивления грунта основания, в то время как оно является переменной величиной и зависит от размеров подошвы фундаментов (первое слагаемое, стоящее в квадратных скобках формулы (5), зависит от ширины подошвы фундамента b). Это приводит к необходимости выполнять расчет с помощью последовательных приближений.

Назначив глубину заложения фундамента, определяют максимальное расчетное значение внешней нагрузки, действующей на его верхний обрез N_o от основного сочетания для расчета оснований по второй группе предельных состояний.

Рассматривая условие статического равновесия фундамента (рис. 8), из которого следует, что нагрузка от веса здания N_o , веса грунта обратной засыпки на обрезах фундамента N_f и веса самого фундамента N_g должна уравниваться средним реактивным давлением по подошве фундамента p , получим:

$$p = \frac{N_o + N_g + N_f}{A}, \quad (2)$$

где A - площадь подошвы фундамента.

Значение p должно удовлетворять условию (4); причем чем ближе давление по подошве к расчетному сопротивлению грунта основания, тем более экономичное решение получается в результате расчета. В практике современного проектирования считается, что фундамент имеет экономически целесообразное решение, если величина p отличается от R не более чем на 5... 10% в меньшую сторону.

Анализируя формулу (2), можно заметить, что до тех пор, пока не найдены размеры фундамента, вес грунта обратной засыпки N_g , вес фундамента N_f и расчетное сопротивление грунта основания R являются неизвестными величинами. Поэтому в первом приближении принимают $R = R_0$ (см. табл. 3 и 4), где R_0 - условное расчетное сопротивление грунта основания, а вес грунта обратной засыпки и вес фундамента зависит от объема параллелепипеда АБВГ и удельного веса материалов, его составляющих (рис. 8).

С некоторым приближением можно принять:

$$N_d + N_f = \beta \gamma_m dA, \quad (3)$$

где β - коэффициент, учитывающий меньший удельный вес грунта по сравнению с удельным весом материала фундамента; γ_m - удельный вес материала фундамента. В практических расчетах принимают $\beta \gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$.

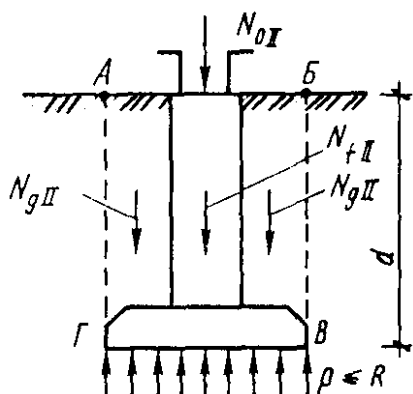


Рисунок 8 - Расчетная схема центрально нагруженного фундамента

Таблица 3 - условные расчетные сопротивления песков грунтов

Пески	Значение R_0 , МПа, в зависимости от плотности сложения	
	плотные	средней плотности
Крупные	0,6	0,5
Средней крупности	0,5	0,4
Мелкие:		
маловлажные	0,4	0,3
влажные и насыщенные водой	0,3	0,2
Пылеватые:		
маловлажные	0,3	0,25
влажные	0,2	0,15
насыщенные водой	0,15	0,1

Таблица 4 - условные расчетные сопротивления R_0 глинистых (непроедающих) грунтов

Коэффициент пористости e	Значение R_0 , МПа, при показателе текучести		Коэффициент пористости e	Значение R_0 , МПа, при показателе текучести	
	$I_L = 0$	$I_L = 1$		$I_L = 0$	$I_L = 1$
<i>Супеси</i>			<i>Глины</i>		
0,5	0,3	0,2	0,5	0,6	0,4
0,7	0,25	0,15	0,6	0,5	0,3
			0,8	0,3	0,2
			1,1	0,25	0,1
<i>Суглинки</i>					
0,5	0,35	0,25			
0,7	0,25	0,18			
1,0	0,2	0,1			

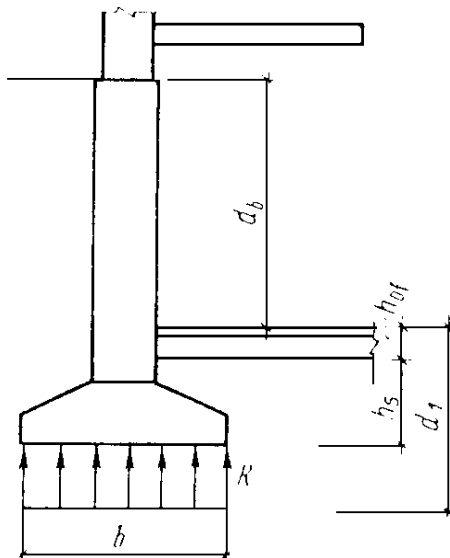


Рисунок 9 - Схема к определению расчетного сопротивления грунта основания

При промежуточных значениях e и I_L условное расчетное сопротивление грунта основания определяют по интерполяции.

Однако, как уже указывалось, данные зависимости справедливы лишь в пределах относительно небольших напряжений, поэтому по СНиПу рекомендуется ограничивать давление по подошве фундамента расчетным сопротивлением грунта основания:

$$p \leq R, \quad (4)$$

где p - среднее давление по подошве фундамента от основного сочетания расчетных нагрузок при расчете по второй группе предельных состояний;

R - расчетное сопротивление грунта основания, соответствующее давлению.

Расчетное сопротивление грунта основания под подошвой фундамента (рис. 9):

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \left[M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II} \right], \quad (5)$$

где γ_{c1} - коэффициент условий работы грунтов основания; γ_{c2} - то же, сооружения во взаимодействии с грунтами основания, принимаемые по таблице 5; k - коэффициент, принимаемый равным $k = 1$, если характеристики φ_{II} и c_{II} оп-

ределяются по данным непосредственных испытаний образцов грунта, и $\kappa = 1,1$, если они принимались по табличным данным СНиПа; M_y , M_q и M_c - безразмерные коэффициенты, принимаемые по данным табл. 6 в зависимости от угла внутреннего трения φ_{II} ; κ_z - коэффициент, принимаемый равным $\kappa_z = 1$ при $b < 10$ м, $\kappa_z = z_o/b + 0,2$ при $b > 10$ м ($z_o = 8$ м); b - ширина подошвы фундамента; γ_{II} - осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, расположенных ниже подошвы фундамента в пределах слоя толщиной $z_R = 0,5b$ при $b < 10$ м и $z_R = t + 0,1b$ при $b \geq 10$ м ($t = 4$ м) (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды):

$$\gamma_{II} = \frac{\gamma_{II1}h_1 + \gamma_{II2}h_2 + \dots + \gamma_{II n}h_n}{h_1 + h_2 + \dots + h_n}, \quad (6)$$

где γ'_{II} - то же, залегающих выше подошвы; d_1 - глубина заложения фундаментов от уровня планировки для бесподвальных зданий или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала

$$d_1 = h_s + h_{cf} \cdot \gamma_{cf} / \gamma'_{II}, \quad (7)$$

где h_s - высота слоя грунта от подошвы фундамента до низа конструкции подвала; h_{cf} - толщина пола в подвале; γ_{cf} - расчетный удельный вес пола подвала; d_b - глубина подвала, т.е. расстояние от пола подвала до уровня планировки (для сооружений, имеющих ширину подвала $B \leq 20$ м и глубину более 2 м, $d_b = 2$ м, при ширине подвала $B > 20$ м $d_b = 0$); c_{II} - расчетное значение удельного сцепления грунта несущего слоя, залегающего ниже подошвы фундамента.

Таблица 5 - значения коэффициентов γ_{c1} и γ_{c2}

Тип грунтовых условий	γ_{c1}	γ_{c2} для зданий с жесткой конструктивной схемой при соотношении длины сооружения или его отсека к высоте L/H , равного	
		4 и более	1,5 и менее
Грунты крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые: маловлажные и влажные насыщенные водой	1,25	1,0	1,2
	1,1	1,0	1,2
Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные грунты с пылевато-глинистым заполнителем, имеющие показатель текучести грунта или заполнителя: $I_L \leq 0,25$ $0,25 < I_L < 0,5$ $I_L > 0,5$	1,25		
		1,0	1,1
		1,0	1,1
		1,0	1,0
	1,25		
	1,2		
	1,1		

Если для подвальной части здания в результате расчета окажется, что приведенная глубина заложения фундамента от пола подвала больше, чем глубина заложения фундамента до уровня планировки, т. е. $d_1 > d$, то в формуле (5) принимается $d_1 = d$, а $d_b = 0$.

Для зданий, имеющих гибкую конструктивную схему, $\gamma_{c2}=1$. При промежуточных значениях соотношения L/H коэффициент условий работы γ_{c2} определяют с помощью линейной интерполяции.

Рассматривая наиболее экономически целесообразное решение фундамента, примем в формуле (2) $p = R_0$, а учитывая выражение (3), получим в первом приближении площадь подошвы фундамента в виде

$$A = N_0 / (R_0 - \beta \gamma_m d.) \quad (8)$$

Далее подбирают размеры подошвы фундамента. Для ленточных фундаментов расчет ведется на 1 м длины, следовательно, ширину подошвы находят по формуле $b = A/1$.

Таблица 6

Угол внутреннего трения $\varphi_{п}$, град.	Коэффициенты			Угол внутреннего трения $\varphi_{п}$, град.	Коэффициенты		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
0	0	1,00	3,14	23	0,66	3,65	6,24
1	0,01	1,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,18	3,41	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	27	0,91	4,64	7,14
5	0,08	1,32	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	29	1,06	5,25	7,67
7	0,12	1,47	3,82	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	31	1,24	5,95	8,24
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,76	8,88
11	0,21	1,83	4,29	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	35	1,68	7,71	9,58
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,30	4,84	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	39	2,28	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24
19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,24	5,84	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

Для фундаментов, имеющих прямоугольную подошву, предварительно задаются соотношением сторон $\eta = l/b$, тогда ширина подошвы фундамента $b = \sqrt{A/\eta}$, для круглых фундаментов $D = 2\sqrt{A/\pi}$ и квадратных $b = \sqrt{A}$.

По полученным значениям b, l, D конструируют монолитный фундамент в соответствии с предъявляемыми к нему конструктивными требованиями или выбирают ближайший большой блок-подушку сборного фундамента.

