

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова»

Строительный факультет

Кафедра строительных технологий, геотехники и экономики строительства

УТВЕРЖДЕН
на заседании кафедры
строительных технологий, геотехники и
экономики строительства
«30» августа 2017 г.,
протокол №1
Заведующий кафедрой
Н.С.Соколов_
«30» августа 2017 г.

МЕТОДИЧЕСКИЕ МАТЕРИАЛЫ

по дисциплине

«РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ»

Направление подготовки (специальность) 08.03.01 – «Строительство»

Квалификация (степень) выпускника – «Бакалавр»

Чебоксары - 2017

Методические материалы разработаны на основе рабочей программы дисциплины, предусмотренной образовательной программой высшего образования (ОП ВО) по направлению подготовки 08.03.01 – «Строительство».

СОСТАВИТЕЛИ:

Доцент кафедры строительных технологий,
геотехники и экономики строительства _____ Н.С. Соколов
Доцент кафедры строительных технологий,
геотехники и экономики строительства _____ С.С.Викторова

СОГЛАСОВАНО:

Методическая комиссия строительного факультета «30» августа 2017 г., протокол №1.

Декан факультета _____ А.Н. Плотников

1. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ НА ОСНОВАНИЯ

При проектировании оснований и фундаментов нагрузки и воздействия их классификацию, вид, интенсивность, условия воздействия (приложения), возможные сочетания назначают в соответствии с требованиями СНиП, в которых приведены нормативные значения нагрузок. Расчетные значения определяют как произведение нормативных нагрузок на коэффициент надежности по нагрузке γ_f применительно к рассматриваемому предельному состоянию. В самих же расчетных формулах учитываются и другие коэффициенты надежности.

Нагрузки и воздействия в зависимости от продолжительности действия подразделяют на следующие группы: длительные – действующие в течение всего времени существования сооружения (вес всех его частей и элементов, вес и давление грунтов); длительные временные – действующие продолжительное время, но отсутствующие в отдельные периоды (вес стационарного оборудования, нагрузки на перекрытия от складированных материалов, вертикальные нагрузки от кранов, нагрузки от людей (с пониженными нормативными значениями), снеговые нагрузки (с понижением в зависимости от снегового района), а также воздействия, обусловленные деформациями основания, не сопровождающимися коренным изменением грунта); кратковременные – действующие эпизодически (вес людей и ремонтных материалов, нагрузки от людей (с полными нормативными значениями), снеговые нагрузки (с полными нормативными значениями), ветровые нагрузки).

К особым нагрузкам относятся воздействия, обусловленные деформациями основания с коренным изменением структуры грунта (при замачивании просадочных грунтов), оседанием его в районах горных выработок и в карстовых районах, сейсмические, взрывные и другие аналогичные воздействия. Одновременное действие всех этих нагрузок маловероятно и нормы рекомендуют учитывать следующие их сочетания: основное, состоящее из постоянных длительных и кратковременных нагрузок; особое, в котором к основному сочетанию добавляется одна из особых нагрузок.

СНиП 2.01.07-95 в сочетании нагрузок рекомендуют учитывать следующие положения. Временные нагрузки с двумя нормативными значениями (нагрузки от людей, снеговые нагрузки), когда их рассматривают как длительные, включать с пониженными, а когда как временные – с полными нормативными значениями. Равномерно распределенные временные нагрузки в расчетах рекомендуется принимать при полном нормативном значении менее 2 кПа с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,3$, а при 2 кПа и более – с коэффициентом $\gamma_f = 1,2$. В связи с малой вероятностью приложения и времени действия одновременно на всех этапах полных временных нагрузок СНиП рекомендуют снижать их введением коэффициентов сочетания ψ_a и ψ_n , на которые умножаются нормативные нагрузки. Коэффициент сочетания ψ_a учитывает размеры грузовых площадей, а коэффициент сочетания ψ_n – число этажей над рассчитываемым элементом.

В расчетах оснований для квартир, спальных комнат общежитий, санаториев, домов отдыха, палат больниц коэффициент сочетания нагрузок можно определять по упрощенной формуле

$$\psi_n = 0,3 + \frac{0,6}{\sqrt{n}}, \quad (1.1)$$

где n – число перекрытий, от которых нагрузка передается на основание (в том числе от чердачного и перекрытий над подвалом и подпольем).