По результатам расчета проверяют выполнение условия (4). Если оно выполняется, расчет заканчивается, если нет, то во втором приближении уточняют размеры подошвы фундамента и т. д. до тех пор, пока среднее давление по подошве фундамента не будет отличаться от расчетного сопротивления не более чем на 5...10% в меньшую сторону.

При наличии в основании слоя слабого грунта размеры подошвы фундамента необходимо назначать с учетом выполнения условия (10).

Таблица 7 - типы сооружений и варианты грунтовых условий

Сооружения	Варианты грунтовых условий
<i>1. Производственные здания</i> одноэтажные с несущими конструкциями, малочувствительными к неравномерным осадкам (стальной или железобетонный каркас на отдельных фундаментах при шарнирном опирании ферм, ригелей) и с мостовыми кранами грузоподъемностью до 50 т включительно. Многоэтажные до 6 этажей включительно с сеткой колонн не более 6 х 9 м.	Крупнообломочные грунты, имеющие содержание заполнителя не менее 40% Пески любой крупности, за исключением пылеватых, плотные и средней плотности Пески любой крупности, только плотные Пески любой крупности, только средней плотности при коэффициенте пористости $e < 0,65$
<i>1. Жилые и общественные здания</i> Прямоугольной формы в плане без перепадов по высоте с полным каркасом и бескаркасные с несущими стенами из кирпича, крупных блоков или панелей; а) протяженные многосекционные до 9 этажей включительно; б) несблокированные башенного типа высотой до 14 этажей включительно	Супеси при $e < 0,65$, суглинки при $e < 0,85$, глины при $e < 0,95$, если диапазон изменения коэффициента пористости этих грунтов не превышает 0,2, а $I_L \leq 0,5$. Пески, кроме пылеватых, при $e < 0,7$ в сочетании с глинистыми грунтами, при $e < 0,5$ и $I_L < 0,5$, вне зависимости от порядка их залегания

3.4. Проектирование оснований во второй группе предельных состояний

Расчет оснований по деформациям требует выполнения следующего условия:

$$s \leq s_u \quad (9)$$

где s — деформация основания, определяемая по результатам совместной работы основания и сооружения; s_u - предельное значение совместной деформации основания и сооружения, устанавливаемое в соответствии с данными табл. 8.

Таблица 8 - предельные деформации основания фундаментов объектов нового строительства

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

Расчет деформаций оснований разрешается не производить, ограничиваясь выполнением условия (4), которое требует, чтобы давление по подошве фундамента не превышало расчетного сопротивления грунта основания, только при выполнении одного из следующих трех условий:

1. Степень изменчивости сжимаемости оснований меньше предельной.
2. Инженерно-геологические условия района строительства отвечают требованиям типового проекта.
3. Грунтовые условия района строительства здания или сооружения относятся к одному из вариантов, указанных в таблице 7.

Данными табл. 7 разрешается пользоваться для зданий, в которых площадь отдельных фундаментов под несущие конструкции отличается не более чем в 2 раза, а также и для других сооружений при аналогичных конструкциях и нагрузках.

При наличии в сжимаемой толще основания слабого (сильносжимаемого) грунта (рис. 10), прочность которого значительно меньше прочности вышележащих слоев, размер фундамента назначают таким, чтобы в слабом слое выполнялось условие

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z, \quad (10)$$

где σ_{zp} - дополнительное вертикальное напряжение на глубине z от нагрузки на фундамент $\sigma_{zp} = \alpha(p - \sigma_{zg0})$ σ_{zg0} - напряжения от собственного веса грунта в уровне подошвы фундамента); σ_{zg} - вертикальное напряжение на глубине z от подошвы фундамента от собственного веса грунта; R_z - расчетное сопротивление слабого грунта на глубине z , определяемого по формуле (5) для условного фундамента $ABCD$ (рис. 10) шириной b_z . Коэффициент α определяется по таблице 9, где α - коэффициент рассеивания напряжений, принимаемый в соответствии с данными табл. 6 в зависимости от соотношений $\xi = 2z/b$ и $\eta = l/b$ (b и l - соответственно ширина и длина площади загрузки; z - вертикальная координата точки, где определяются напряжения); p - давление, приложенное к верхней плоскости основания.

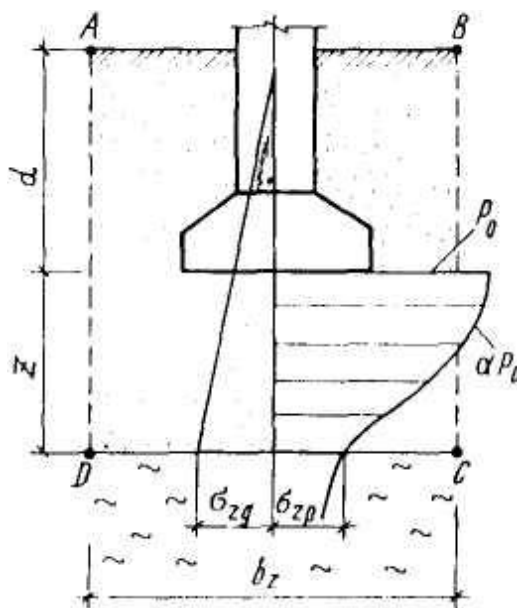


Рисунок 10 - Расчетная схема для проверки прочности слабого подстилающего слоя грунта

Таблица 9 – значение коэффициента α

$\xi = 2z/b$	Коэффициент k 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	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,4	0,090	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,104
0,8	0,179	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,208
1,2	0,266	0,299	0,300	0,300	0,300	0,300	0,300	0,311
1,6	0,348	0,380	0,394	0,397	0,397	0,397	0,397	0,412
2,0	0,411	0,446	0,472	0,482	0,486	0,486	0,486	0,511
2,4	0,461	0,499	0,538	0,556	0,565	0,567	0,567	0,605
2,8	0,501	0,542	0,592	0,618	0,635	0,640	0,640	0,687
3,2	0,532	0,577	0,637	0,671	0,696	0,707	0,709	0,763
3,6	0,558	0,606	0,676	0,717	0,750	0,768	0,772	0,831
4,0	0,579	0,630	0,708	0,756	0,796	0,820	0,830	0,892
4,4	0,596	0,650	0,735	0,789	0,837	0,867	0,883	0,949
4,8	0,611	0,668	0,759	0,819	0,873	0,908	0,932	1,001
5,2	0,634	0,683	0,780	0,844	0,904	0,948	0,977	1,050
5,6	0,635	0,697	0,798	0,867	0,933	0,981	1,018	1,095
6,0	0,645	0,708	0,814	0,887	0,958	1,011	1,056	1,138
6,4	0,653	0,719	0,828	0,904	0,980	1,041	1,090	1,178
6,8	0,661	0,728	0,841	0,920	1,000	1,065	1,122	1,215
7,2	0,668	0,736	0,852	0,935	1,019	1,088	1,152	1,251
7,6	0,674	0,744	0,863	0,948	1,036	1,109	1,180	1,285
8,0	0,679	0,751	0,872	0,960	1,051	1,128	1,205	1,316
8,4	0,684	0,757	0,881	0,970	1,065	1,146	1,229	1,347
8,8	0,689	0,762	0,888	0,980	1,078	1,162	1,251	1,376
9,2	0,693	0,768	0,896	0,989	1,089	1,178	1,272	1,404
9,6	0,697	0,772	0,902	0,998	1,100	1,192	1,291	1,431
10,0	0,700	0,777	0,908	1,005	1,110	1,205	1,309	1,456
11,0	0,705	0,786	0,922	1,022	1,132	1,233	1,349	1,506
12,0	0,720	0,794	0,933	1,037	1,151	1,257	1,384	1,550
Примечание - При промежуточных значениях ξ и η коэффициент k определяется по интерполяции.								

При промежуточных значениях ξ и η коэффициент α находят линейной интерполяцией.

Характеристики, входящие в формулу (5), определяют для слоя слабого грунта. Ширину подошвы условного фундамента находят из выражения

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a; \quad (11)$$

$$A_z = N / \sigma_{zp}; a = (l - b) / 2, \quad (12)$$

где N - вертикальная нагрузка на фундамент на уровне подошвы, включая расчетную нагрузку, вес фундамента, вес грунта на фундаменте; l и b - соответственно длина и ширина фундамента. Для ленточного фундамента $b_t = A_z / l$.

Пример № 1 **Расчет ленточного фундамента**

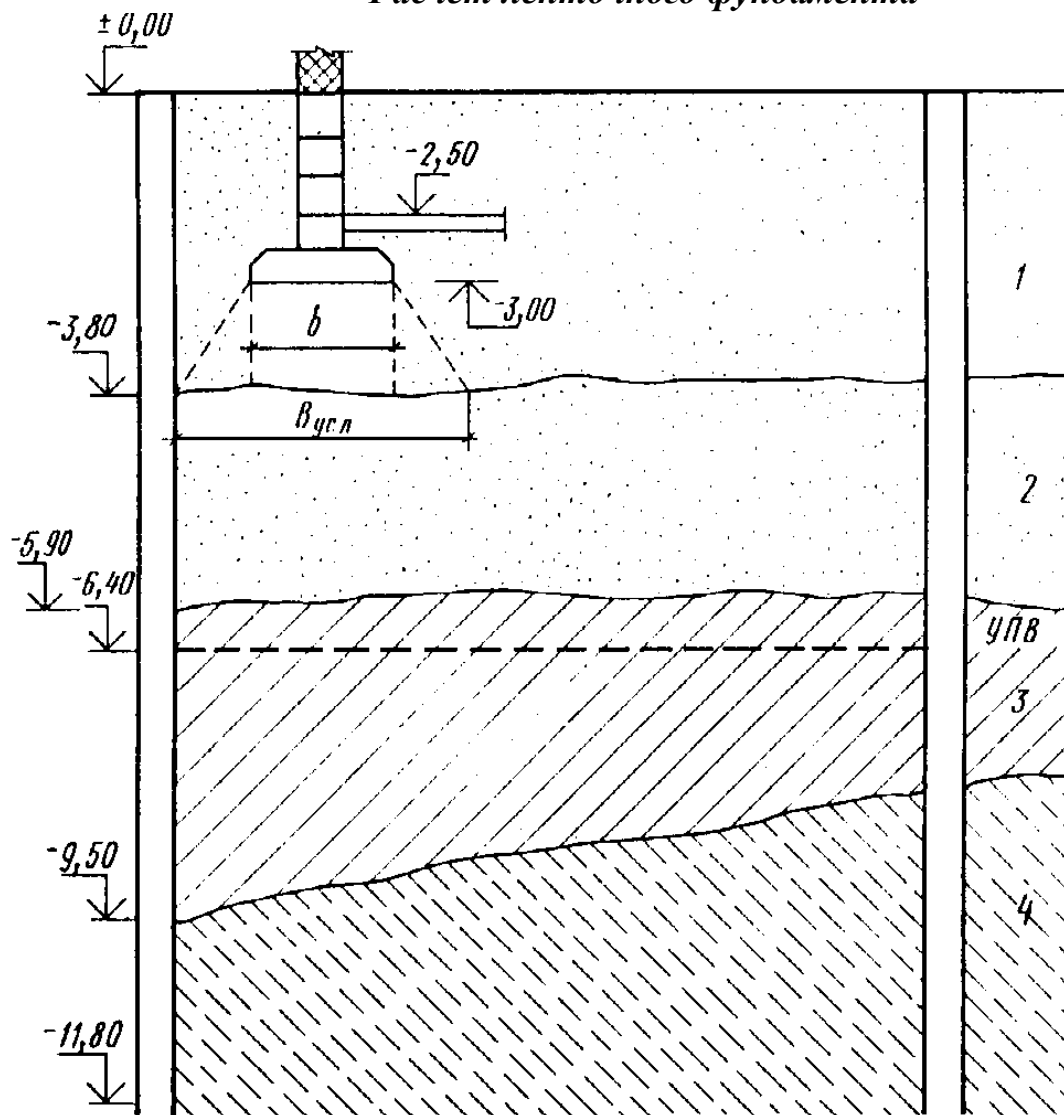


Рисунок 11 - Геологический профиль строительной площадки:

1 - песок средней крупности, средней плотности, влажный
($e=0,67$; $\gamma = 0,0191 \text{ Мн/м}^3$; $\varphi = 26^\circ$; $c_{\text{ц}} = 8,4 \text{ кПа}$; $E=15 \text{ МПа}$);

2 - песок пылеватый, средней плотности, влажный
($e = 0,76$, $\gamma = 0,0192 \text{ Мн/м}^3$, $\varphi = 24^\circ$; $c_{\text{ц}} = 3 \text{ кПа}$; $E=5 \text{ МПа}$);

3 - супесь пластичная ($e = 0,63$; $I_L=0,57$; $\gamma = 0,0196 \text{ Мн/м}^3$;
 $\gamma_s=0,0272 \text{ Мн/м}^3$; $\varphi=22^\circ$; $c_{\text{ц}}=12 \text{ кПа}$; $E= 16 \text{ МПа}$);

4 - глина полутвердая ($e = 0,78$; $I_L = 0,21$; $\gamma=0,02 \text{ Мн/м}^3$; $\gamma_s = 0,0273 \text{ Мн/м}^3$;
 $\varphi=16^\circ$; $c_{\text{ц}}= 2,5 \text{ кПа}$; $E=12 \text{ МПа}$)

Запроектировать ленточный фундамент под стену крупноблочного жилого дома, возводимого в г. Уфе, если в уровне спланированной поверхности земли действует расчетная нагрузка $N_{0П} = 580 \text{ кН/м}$. Грунтовые условия и геологический профиль строительной площадки приведены на рис. 11. Здание представляет собой бескаркасную конструкцию, имеющую жесткую конструктивную

схему высотой $H=38,6$ м, длиной $L=30,2$ м. Расчетная среднесуточная температура воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, равна 15°C . Здание имеет подвал с отметкой пола $2,50$ м. Уровень подземных вод находится на отметке $-6,40$ м. Угол внутреннего трения грунтов основания φ и параметр линейности (сцепление) грунтов установлены по результатам лабораторных испытаний.

Решение. Определим глубину заложения фундамента, учитывая климатические условия на строительной площадке. Для этого по карте (рис. 7) находим, что нормативная глубина промерзания для г. Уфы составляет 180 см. Однако данная глубина промерзания соответствует глинистым и суглинистым грунтам. Так как в данном примере первый слой - песок, то в соответствии с примечанием к карте (рис. 7) необходимо глубину промерзания увеличить в $1,2$ раза, тогда $d_{fn} = 1,2 \cdot 180 = 216$ см. По таблице 2 найдем значение коэффициента влияния теплового режима здания $k_h = 0,5$. Глубину сезонного промерзания найдем по формуле (1):

$$d_f = 0,5 \cdot 216 = 108 \text{ см} \approx 1,1 \text{ м.}$$

Определим величину $d_f + 2 = 1,1 + 2 = 3,2$ м. По таблице 1 выясняем, что для песка средней крупности при $d_w = 6,4 \text{ т} > d_f + 2 = 3,2$ м глубина заложения фундамент назначается независимо от глубины промерзания грунта.

В соответствии с конструктивными требованиями при глубине пола в подвале на отметке $2,5$ м примем толщину пола в подвале $0,1$ м, а расстояние от низа конструкции пола в подвале до подошвы фундамента назначим равным $0,4$ м, имея в виду, что высота типового блока подушки составит $0,3$ м, тогда глубина заложения подошвы фундамента от спланированной отметки земли будет равна $3,0$ м.

Горизонтальную силу давления грунта на стену подвала не учитываем, так как она будет восприниматься конструкциями перекрытий и полом подвала.

По таблице 3 для песка средней крупности и средней плотности находим $R_0 = 0,4$ МПа, а по формуле (8) определяем ориентировочную площадь подошвы фундамента:

$$A = 0,58 / (0,4 - 0,02 \cdot 3) = 1,7 \text{ м.}$$

Поскольку в рассматриваемом случае рассчитывается ленточный фундамент, площадь которого равна $A = b \cdot l$ м, получаем требуемую ширину подошвы фундамента $b = 1,7$ м. По каталогу сборных железобетонных изделий (см. табл. 8-9) выбираем ближайший по размерам типовой сборный блок-подушку шириной $b = 1,6$ м, высотой $h = 0,3$ м, длиной $l = 2,38$ м и весом

0,0121 Мн. Конструкцию стены фундамента назначим из четырех фундаментных стеновых блоков шириной $b = 0,5$ м, высотой $h = 0,58$ м, длиной $l = 2,38$ м. Вес каждого блока составляет 0,0163 Мн.

Вычислим вес 1 м длины фундамента:

$$N_n = 0,0121/2,38 + 4 \cdot 0,0163/2,38 = 0,032 \text{ Мн/м.}$$

Принимая удельный вес грунта обратной засыпки равным 0,018 Мн/м³, определим вес 1 м длины грунта на обресе фундамента:

$$N_{gn} = 2,7 \cdot 0,018 \cdot (1,6 - 0,5) / 2 = 0,01 \text{ Мн/м}$$

Найдем среднее давление по подошве фундамента по формуле (1):

$$P = (0,58 + 0,032 + 0,01) / 1,6 = 0,389 \text{ кПа.}$$

Определим расчетное сопротивление грунта несущего слоя, для чего воспользуемся формулой (5).

Найдем соотношение $L/H = 30,2/38,6 = 0,78$ и по таблице 5 найдем значения коэффициентов условий работы $\gamma_{c1} = 1,4$ и $\gamma_{c2} = 1,4$. Безразмерные коэффициенты найдем по таблице 6 по значению угла внутреннего трения: $\varphi = 26^\circ$, $M_\gamma = 0,84$, $M_q = 4,37$, $M_c = 6,90$. Полагая, что пол подвала выполнен из тощего бетона, удельный вес которого составляет 0,022 Мн/м³, то по формуле (7) найдем приведенную глубину заложения фундамента от пола до подвала:

$$d_1 = 0,4 + 0,1 \cdot 0,022 / 0,018 = 0,522 \text{ м.}$$

Глубина подвала составляет $d_b = 2,5$ м, поэтому принимаем $d_b = 2,0$ м, $\kappa = 1$, так как значения φ_n и c_n получены по данным лабораторных испытаний, $c_{II} = 0,0084$ МПа. Коэффициент $\kappa_z = 1$, так как ширина подошвы фундамента $b = 1,6 < 10$ м. Расчетное сопротивление грунта основания составит:

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,4}{1} = [0,84 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 0,0191 + 4,37 \cdot 0,522 \cdot 0,018 + (4,37 - 1) \cdot 2,0 \cdot 0,018 + 6,9 \cdot 0,0084] = 0,482 \text{ МПа}$$

Основное условие $p = 0,389 < R = 0,482$ МПа выполняется, однако в основании имеется значительное недонапряжение, составляющее около 20%. Следовательно, фундамент запроектирован неэкономично. Уменьшим размер подошвы фундамента, приняв в качестве расчетного ближайший фундаментный блок-подушку шириной $b = 1,4$ м, высотой $h = 0,3$ м, длиной $l = 2,38$ м и весом 0,0104 Мн.

Определим вес 1 м длины фундамента:

$$N_{fn} = 0,0104 / 2,38 + 4 \cdot 0,0163 / 2,38 = 0,032 \text{ Мн.}$$

Вес грунта на 1 м длины новой конструкции фундамента

$$N_{gn} = 2,7 \cdot 0,018 \cdot (1,4 - 0,5) / 2 = 0,008 \text{ Мн.}$$

Среднее давление по подошве фундамента:

$$p = \frac{0,58 + 0,032 + 0,008}{1,4} = 0,443 \text{ МПа.}$$

Расчетное сопротивление грунта основания:

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,4}{1} [0,84 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 0,0191 + 4,37 \cdot 0,522 \cdot 0,018 + (4,37 - 1) \cdot 2,0 \cdot 0,018 + 6,9 \cdot 0,0084] = 0,476 \text{ МПа}$$

Основное условие $p = 0,442 < R = 0,476$ выполняется, а недонапряжение в основании составляет 7%, что меньше требуемых 10%. Следовательно, фундамент шириной $b = 1,4$ м будет более экономичным по сравнению с фундаментом первого приближения, поэтому в данном случае ограничимся вторым приближением, окончательно принимая в качестве фундаментной подушки сборную плиту шириной 1,4 м.