Для зрительных, читальных, обеденных залов и подобных помещений при $n \geq 2$

$$\psi_n = 0,5 + \frac{0,6}{\sqrt{n}}. \quad (1.2)$$

Значения коэффициентов ψ_a и ψ_n для других видов нагрузок приведены в СНиП.

Применительно к основаниям (СНиП 2.02.01-83) расчеты по деформациям рекомендуется производить на основное сочетание нормативных нагрузок, по несущей способности – на основное сочетание расчетных нагрузок, а при наличии особых нагрузок и воздействий – на основное и особое сочетание.

Нагрузки на перекрытия и снеговые нагрузки при расчете по деформациям считаются длительными, а по несущей способности – кратковременными. Нагрузки от подвижного оборудования в обоих случаях считаются кратковременными.

В основном сочетании нагрузок, включающем одну временную нагрузку, коэффициент надежности γ_f принимают равным 1,0, а включающем две и более временных нагрузки – для длительных нагрузок $\gamma_f = 0,95$, а для кратковременных – $\gamma_f = 0,9$.

В расчетах оснований необходимо учитывать пригрузку от складированного материала и оборудования, размещаемого вблизи фундаментов.

Усилия от температурных воздействий в расчетах по деформациям можно не учитывать, если расстояние между температурно-усадочными швами не превышает значений, принятых для проектируемого сооружения.

Необходимо отметить, что приведенные сочетания нагрузок отвечают главным образом условиям работы строительных конструкций, находящихся в пределах упругости, к которым применим принцип независимости действия сил; после снятия нагрузки остаточные деформации отсутствуют и конструкция принимает свое первоначальное положение.

Для естественных оснований рекомендуемые сочетания нагрузок, строго говоря, применимы при одновременном, одноразовом приложении всех нагрузок, действующих постоянно. Эти условия имеют место в зданиях и сооружениях, в которых постоянные нагрузки значительно превышают временные и последние существенно не влияют на общую осадку фундаментов. В тех случаях, когда временные нагрузки преобладают над постоянными, эти сочетания следует назначать с учетом изменения осадок во времени от различных нагрузок. Поскольку осадки протекают во времени и складываются из остаточных и восстанавливающихся осадок, к грунтам, особенно к глинистым, неприменим принцип независимости действия сил. Нельзя суммировать напряжения и осадки без учета изменения свойств грунтов, так как снятая нагрузка дает остаточную осадку.

При определении суммарной осадки необходимо установить, какую осадку вызывает постоянная или временная нагрузка, а также последовательность приложения временных нагрузок и длительность их действия. Если вначале приложена и через некоторое время снята большая, а затем приложена и снята меньшая нагрузка, то в результате первоначального уплотнения грунтов осадка от приложенной в последующем меньшей нагрузки будет меньше, чем при обратной последовательности.

Конечные осадки будут определены более достоверно, если сочетание нагрузок назначать дифференцированно, с учетом последовательности, времени приложения и действия каждой нагрузки.

В зданиях и сооружениях со статически неопределимой схемой несущих конструкций неравномерные осадки отдельных опор приводят к перераспределению усилий в элементах и нагрузок на фундаменты и основания. По СНиП 2.02.01-95 перераспределение нагрузок на основания можно не учитывать в расчетах: оснований зданий и сооружений III класса; общей устойчивости массива грунта основания совместно с сооружением; средних значений деформаций основания; деформаций основания в стадии привязки типового проекта к местным грунтовым условиям.

Если при проектировании основания принимают нагрузки, полученные в расчетах конструкции, то следует убедиться, что принятое сочетание нагрузок совпадает с неблагоприятным сочетанием нагрузок для основания. В противном случае нагрузки должны быть откорректированы.

Основания и фундаменты часто проектируются раньше несущих конструкций, тогда на схеме здания или сооружения выявляют несущие элементы, грузовые площадки и приложенные к ним нагрузки. В этом случае нагрузки определяют как для разрезных конструкций без учета опор и перераспределения опорных реакций.