В соответствии с инженерно-геологическими условиями строительной площадки (рис. 11) грунт второго слоя – песок пылеватый, средней плотности, влажный — является слабым грунтом, поэтому ширину подошвы фундамента следует назначать с учетом пониженной прочности данного слоя по условию (10). Этот расчет не выполняется, если соблюдаются условие таблицы 7.

Далее находим вертикальное напряжение от собственного веса грунта по формуле:

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i, \quad (13)$$

где h_i - толщина пласта i -го слоя грунта.

Эти напряжения на уровне подошвы фундамента.

$$\sigma_{zgo} = 0,018 \cdot 3 = 0,054 \text{ МПа,}$$

где σ_{zgo} – напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента (0,018 Мн/м – удельный вес грунта обратной засыпки).

Напряжение от собственного веса грунта на глубине $z = 3,8$ м, действующее на кровлю слоя слабого грунта:

$$\sigma_{zg} = 0,018 \cdot 3 + 0,0191 \cdot 0,8 = 0,069 \text{ МПа.}$$

Дополнительное давление под подошвой фундамента:

$$p_0 = (p - \sigma_{zgo}) = 0,443 - 0,054 = 0,389 \text{ МПа.}$$

Дополнительное вертикальное напряжение, действующее на кровлю слабого грунта от нагрузки на фундамент на глубине $z = 0,8$ м, определяем по данным таблицы 9. Для $\zeta = 2 \cdot 0,8 / 1,4 = 1,14$ и $\eta > 10$, интерполируя, находим

значение $\alpha = 0,782$. Напряжение σ_{zp} определяется по формуле (приложение к формуле 10):

$$\text{Откуда } \sigma_{zp} = 0,782 \cdot 0,389 = 0,304 \text{ МПа.}$$

Полные вертикальные напряжения на кровлю подстилающего слоя будут равны:

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} = 0,304 + 0,069 = 0,373 \text{ МПа.}$$

Находим ширину условного ленточного фундамента по формуле (12).

Предварительно определим величину A_z по формуле (11):

$$A_z = (0,58 + 0,032 + 0,008) / 0,304 = 2,04 \text{ м.}$$

Тогда ширина подошвы условного ленточного фундамента составит:
 $b_z = A_z / 1 = 2,04 \text{ м.}$

Определяем расчетное сопротивление пылеватого песка на глубине 0,8 м от подошвы фундамента. Для этого по значению $\varphi = 24^\circ$ по таблице 6 находим - $M_\gamma = 0,72$, $M_q = 3,87$, $M_c = 6,45$, а по таблице 5 для пылеватого песка средней плотности влажного $\gamma_c = 1,25$, $\gamma_{c2} = 1,2$.

Осредненный удельный вес грунтов, залегающих выше подстилающего слоя:

$$\gamma'_{II} = (0,018 \cdot 3 + 0,0191 \cdot 0,8) / (3 + 0,8) = 0,0182 \text{ Мн/м}^3.$$

Приведенная глубина заложения фундамента от уровня пола в подвале до подстилающего слоя:

$$d_I = 0,4 + 0,8 + 0,1 \cdot 0,022 / 0,0182 = 1,32 \text{ м.}$$

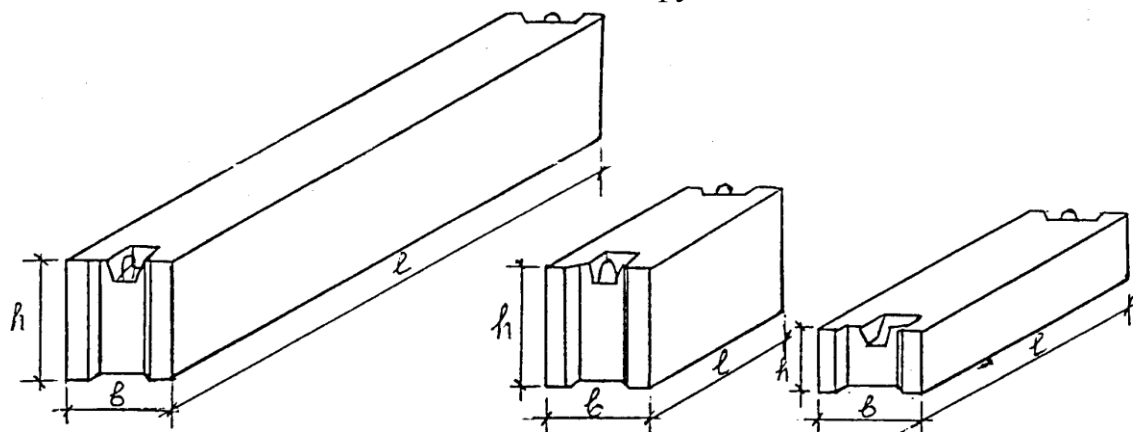
Тогда расчетное сопротивление грунта подстилающего слоя найдем по формуле (5):

$$R_z = \frac{1,25 \cdot 1,2}{1} [0,72 \cdot 1 \cdot 2,04 \cdot 0,0192 + 3,87 \cdot 1,32 \cdot 0,0182 + (3,87 - 1) \cdot 2,0 \cdot 0,0182 + 6,45 \cdot 0,003] = 0,407 \text{ МПа}$$

Условие (10) выполняется: $\sigma_{zp} + \sigma_{zg} = 0,373 < R_z = 0,407 \text{ МПа.}$

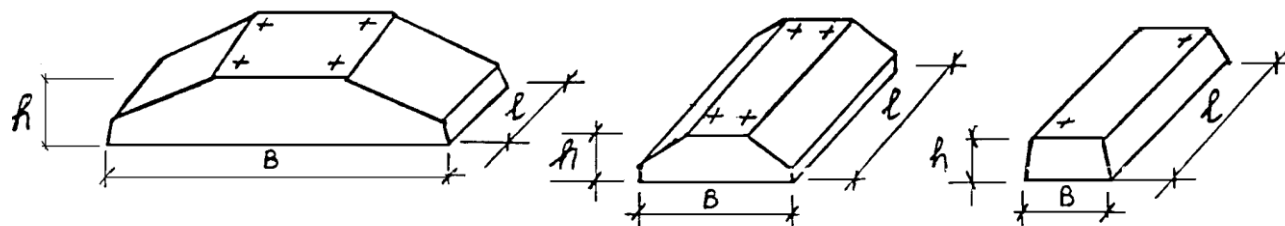
Следовательно, размеры фундамента подобраны удовлетворительно, однако в соответствии с таблицей 7. для данных грунтовых условий строительной площадки требуется расчет осадки фундамента.

Таблица 10 - блоки бетонные для ленточных фундаментов



Марка изделия	Размеры в мм			Марка бетона	Объем бетона, м ³	Вес стали, кг	Вес изделия, кг
	<i>l</i>	<i>b</i>	<i>h</i>				
ФБС 24.3.6	2380	300	580	100	0,406	1,46	975
ФБС 24.4.6	2380	400	580	100	0,543	1,46	1300
ФБС 24.5.6	2380	500	580	100	0,679	2,36	1630
ФБС 24.6.6	2380	600	580	100	0,315	2,36	1960
ФБС 12.4.6	1180	400	580	100	0,265	1,46	640
ФБС 12.5.6	1180	500	580	100	0,331	1,46	790
ФБС 12.6.6	1180	600	580	100	0,393	1,46	960
ФБС 12.4.3	1180	400	280	100	0,127	0,74	310
ФБС 12.5.3	1180	500	280	100	0,159	0,74	350
ФБС 12.6.3	1180	600	280	100	0,191	0,74	460
ФБС 9.3.6	880	300	580	100	0,146	0,76	350
ФБС 9.4.6	880	400	580	100	0,195	0,76	470
ФБС 9.5.6	880	500	580	100	0,241	0,76	590
ФБС 9.6.6	880	600	580	100	0,293	1,46	700
ФБС 24.3.6	2380	300	530	100	0,406	1,46	730
ФБС 24.4.6	2380	400	580	100	0,543	1,46	980
ФБС 24.5.6	2380	500	580	100	0,679	1,46	1233
ФБС 24.6.6	2380	600	580	100	0,315	2,36	1470
ФБС 12.4.6	1180	400	580	100	0,265	0,76	480
ФБС 12.5.6	1180	500	580	100	0,331	1,46	600
ФБС 12.4.3	1180	400	280	100	0,127	0,74	230
ФБС 12.5.3	1180	500	280	100	0,159	0,74	290
ФБС 12.6.3	1180	600	280	100	0,191	0,74	350
ФБС 9.3.6	880	300	580	100	0,146	0,76	260

Таблица 11 - плиты железобетонные для ленточных фундаментов



Марка изделия	Размеры в мм			Класс бетона	Объем бетона, м ³	Расход стали /без петель/ кг		Вес изделия, кг
ФЛ 32.12-3	3200	1180	500	25	1,6	63,17	101,21	4000
ФЛ 32.8-3	3200	780	500	25	1,047	44,59	66,2	2620
ФЛ 28.12-3	2800	1180	500	25	1,369	47,4	70,36	3420
ФЛ 28.8-3	2800	780	500	20	0,896	32,43	43,22	2240
ФЛ 24.12-3	2400	1180	500	20	1,138	20,03	44,58	2345
ФЛ 24.8-3	2400	780	500	15	0,745	20,54	30,50	1665
ФЛ 20.12-3	2000	1180	500	15	0,975	17,75	26,1	2440
ФЛ 20.8-3	2000	780	500	15	0,638	12,15	17,34	1595
ФЛ 16.12-3	1600	2380	500	15	0,987	39,62	53,73	2470
ФЛ 16.8-3	1600	1180	500	15	0,486	18,26	27,07	1215
ФЛ 16.24-3	1600	780	300	15	0,320	12,65	13,66	800
ФЛ 14.24-3	1400	2380	300	15	0,845	23,69	33,77	2110
ФЛ 14.12-3	1400	1180	300	15	0,416	11,81	16,84	1040
ФЛ 14.8-3	1400	780	300	15	0,274	8,0	11,11	635
ФЛ 12.24-3	1200	2380	300	15	0,730	16,34	23,28	1760
ФЛ 12.12-3	1200	1180	300	15	0,347	7,72	11,50	670
ФЛ 12.8-3	1200	780	300	15	0,228	5,26	7,49	570
ФЛ 10.24-3	1000	2380	300	15	0,608	9,03	12,91	1520
ФЛ 10.12-3	1000	1180	300	15	0,3	4,33	6,2	750
ФЛ 10.8-3	1000	780	300	15	0,197	2,35	4,33	495
ФЛ 8.24-3	800	2380	300	15	0,557	4,37	6,92	1395
ФЛ 8.12-3	800	1180	300	15	0,274	2,42	3,45	635
ФЛ 6.24-3	600	2380	300	15	0,415	2,69	3,9	1040
ФЛ 6.12-3	600	1180	300	15	0,205	1,34	1,94	515

Варианты заданий

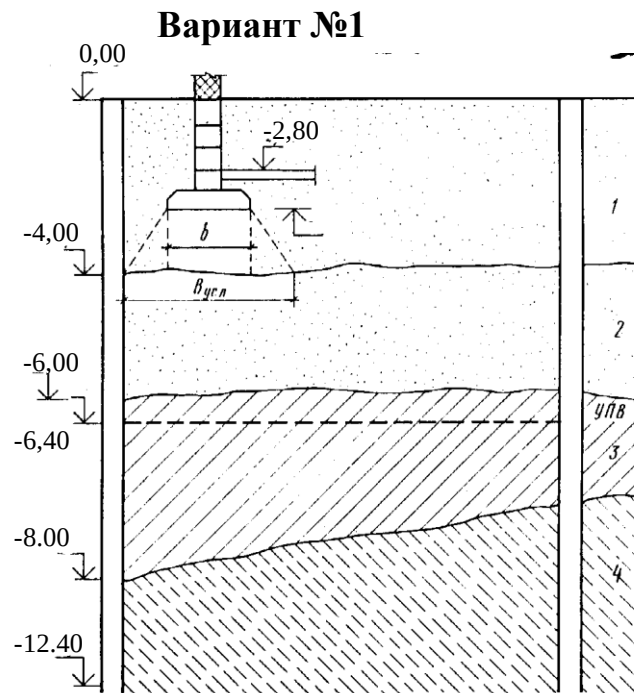


Рис. Геологический профиль строительной площадки:

1 — супесь пластичная

($e=0,61$; $I_L=0,55$; $\gamma=0,02$ МН/м³; $\varphi=25^0$; $c_u=14$ кПа; $E=18$ МПа);

2 — глина полутвёрдая

($e=0,8$, $I_L=0,4$; $\gamma=0,022$ МН/м³, $\varphi=14^0$; $c_u=12$ кПа; $E=14$ МПа);

3 — песок средней плотности, влажный

($e=0,8$; $\gamma=0,019$ МН/м³; $\varphi=22^0$; $c_u=4$ кПа; $E=12$ МПа);

Пример. Запроектировать ленточный фундамент под стену крупноблочного жилого дома, возводимого в г. Череповец, если в уровне спланированной поверхности земли действует расчетная нагрузка $N_{on}=640$ кН/м. Грунтовые условия и геологический профиль строительной площадки приведены на рисунке. Здание представляет собой бескаркасную конструкцию, имеющую жесткую конструктивную схему высотой $H=42,1$ м, длиной $L=54,6$ м. Расчетная среднесуточная температура воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, равна $15\text{ }^{\circ}\text{C}$. Здание имеет подвал с отметкой пола $-2,8$ м. Уровень подземных вод находится на отметке $-6,4$ м. Угол внутреннего трения грунтов основания “ φ ” и параметр линейности (сцепление) грунтов “ c ” установлены по результатам лабораторных испытаний.

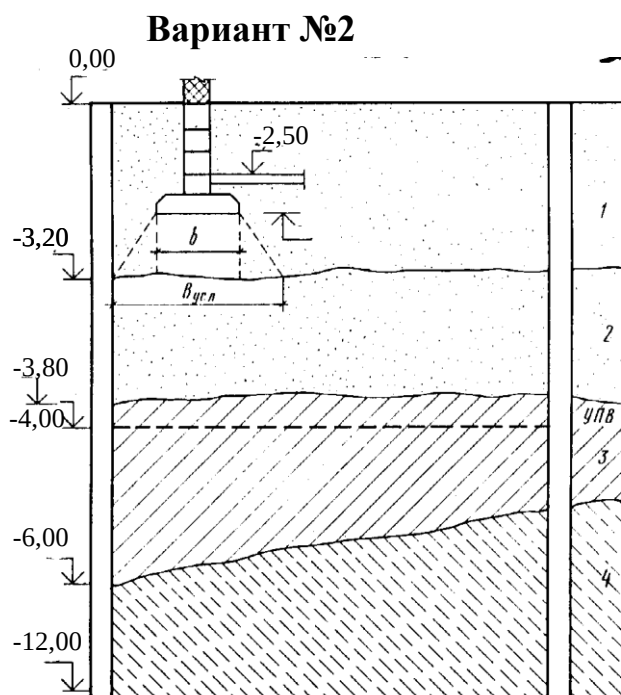


Рис. Геологический профиль строительной площадки:

- 1 — песок пылеватый влажный
 $(e=0,5; \gamma=0,018 \text{ Мн/м}^3; \varphi=22^0; c_u=10 \text{ кПа}; E=14 \text{ МПа});$
- 2 — песок средней крупности, влажный
 $(e=0,8; \gamma=0,019 \text{ Мн/м}^3; \varphi=21^0; c_u=4 \text{ кПа}; E=8 \text{ МПа});$
- 3 — супесь пластичная
 $(e=0,5; I_L=0,8; \gamma=0,0195 \text{ Мн/м}^3; \varphi=20^0; c_u=10 \text{ кПа}; E=16 \text{ МПа});$
- 4 — глина полутвёрдая
 $(e=0,9; I_L=0,8; \gamma=0,022 \text{ Мн/м}^3; \varphi=28^0; c_u=14 \text{ кПа}; E=20 \text{ МПа});$

Пример. Запроектировать ленточный фундамент под стену крупноблочного жилого дома, возводимого в г. Бабаево, если в уровне спланированной поверхности земли действует расчетная нагрузка $N_{on}=640 \text{ кН/м}$. Грунтовые условия и геологический профиль строительной площадки приведены на рисунке. Здание представляет собой бескаркасную конструкцию, имеющую жесткую конструктивную схему высотой $H=26 \text{ м}$, длиной $L=24,8 \text{ м}$. Расчетная среднесуточная температура воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, равна 15°C . Здание имеет подвал с отметкой пола $-2,5 \text{ м}$. Уровень подземных вод находится на отметке $-6,4 \text{ м}$. Угол внутреннего трения грунтов основания “ φ ” и параметр линейности (сцепление) грунтов “ c ” установлены по результатам лабораторных испытаний.

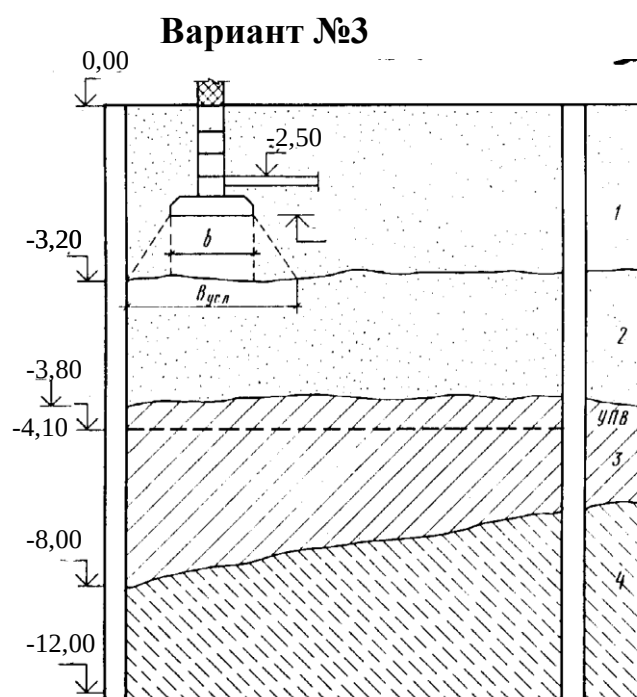


Рис. Геологический профиль строительной площадки:

1 — супесь пластичная

($e=0,63$; $I_L=0.5$; $\gamma=0,02 \text{ Мн/м}^3$; $\varphi=21^\circ$; $c_{\text{ц}}=10 \text{ кПа}$; $E=18 \text{ МПа}$);

2 — глина полутвёрдая

($e=0,78$, $I_L=0.21$; $\gamma=0,025 \text{ Мн/м}^3$, $\varphi=23^\circ$; $c_{\text{ц}}=2,5 \text{ кПа}$; $E=12 \text{ МПа}$);

3 — глина мягкопластичная

($e=0,65$; $I_L=0.7$; $\gamma=0,02 \text{ Мн/м}^3$; $\gamma_S=0,027 \text{ Мн/м}^3$; $\varphi=32^\circ$; $c_{\text{ц}}=2 \text{ кПа}$; $E=25 \text{ МПа}$);

4 — песок мелкий, средней плотности

($e=0,65$; $\gamma=0,02 \text{ Мн/м}^3$; $\gamma_S=0,027 \text{ Мн/м}^3$; $\varphi=32^\circ$; $c_{\text{ц}}=2 \text{ кПа}$; $E=25 \text{ МПа}$);

Пример. Запроектировать ленточный фундамент под стену крупноблочного жилого дома, возводимого в г. Ярославле, если в уровне спланированной поверхности земли действует расчетная нагрузка $N_{0n}=450 \text{ кН/м}$. Грунтовые условия и геологический профиль строительной площадки приведены на рисунке. Здание представляет собой бескаркасную конструкцию, имеющую жесткую конструктивную схему высотой $H=24,5 \text{ м}$, длиной $L=68,5 \text{ м}$. Расчетная среднесуточная температура воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, равна 15°C . Здание имеет подвал с отметкой пола $-2,8 \text{ м}$. Уровень подземных вод находится на отметке $-4,1 \text{ м}$. Угол внутреннего трения грунтов основания “ φ ” и параметр линейности (сцепление) грунтов “ c ” установлены по результатам лабораторных испытаний.