Внецентренно приложенные нагрузки на стены и столбы, конструкции перекрытия и покрытий принимают в соответствии с нормами проектирования каменных конструкций, приложенных по оси подошвы фундамента.

В расчетах фундаментов подвальных, заглубленных и полузаглубленных помещений учитываются горизонтальные давления от грунта и нагрузки на поверхность.

Нагрузки на основания от наземных частей сооружения в зависимости от их схемы определяются на уровне спланированной отметки дневной поверхности, верхнего обреза или подошвы фундамента отдельно от вертикальных и горизонтальных сил. В бесподвальных зданиях у наружных стен нагрузки удобно определять на уровне спланированной отметки дневной

поверхности; при передаче давления от колонн через железобетонные башмаки или металлические траверсы – на уровне верхнего обреза фундамента; для внутренних стен и колонн в заглубленных помещениях; в сооружениях, где фундаменты являются частью конструкции (стойки, рамы и каркасы, подпорные стенки); для фундаментов, на которые действуют одновременно вертикальные, горизонтальные силы и моменты – на уровне подошвы.

В бескаркасных зданиях вся нагрузка от чердачного, междуэтажного перекрытия и покрытия передается на наружные и внутренние продольные стены или на наружные торцовые и внутренние поперечные стены (рис. 1.1).

В каркасных зданиях с неполным каркасом нагрузки от перекрытий передаются на наружные стены и внутренний железобетонный или металлический каркас. Пристенных колонн здания не имеют, и их наружные стены будут несущими. В зданиях с полным каркасом вся нагрузка от перекрытий воспринимается только каркасом. Здания имеют как внутренние, так и наружные (пристенные) колонны. Наружные стены выполняются самонесущими или как дополнение каркаса с передачей на него веса стен. Поскольку стены здания передают нагрузку на фундамент по простенкам, нагрузка суммируется по длине, равной расстоянию между осями оконных проемов. В этом случае легко учесть уменьшение веса стены за счет оконных проемов.

Примеры сбора нагрузок на покрытие, перекрытие и обрез фундамента приведены в табл. 1.1–1.3.

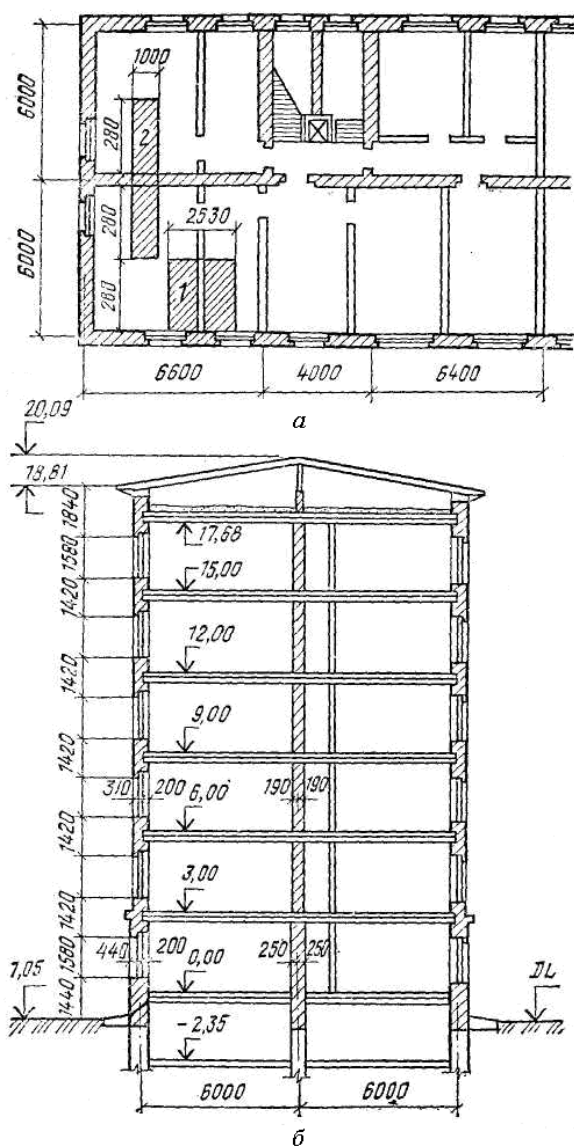


Рис. 1.1. К сбору нагрузок на фундаменты: *а* – план; 1, 2 – грузовые площади соответственно для наружной и внутренней стен, *б* – разрез здания