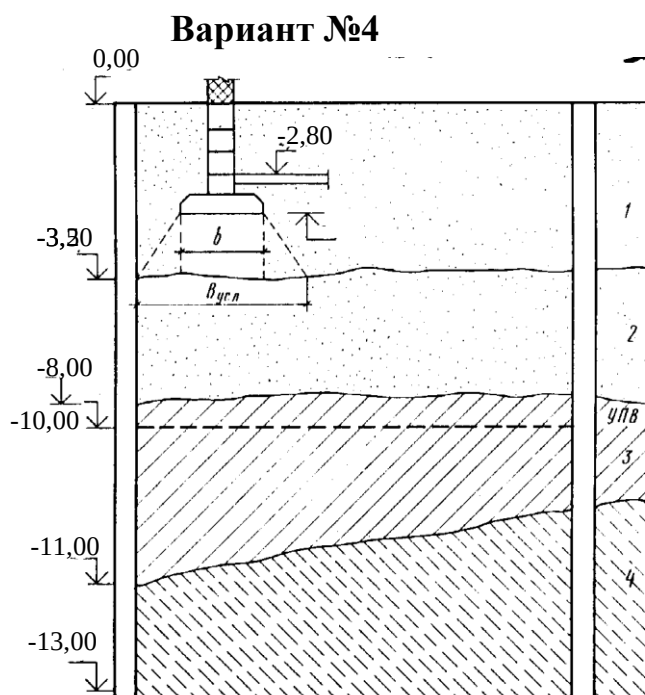


Рис. Геологический профиль строительной площадки:

1 — песок средней крупности, средней плотности

($e=0,7$; $\gamma=0,019 \text{ МН/м}^3$; $\varphi=35^\circ$; $c_u=2,8 \text{ кПа}$; $E=18 \text{ МПа}$);

2 — песок мелкий, средней плотности

($e=0,65$, $\gamma=0,02 \text{ МН/м}^3$, $\varphi=32^\circ$; $c_u=4 \text{ кПа}$; $E=25 \text{ МПа}$);

3 — глина мягкопластичная

($e=0,6$; $I_L=0,7$; $\gamma=0,018 \text{ МН/м}^3$; $\gamma_s=0,025 \text{ МН/м}^3$; $\varphi=15^\circ$; $c_u=6 \text{ кПа}$; $E=12 \text{ МПа}$);

Пример. Запроектировать ленточный фундамент под стену крупноблочного жилого дома, возводимого в г. Александров, если в уровне спланированной поверхности земли действует расчетная нагрузка $N_{on}=520 \text{ кН/м}$. Грунтовые условия и геологический профиль строительной площадки приведены на рисунке. Здание представляет собой бескаркасную конструкцию, имеющую жесткую конструктивную схему высотой $H=12 \text{ м}$, длиной $L=45 \text{ м}$. Расчетная среднесуточная температура воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, равна 15°C . Здание имеет подвал с отметкой пола $-2,8 \text{ м}$. Уровень подземных вод находится на отметке $-10,0 \text{ м}$. Угол внутреннего трения грунтов основания “ φ ” и параметр линейности (сцепление) грунтов “ c ” установлены по результатам лабораторных испытаний.

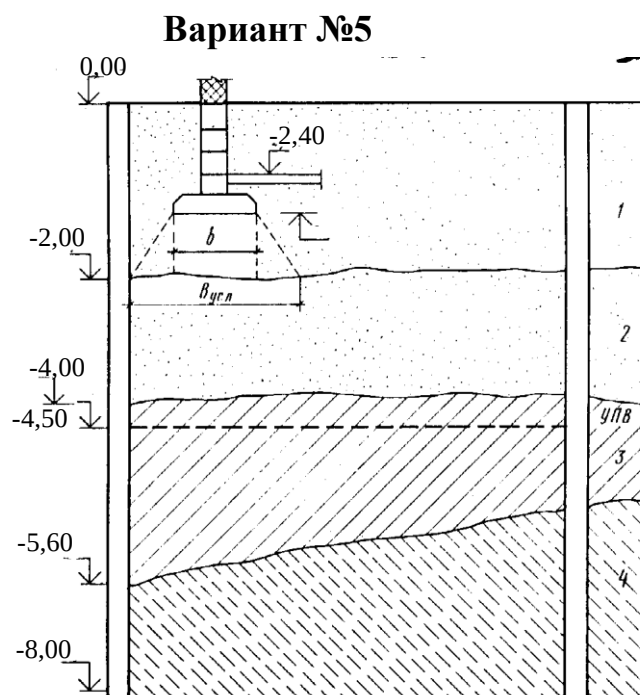


Рис. Геологический профиль строительной площадки:

1 — суглинок мягкопластичный

($e=0,65$; $\gamma=0,02$ Мн/м³; $\varphi=18^0$; $c_u=25$ кПа; $E=16$ МПа);

2 — песок мелкий

($e=0,45$, $\gamma=0,0175$ Мн/м³, $\varphi=16^0$; $c_u=6$ кПа; $E=20$ МПа);

3 — песок средней крупности

($e=0,5$; $\gamma=0,019$ Мн/м³; $\gamma_s=0,0265$ Мн/м³; $\varphi=16^0$; $c_u=6$ кПа; $E=30$ МПа);

Пример. Запроектировать ленточный фундамент под стену крупноблочного жилого дома, возводимого в г. В. Устюг, если в уровне спланированной поверхности земли действует расчетная нагрузка $N_{on}=640$ кН/м. Грунтовые условия и геологический профиль строительной площадки приведены на рисунке. Здание представляет собой бескаркасную конструкцию, имеющую жесткую конструктивную схему высотой $H=14$ м, длиной $L=36$ м. Расчетная среднесуточная температура воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, равна 15°C . Здание имеет подвал с отметкой пола $-2,4$ м. Уровень подземных вод находится на отметке $-4,5$ м. Угол внутреннего трения грунтов основания " φ " и параметр линейности (сцепление) грунтов " c " установлены по результатам лабораторных испытаний.

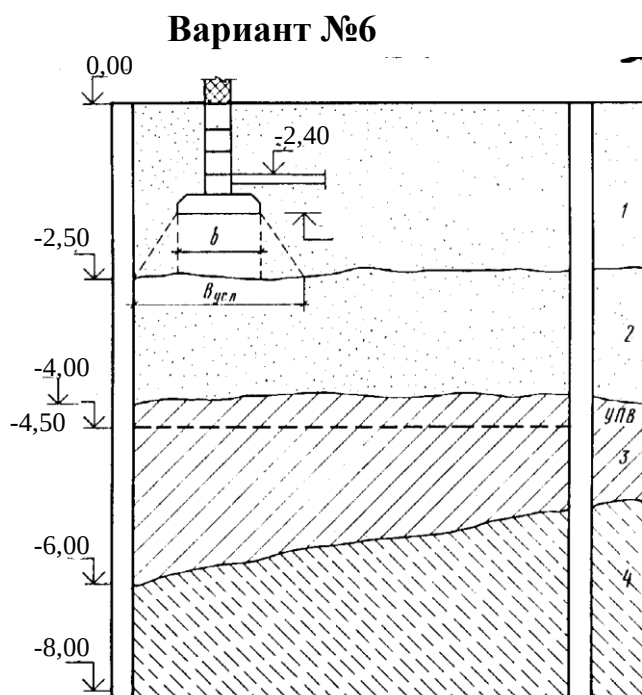


Рис. Геологический профиль строительной площадки:

- 1 — песок средней крупности, влажный
 $(e=0,65; \gamma=0,02 \text{ Мн/м}^3; \varphi=24^\circ; c_{\text{ц}}=6,0 \text{ кПа}; E=18 \text{ МПа});$
- 2 — песок пылеватый, средней плотности, влажный
 $(e=0,8, \gamma=0,0196 \text{ Мн/м}^3, \varphi=22^\circ; c_{\text{ц}}=4 \text{ кПа}; E=6 \text{ МПа});$
- 3 — супесь пластичная
 $(e=0,62; I_L=0,6; \gamma=0,02 \text{ Мн/м}^3; \gamma_S=0,028 \text{ Мн/м}^3; \varphi=20^\circ; c_{\text{ц}}=10 \text{ кПа}; E=16 \text{ МПа});$
- 4 — глина полутвёрдая
 $(e=0,65; I_L=0,18; \gamma=0,022 \text{ Мн/м}^3; \gamma_S=0,0278 \text{ Мн/м}^3; \varphi=14^\circ; c_{\text{ц}}=4,0 \text{ кПа}; E=14 \text{ МПа});$

Пример. Запроектировать ленточный фундамент под стену крупноблочного жилого дома, возводимого в г. Киров, если в уровне спланированной поверхности земли действует расчетная нагрузка $N_{on}=780 \text{ кН/м}$. Грунтовые условия и геологический профиль строительной площадки приведены на рисунке. Здание представляет собой бескаркасную конструкцию, имеющую жесткую конструктивную схему высотой $H=14 \text{ м}$, длиной $L=29 \text{ м}$. Расчетная среднесуточная температура воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, равна 15°C . Здание имеет подвал с отметкой пола $-2,4 \text{ м}$. Уровень подземных вод находится на отметке $-4,5 \text{ м}$. Угол внутреннего трения грунтов основания “ φ ” и параметр линейности (сцепление) грунтов “ c ” установлены по результатам лабораторных испытаний.