Пример сбора нагрузок на покрытие

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент по нагрузке, γ_f	Расчётная нагрузка, кН/м ²
Вес покрытия 6,2×0,02×16	1,984	1,1	2,579
Вес стропил 6×0,04	2,0	1,1	2,2
Вес шлаково-известковой корки 14×0,1	0,14	1,3	0,182
Вес утеплителя 5×0,15	0,75	1,3	0,975
Вес цементной стяжки 28×0,02×13,5	0,36	1,3	0,468
Вес плиты покрытия 2,68 / 1,5×6	0,298	1,1	0,328
Итого постоянные	5,532	-	6,732
Снеговая	1,68	-	2,4
Суммарная	7,212	-	9,132

Таблица 1.2

Пример сбора нагрузок на перекрытие

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент по нагрузке, γ_f	Расчётная нагрузка, кН/м ²
Вес конструкции пола деревянного 0,025×6	0,15	1,3	0,195
Вес деревянных лаг 0,04×6	0,24	1,1	0,264
Собственный вес утеплителя из керамзита 0,05×6×5	1,5	1,3	1,95
Собственный вес перекрытия	0,298	1,1	0,328
Итого постоянных	2,188	-	2,737
Б. Временные			
Полезная	1,5	1,3	1,95
Суммарная	3,688	-	4,687

Таблица 1.3

Пример сбора нагрузок на обрез фундамента с грузовой площадью 27 м²

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН	Коэффициент по нагрузке, γ_f	Расчётная нагрузка, кН
Собственный вес конструкции покрытия 1,11×27	29,97	1,1	32,967
Собственный вес структурной плиты 18189,8:4	4547,45	1,1	5002,195
Собственный вес колонны 2,75×25	68,75	1,1	75,625
Итого постоянных	4646,17		5110,79
Полезная 2×27×2	108	1,3	140,4
Снеговая нагрузка 1,68×27	45,36	-	64,80
Итого временных	153,36	-	205,2
Суммарная	4799,53	-	5315,99

2. ОЦЕНКА ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ ПЛОЩАДКИ СТРОИТЕЛЬСТВА

Оценку инженерно-геологических условий площадки строительства производим путём изучения геологических разрезов в пределах контура сооружения и определения значений условных расчётных сопротивлений грунта.

Физико-механические свойства грунтов были определены в лабораторных условиях, их значения сведены в табл. 2.1.

Таблица 2.1

Физико-механические свойства грунтов

Наименование свойства	1-й слой	2-й слой	3-й слой
	песок	суглинок	глина
Удельный вес, γ (кН/м ³)			
Удельный вес минеральных частиц, γ_s (кН/м ³)			
Естественная влажность, W (в долях единицы)			
Влажность на границе текучести, W_L (в долях единицы)			
Влажность на границе раскатывания, W_p (в долях единицы)			
Угол внутреннего трения, φ (градусы)			
Удельное сцепление, C^u (кПа)			
Коэффициент сжимаемости, m_o (кПа)			
Коэффициент фильтрации, K_ϕ (см/сут)			

По приведённым характеристикам определяем расчётные характеристики грунта.

Число пластичности

$$J_p = W_L - W_p, \quad (2.1)$$

где W_L – влажность на границе текучести; W_p – влажность на границе раскатывания. По вычисленным значениям J_p уточняем тип глинистых грунтов по табл. 2.2.

Таблица 2.2

Типы глинистых грунтов	
Типы грунтов	Число пластичности
Супесь	$1 \leq J_p \leq 7$
Суглинок	$7 < J_p \leq 17$
Глина	$J_p > 17$

Показатель текучести

$$J_L = (W - W_p) / J_p, \quad (2.2)$$

где W – естественная влажность, в долях единиц. По вычисленным значениям определяем разновидность уплотненных глинистых грунтов по табл. 2.3.

Таблица 2.3

Разновидности глинистых грунтов	
Разновидности глинистых грунтов по консистенции	Показатель текучести
супеси	
твердые	$J_L < 0$
пластичные	$0 \leq J_L \leq 1$
текучие	$J_L > 1$
суглинки и глины	
твердые	$J_L < 0$
полутвердые	$0 \leq J_L \leq 0,25$
тугопластичные	$0,25 < J_L \leq 0,50$
мягкопластичные	$0,50 < J_L \leq 0,75$
текучепластичные	$0,75 < J_L \leq 1,00$
текучие	$J_L > 1,00$

Коэффициент пористости

$$e = \gamma_s / \gamma \cdot (1 + W) - 1, \quad (2.3)$$

где γ – природный удельный вес; γ_s – удельный вес твёрдых частиц, кН/м³. По коэффициенту пористости определяем плотность сложения по значениям, приведенным в табл. 2.4.

Таблица 2.4

Пески	Плотность сложения песков		
	плотные	средней плотности	рыхлые
Гравелистые, крупные и средней крупности	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,70$	$e > 0,70$
Мелкие	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пылеватые	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,80$	$e > 0,80$

Степень влажности

$$S_r = (W \cdot \gamma_s) / e \cdot \gamma_w, \quad (2.4)$$

где γ_w – удельный вес воды, равный 10 кН / м³. По данным табл. 2.5 определяем влажность песчаных грунтов.

Таблица 2.5

Разновидности по степени влажности	
Грунты	Степень влажности, S_r
Маловлажные	$0 < S_r \leq 0,5$
Влажные	$0,5 < S_r \leq 0,8$
Насыщенные водой	$0,8 < S_r \leq 1,0$

Коэффициент относительной сжимаемости

$$m_v = m_o / (1 + e), \quad (2.5)$$

где m_o – коэффициент сжимаемости, приведенный в табл. 2.1.

Модуль общей деформации

$$E_o = \beta / (m \cdot v), \quad (2.6)$$

где $\beta = 1 - 2 \cdot \mu^2 / (1 - \mu)$; μ - коэффициент относительной поперечной деформации, равный для песков и супеси 0,3; для суглинков – 0,35; для глин – 0,42. По данным табл. 2.6 оцениваем степень сжимаемости для грунтов.

Таблица 2.6

Степень сжимаемости грунта		
Степень сжимаемости грунта	m_o , МПа ⁻¹	E_o , МПа
Несжимаемый	< 0,01	> 100
Малосжимаемый	0,01 - 0,05	30 - 1000
Среднесжимаемый	0,05 - 0,1	15 - 30
Повышенной сжимаемости	0,1 - 1	5 - 15
Сильносжимаемый	> 1	< 5

Просадочность. По предварительной оценке к просадочным относят глинистые грунты со степенью влажности меньшей или равной 0,8, для которых показатель просадочности J_{ss} меньше значений, приведенных в табл.2.7,

$$J_{ss} = (e_L - e) / (1 + e), \quad (2.7)$$

где e_L - коэффициент пористости, соответствующий влажности на границах текучести и определяемый по формуле

$$e_L = w_L \cdot \gamma_s / \gamma_w \quad (2.8)$$

Таблица 2.7

Показатель просадочности			
Число пластичности	$0,01 \leq J_p < 0,1$	$0,1 \leq J_p < 0,14$	$0,14 \leq J_p < 0,22$
Показатель просадочности, J_{ss}	0,1	0,17	0,24

Условное расчётное сопротивление. Классификация грунтов позволяет не только определить данный грунт, т. е. выделить его среди многообразия других грунтов, но и часто установить ориентировочные значения его прочностных и деформационных характеристик.

Например, увеличение пористости песчаного или пылевато-глинистого грунта (увеличение коэффициента пористости) при прочих равных условиях непременно повлечет за собой снижение его прочности и повышение деформируемости. Соответственно увеличение влажности (показателя консистенции) глинистого грунта, также при прочих равных условиях, приведет к снижению его прочности и повышению деформируемости.

Важной характеристикой несущей способности является расчетное сопротивление грунтов основания R_o (кПа), ориентировочно оценивающее допустимое давление на данный грунт под подошвой фундамента, имеющего ширину 1 м и глубину заложения 2 м.