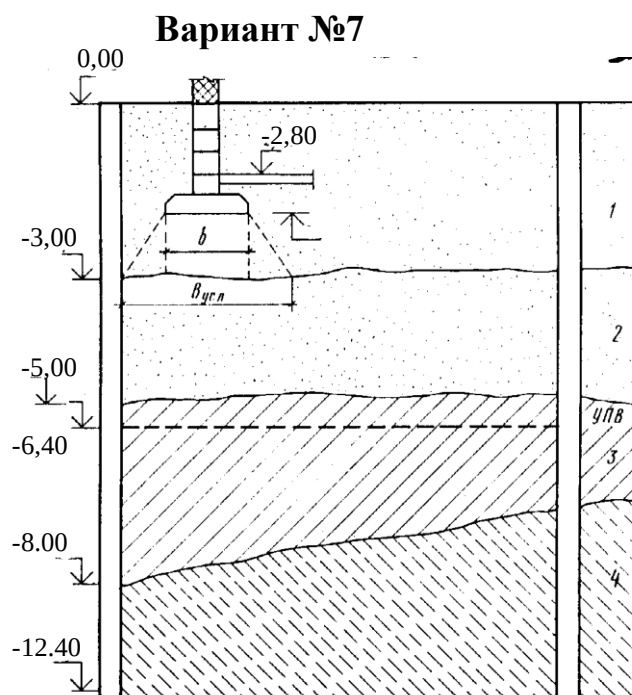


Рис. Геологический профиль строительной площадки:

1 — супесь пластичная

($e=0,61$; $I_L=0,51$; $\gamma=0,019$ Мн/м³; $\varphi=24^\circ$; $c_c=14$ кПа; $E=18$ МПа);

2 — глина полутвёрдая

($e=0,8$, $I_L=0,45$; $\gamma=0,02$ Мн/м³, $\varphi=15^\circ$; $c_c=14$ кПа; $E=14$ МПа);

3 — песок средней плотности, влажный

($e=0,8$; $\gamma=0,0185$ Мн/м³; $\varphi=21^\circ$; $c_c=5$ кПа; $E=12$ МПа);

Пример. Запроектировать ленточный фундамент под стену крупноблочного жилого дома, возводимого в г. Архангельск, если в уровне спланированной поверхности земли действует расчетная нагрузка $N_{on}=500$ кН/м. Грунтовые условия и геологический профиль строительной площадки приведены на рисунке. Здание представляет собой бескаркасную конструкцию, имеющую жесткую конструктивную схему высотой $H=14,5$ м, длиной $L=68,5$ м. Расчетная среднесуточная температура воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, равна 15°C . Здание имеет подвал с отметкой пола $-2,8$ м. Уровень подземных вод находится на отметке $-6,4$ м. Угол внутреннего трения грунтов основания “ φ ” и параметр линейности (сцепление) грунтов “ c ” установлены по результатам лабораторных испытаний.

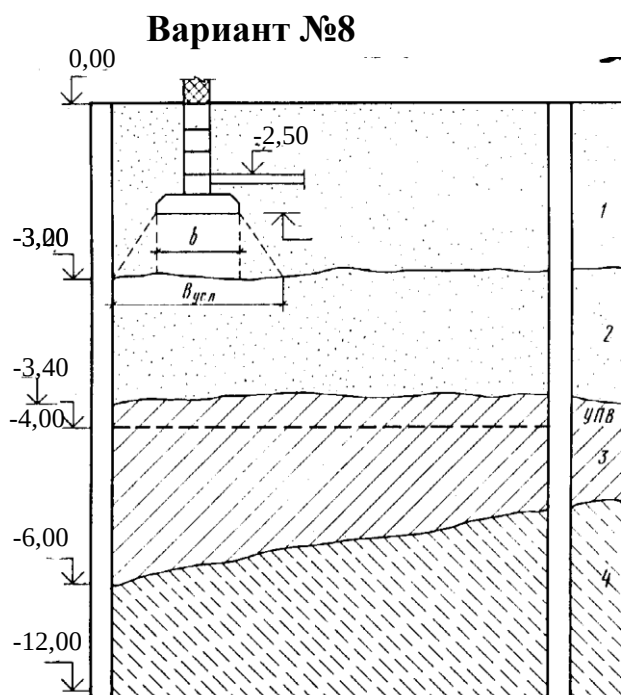


Рис. Геологический профиль строительной площадки:

1 — песок пылеватый влажный

($e=0,5$; $\gamma=0,0185 \text{ Мн/м}^3$; $\varphi=21^\circ$; $c_u=8 \text{ кПа}$; $E=14 \text{ МПа}$);

2 — песок средней крупности, влажный

($e=0,8$, $\gamma=0,021 \text{ Мн/м}^3$, $\varphi=21^\circ$; $c_u=4 \text{ кПа}$; $E=8 \text{ МПа}$);

3 — супесь пластичная

($e=0,5$; $I_L=0,8$; $\gamma=0,02 \text{ Мн/м}^3$; $\varphi=22^\circ$; $c_u=12 \text{ кПа}$; $E=18 \text{ МПа}$);

4 — глина полутвёрдая

($e=0,9$; $I_L=0,9$; $\gamma=0,02 \text{ Мн/м}^3$; $\varphi=26^\circ$; $c_u=12 \text{ кПа}$; $E=20 \text{ МПа}$);

Пример. Запроектировать ленточный фундамент под стену крупноблочного жилого дома, возводимого в г. Тихвин, если в уровне спланированной поверхности земли действует расчетная нагрузка $N_{on}=620 \text{ кН/м}$. Грунтовые условия и геологический профиль строительной площадки приведены на рисунке. Здание представляет собой бескаркасную конструкцию, имеющую жесткую конструктивную схему высотой $H=12 \text{ м}$, длиной $L=65 \text{ м}$. Расчетная среднесуточная температура воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, равна 15°C . Здание имеет подвал с отметкой пола $-2,5 \text{ м}$. Уровень подземных вод находится на отметке $-6,4 \text{ м}$. Угол внутреннего трения грунтов основания “ φ ” и параметр линейности (сцепление) грунтов “ c ” установлены по результатам лабораторных испытаний.

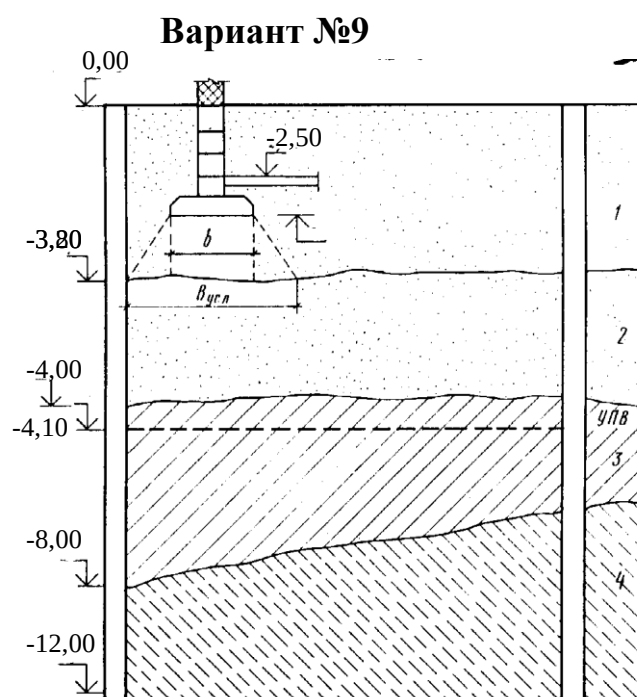


Рис. Геологический профиль строительной площадки:

1 — супесь пластичная

($e=0,63$; $I_L=0.5$; $\gamma=0,018 \text{ Мн/м}^3$; $\varphi=20^\circ$; $c_{\text{ц}}=12 \text{ кПа}$; $E=16 \text{ МПа}$);

2 — глина полутвёрдая

($e=0,78$, $I_L=0.22$; $\gamma=0,024 \text{ Мн/м}^3$, $\varphi=22^\circ$; $c_{\text{ц}}=3 \text{ кПа}$; $E=12 \text{ МПа}$);

3 — глина мягкопластичная

($e=0,65$; $I_L=0.7$; $\gamma=0,019 \text{ Мн/м}^3$; $\gamma_S=0,027 \text{ Мн/м}^3$; $\varphi=30^\circ$; $c_{\text{ц}}=3,5 \text{ кПа}$; $E=25 \text{ МПа}$);

4 — песок мелкий, средней плотности

($e=0,65$; $\gamma=0,019 \text{ Мн/м}^3$; $\gamma_S=0,027 \text{ Мн/м}^3$; $\varphi=28^\circ$; $c_{\text{ц}}=4 \text{ кПа}$; $E=25 \text{ МПа}$);

Пример. Запроектировать ленточный фундамент под стену крупноблочного жилого дома, возводимого в г. Котлас, если в уровне спланированной поверхности земли действует расчетная нагрузка $N_{on}=520 \text{ кН/м}$. Грунтовые условия и геологический профиль строительной площадки приведены на рисунке. Здание представляет собой бескаркасную конструкцию, имеющую жесткую конструктивную схему высотой $H=18 \text{ м}$, длиной $L=55,0 \text{ м}$. Расчетная среднесуточная температура воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, равна 15°C . Здание имеет подвал с отметкой пола $-2,8 \text{ м}$. Уровень подземных вод находится на отметке $-4,1 \text{ м}$. Угол внутреннего трения грунтов основания “ φ ” и параметр линейности (сцепление) грунтов “ c ” установлены по результатам лабораторных испытаний.

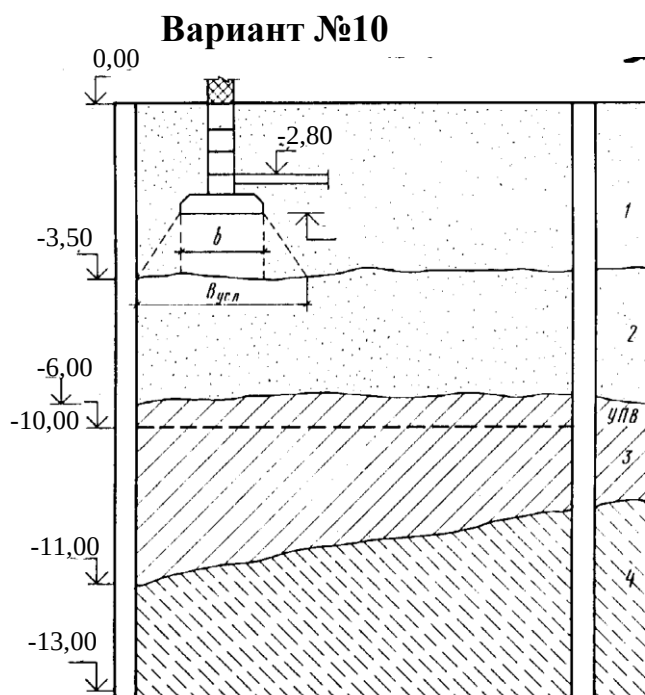


Рис. Геологический профиль строительной площадки:

- 1 — песок средней крупности, средней плотности
($e=0,7$; $\gamma=0,02 \text{ Мн/м}^3$; $\varphi=35^\circ$; $c_{\text{ц}}=2,8 \text{ кПа}$; $E=18 \text{ МПа}$);
- 2 — песок мелкий, средней плотности
($e=0,65$, $\gamma=0,019 \text{ Мн/м}^3$, $\varphi=32^\circ$; $c_{\text{ц}}=4 \text{ кПа}$; $E=25 \text{ МПа}$);
- 3 — глина мягкопластичная
($e=0,6$; $I_L=0,7$; $\gamma=0,02 \text{ Мн/м}^3$; $\gamma_S=0,025 \text{ Мн/м}^3$; $\varphi=15^\circ$; $c_{\text{ц}}=6 \text{ кПа}$; $E=12 \text{ МПа}$);

Пример. Запроектировать ленточный фундамент под стену крупноблочного жилого дома, возводимого в г. Кострома, если в уровне спланированной поверхности земли действует расчетная нагрузка $N_{0n}=480 \text{ кН/м}$. Грунтовые условия и геологический профиль строительной площадки приведены на риснке. Здание представляет собой бескаркасную конструкцию, имеющую жесткую конструктивную схему высотой $H=14,8 \text{ м}$, длиной $L=54,5 \text{ м}$. Расчетная среднесуточная температура воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, равна 15°C . Здание имеет подвал с отметкой пола $-2,8 \text{ м}$. Уровень подземных вод находится на отметке $-10,0 \text{ м}$. Угол внутреннего трения грунтов основания “ φ ” и параметр линейности (сцепление) грунтов “ c ” установлены по результатам лабораторных испытаний.