СНиП 2.02.01-83* «Основания зданий и сооружений» допускает назначать предварительные размеры фундаментов исходя из этой величины. Кроме того, значение величины R_o для различных слоев при сложном напластовании позволяет на ранней стадии изысканий, определив только физические характеристики грунтов, провести приблизительную сопоставительную оценку их несущей способности.

Расчетное сопротивление R_o для глинистых и песчаных грунтов принимают соответственно по табл. 2.8 и 2.9.

Таблица 2.8

Расчетные сопротивления R_o глинистых грунтов основания

Пылевато-глинистые грунты	Коэффициент пористости, e	Значения R_o при показателе текучести J_L , равном	
		0	1,0
Супеси	0,5	300	350
	0,7	250	200
Суглинки	0,5	300	350
	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

Таблица 2.9

Расчетные сопротивления R_o песчаных грунтов основания

Пески	Значения R_o 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

Если вычисленные коэффициенты пористости по формуле (2.3) соответствуют значениям, приведенным в табл. 2.8, то значение R_o вычисляется по формуле

$$R_{o(JL)} = R_{o(1;0)} - J_L [R_{o(1;0)} - R_{o(1;1)}], \quad (2.9)$$

где $R_{o(1;0)}$ – табличное значение R_o для e_1 при $J_L = 0$; $R_{o(1;1)}$ – табличное значение R_o для e_1 при $J_L = 1$.

При промежуточных значениях коэффициента пористости значение R_o вычисляется по формуле

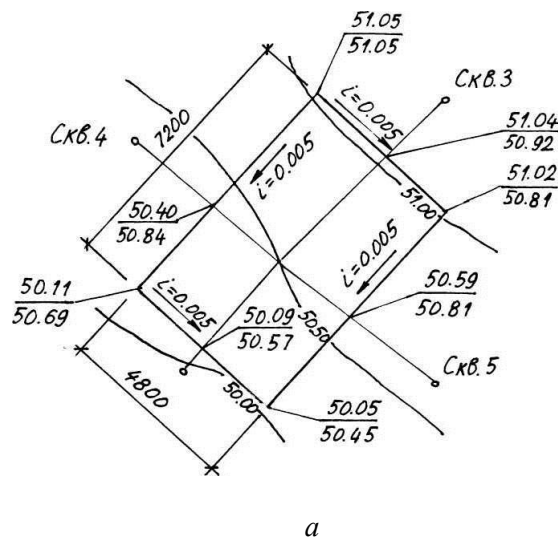
$$R_{o(e,JL)} = (e_2 - e) / (e_2 - e_1) \cdot [(1 - J_L) R_{o(1;0)} + J_L R_{o(1;1)}] + (e - e_1) / (e_2 - e_1) \times [(1 - J_L) R_{o(2;0)} + J_L R_{o(2;1)}], \quad (2.10)$$

где e_1 и e_2 – соседние значения e в интервале, между которыми находится коэффициент пористости данного грунта; e и J_L – характеристики грунта, для которого ищется R_o ; $R_{o(2;0)}$ – табличное значение R_o для e_2 при $J_L = 0$; $R_{o(2;1)}$ – табличное значение R_o для e_2 при $J_L = 1$.

После определения расчетных сопротивлений грунта строится геологический разрез строительной площадки. Для этого из задания к курсовому проекту перечерчивают план здания с горизонталями и геологический разрез. На разрезе показывают:

- расположение осей здания;
- уровень грунтовых вод;
- с правой стороны строят эпюру расчетных сопротивлений R_o для всех слоев;
- точно указывают мощность слоев грунта в пределах возводимого здания.

Примерный план строительной площадки и геологический разрез представлены на рис. 2.1.



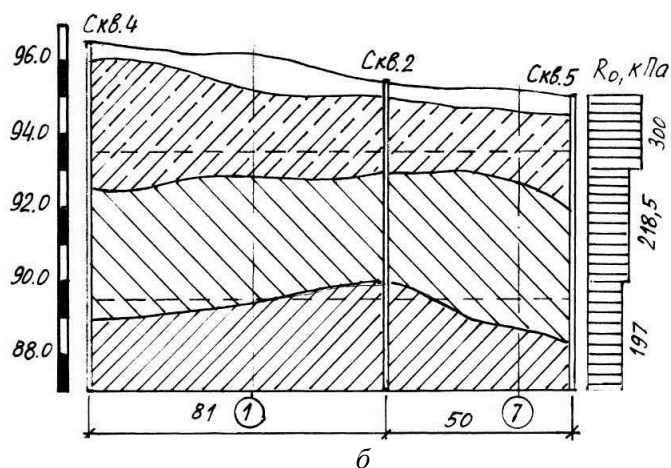


Рис. 2.1. План (а) и геологический разрез (б) строительной площадки

3. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

3.1. Назначение глубины заложения фундаментов

Выбор типа основания (естественного или искусственного), фундамента (мелкого или глубокого заложения) производится на основе анализа инженерно-геологических условий, конструктивных особенностей здания, технико-экономического сравнения вариантов.

Разрабатываются следующие типы фундаментов: фундамент мелкого заложения на естественном основании, свайный фундамент.

Сравнение производится по наиболее нагруженному сечению.

Глубина заложения фундамента назначается в результате совместного рассмотрения инженерно-геологических условий строительной площадки, конструктивных и эксплуатационных особенностей зданий и сооружений, величины и характера нагрузки на основание.

По инженерно-геологическим условиям глубина заложения фундаментов назначается в соответствии с особенностями напластования и свойствами отдельных пластов грунта строительной площадки, глубиной сезонного промерзания и оттаивания грунтов, уровнем подземных вод и его колебанием, рельефом строительной площадки.

По материалам изысканий следует установить залегание и мощность отдельных пластов грунта; их строительные свойства; уточнить, какие грунты могут быть рабочим слоем, а какие будут подстилающими слоями проектируемого основания; наличие подземных вод, их уровень, дебит и возможные колебания.

Расчёт ленточного фундамента начинается с выбора глубины заложения фундаментов, определяемых из следующих условий:

- существующего и проектируемого рельефа застраиваемой территории;
- инженерно-геологических условий площадки строительства;
- глубины сезонного промерзания;
- назначения и конструктивных особенностей зданий, нагрузок и воздействий на его фундаменты.

Расчётная глубина сезонного промерзания:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn}, \quad (3.1)$$

где k_h – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения; d_{fn} – нормативная глубина сезонного промерзания грунта.

За нормативную глубину сезонного промерзания грунта принимается средняя из десятилетних наблюдений ежегодных максимальных глубин сезонного промерзания грунта на открытой, очищенной от снега горизонтальной площадке при уровне подземных вод, расположенном ниже глубины сезонного промерзания грунта.

Приведенные в табл. 3.1 значения коэффициента k_h относятся к фундаментам, у которых расстояние от внешней грани стены до края фундамента меньше 0,5 м; если расстояние больше 1,5

м, значение коэффициента k_h повышается на 0,1, но не более, чем до значения $k_h = 1$; при промежуточном размере расстояния значение коэффициента интерполируется.

Таблица 3.1

Значение коэффициента, учитывающего влияние теплового режима сооружения

Особенности сооружения	Коэффициент k_h при расчетной среднесуточной температуре воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, $^{\circ}\text{C}$				
	0	5	10	15	20 и более
Без подвала с полами, устраиваемыми:					
- по грунту	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
- на лагах по грунту	1	0,9	0,8	0,7	0,6
- по утепленному цокольному перекрытию	1	1	0,9	0,8	0,7
С подвалом или техническим подпольем	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4

Размеры фундамента рассчитываем путем приближений. Расчетные схемы фундаментов приведены на рис. 3.1.