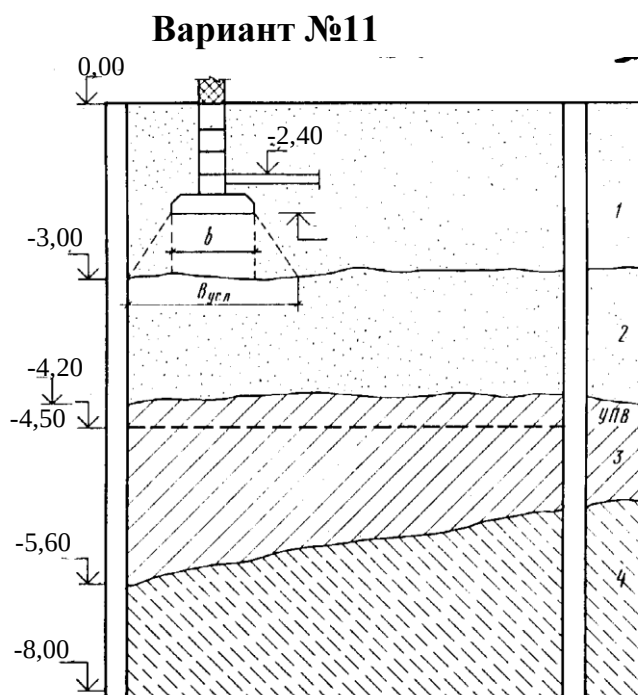


Рис. Геологический профиль строительной площадки:

1 — суглинок мягкопластичный

($e=0,65$; $\gamma=0,021 \text{ Мн/м}^3$; $\varphi=19^\circ$; $c_u=25 \text{ кПа}$; $E=16 \text{ МПа}$);

2 — песок мелкий

($e=0,45$, $\gamma=0,017 \text{ Мн/м}^3$, $\varphi=16^\circ$; $c_u=6 \text{ кПа}$; $E=20 \text{ МПа}$);

3 — песок средней крупности

($e=0,5$; $\gamma=0,0185 \text{ Мн/м}^3$; $\gamma_s=0,0265 \text{ Мн/м}^3$; $\varphi=12^\circ$; $c_u=6 \text{ кПа}$; $E=30 \text{ МПа}$);

Пример. Запроектировать ленточный фундамент под стену крупноблочного жилого дома, возводимого в г. Иваново, если в уровне спланированной поверхности земли действует расчетная нагрузка $N_{on} = 710 \text{ кН/м}$. Грунтовые условия и геологический профиль строительной площадки приведены на рисунке. Здание представляет собой бескаркасную конструкцию, имеющую жесткую конструктивную схему высотой $H=13,8 \text{ м}$, длиной $L=42,5 \text{ м}$. Расчетная среднесуточная температура воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, равна 15°C . Здание имеет подвал с отметкой пола $-2,4 \text{ м}$. Уровень подземных вод находится на отметке $-4,5 \text{ м}$. Угол внутреннего трения грунтов основания “ φ ” и параметр линейности (сцепление) грунтов “ c ” установлены по результатам лабораторных испытаний.

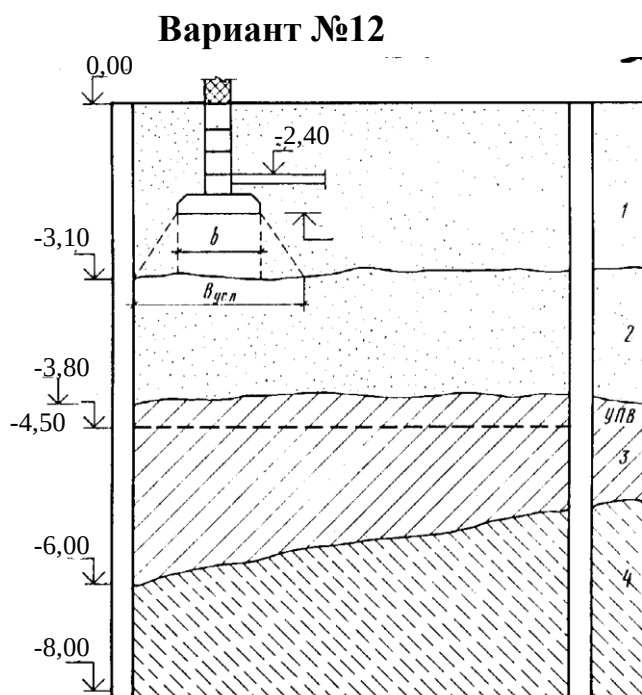


Рис. Геологический профиль строительной площадки:

- 1 — песок средней крупности, влажный
 $(e=0,65; \gamma=0,0195 \text{ Мн/м}^3; \varphi=25^\circ; c_u=6,0 \text{ кПа}; E=18 \text{ МПа});$
- 2 — песок пылеватый, средней плотности, влажный
 $(e=0,8, \gamma=0,02 \text{ Мн/м}^3, \varphi=21^\circ; c_u=5 \text{ кПа}; E=6 \text{ МПа});$
- 3 — супесь пластичная
 $(e=0,62; I_L=0,6; \gamma=0,022 \text{ Мн/м}^3; \gamma_S=0,028 \text{ Мн/м}^3; \varphi=18^\circ; c_u=14 \text{ кПа}; E=16 \text{ МПа});$
- 4 — глина полутвёрдая
 $(e=0,65; I_L=0,32; \gamma=0,0195 \text{ Мн/м}^3; \gamma_S=0,0278 \text{ Мн/м}^3; \varphi=14^\circ; c_u=4,0 \text{ кПа}; E=14 \text{ МПа});$

Пример. Запроектировать ленточный фундамент под стену крупноблочного жилого дома, возводимого в г. Рыбинск, если в уровне спланированной поверхности земли действует расчетная нагрузка $N_{on}=380 \text{ кН/м}$. Грунтовые условия и геологический профиль строительной площадки приведены на рисунке. Здание представляет собой бескаркасную конструкцию, имеющую жесткую конструктивную схему высотой $H=12,5 \text{ м}$, длиной $L=42,8 \text{ м}$. Расчетная среднесуточная температура воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, равна 15°C . Здание имеет подвал с отметкой пола $-2,4 \text{ м}$. Уровень подземных вод находится на отметке $-4,5 \text{ м}$. Угол внутреннего трения грунтов основания “ φ ” и параметр линейности (сцепление) грунтов “ c ” установлены по результатам лабораторных испытаний.

Библиографический список

1. СП 22.13330.2011. Свод правил. Основание зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83 [Электронный ресурс]: утв. Мин-вом регионального развития РФ 28.12.2010. – Введ. 20.05.2011. //Техэксперт: инф-справ. система /Консорциум «Кодекс»
2. Строительные нормы и правила Российской Федерации. Строительная климатология: СНиП 23-01-99 : утв. Госстроем России 11.06.99 № 45 : взамен СНиП 2.01.01-82 : введ. 01.01.00 . – М. : ГУП ЦПП , 2004 . – 71 с.
3. Малышев, М.В. Механика грунтов. Основания и фундаменты (в вопросах и ответах): учеб. пособие для вузов по техн. спец. /М.В. Малышев, Г.Г.Болдырев. – М.: АСВ, 2001. – 566 с.: ил.
4. Ухова С.Б. Механика грунтов, основания и фундаменты: учебник для вузов по спец. «Промышленное и гражданское строительство» /С.Б. Ухова. – М.: Высшая школа, 2007. – 523 с.: ил.
5. Далматов Б.И. Основания и фундаменты: учебник для вузов по спец. «Промышленное и гражданское строительство», «Гидротехническое строительство» /Б.И. Далматов, В.Н. Бронин, В.Д. Карлов и др.; под общ. ред. Б.И. Далматова. – М.: АСВ, СПб.: СПбГАСУ, 2002. – 387 с.: ил.
6. Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений: учеб. пособие для вузов по строит. спец. /под ред. Б.И. Далматова. – 2-е изд. – М.: АСВ; СПб.: СПбГАСУ, 2001. – 437 с.: ил.

Содержание

ВВЕДЕНИЕ	3
1. Классификация фундаментов, возводимых в открытых котлованах	3
2. Конструкции фундаментов	5
3. Проектирование оснований и фундаментов по предельным состояниям	7
3.1. Общие положения	7
3.2. Назначение глубины заложения фундаментов	7
3.3. Определение размеров подошвы жестких фундаментов при центральном действии нагрузки	10
3.4. Проектирование оснований во второй группе предельных состояний	15
Пример № 1	19
Библиографический список	38

Подписано в печать 15.05.2014.	Усл. печ. л. 2,44	Тираж	экз.
Печать офсетная.	Бумага писчая.	Заказ №	_____.

Отпечатано: РИО ВоГУ, г. Вологда, ул. Ленина, 15