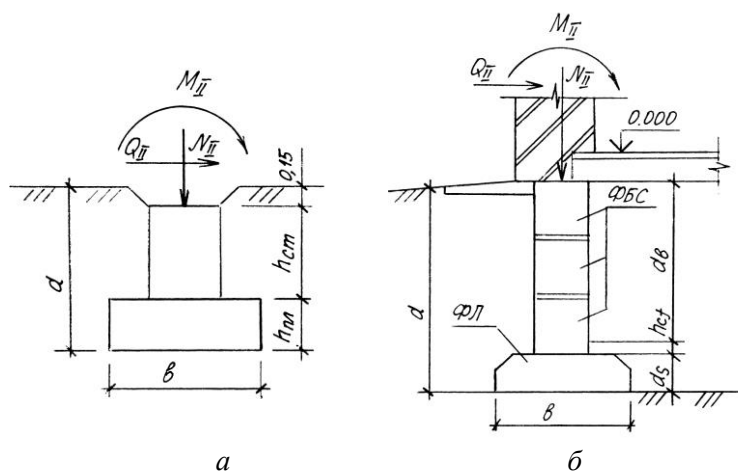


Рис. 3.1. Схемы расчета площади подошвы фундаментов:

а – под отдельно стоящие фундаменты;

б – под ленточные фундаменты:

N_{II} и Q_{II} – продольная и поперечные силы; M_{II} – изгибающий момент; d – глубина заложения; b – ширина фундаментов; d_b – высота подвала; $h_{сф}$ – мощность бетонного пола подвала; d_s – расстояние от подошвы фундамента до бетонного подвала; $h_{ст}$ – высота стакана; $h_{пл}$ – высота плиты.

Определяем площадь подошвы фундамента в первом приближении:

$$A = \frac{N_{II}}{R_o - \gamma_{ср} \cdot d_n}, \quad (3.2)$$

где N_{II} – расчетная вертикальная нагрузка на верхний обрез фундамента, собранная по второму предельному состоянию; R_o – условное расчетное сопротивление грунта, принимаемое по данным главы 2; $\gamma_{ср}$ – средний удельный вес тела фундамента и грунта на его обрезах, равный 17 кН/м^3 при наличии и 20 кН/м^3 при отсутствии подвала; d_n – глубина заложения фундамента от природного рельефа.

После определения подошвы фундамента выбираем его ширину:

а) для ленточных фундаментов ширина численно равна площади подошвы фундамента, т. е. $b = A / l = 1 \text{ м}$;

б) для отдельно стоящих фундаментов ширина подошвы зависит от соотношений размеров колонн:

1) для квадратных колонн – $b = \sqrt{A}$;

2) для прямоугольных колонн – $b = \sqrt{\frac{A}{h}}$, где h – соотношение длины колонны к ее ширине.

Рассчитывается во втором приближении площадь подошвы фундамента. Для этого используем формулу (3.2), но вместо R_o подставляем значение расчетного сопротивления R , вычисленного из выражения

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma \cdot k \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}], \quad (3.3)$$

где k – коэффициент, принимаемый равным 1,1, если φ и c приняты по таблицам и 1,0, если прочностные характеристики определены непосредственными испытаниями; γ_{c1} и γ_{c2} – коэффициенты условий, принимаемые по табл. 3.2; M_γ , M_q , M_c – безразмерные коэффициенты, принимаемые по прил. 1; γ_{II} и γ'_{II} – усредненные расчетные значения удельных весов грунтов, залегающих соответственно ниже и выше подошвы фундамента (кН/м^3); c_{II} – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента (кПа); d_b – глубина подвала, отсчитываемая от пола подвала до дневной поверхности; d_1 – глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений от уровня планировки, или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле

$$d = h_s + \frac{h_{sf} \cdot \gamma_{sf}}{\gamma'_{II}}, \quad (3.4)$$

где h_s – толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала; h_{sf} – толщина конструкции пола подвала; γ_{sf} – расчетное значение удельного веса материала пола подвала, равное 24 кН/м^3 .

После определения подошвы по расчетному сопротивлению R назначается ширина фундамента по вышеизложенному принципу. Значения размеров подошвы фундаментов должны соответствовать:

- а) данным табл. 3.3 для отдельно стоящих фундаментов;
- б) данным прил. 2 и 3 для ленточных фундаментов.

Таблица 3.2

Значения коэффициентов γ_{c1} и γ_{c2}

Грунты	Коэффициент, γ_{c1}	Коэффициент γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к высоте, равной	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные грунты	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 с: $J_L \leq 0,25$ $0,25 < J_L \leq 0$ $J_L > 0,5$	1,25	1,0	1,1
	1,2	1,0	1,1
	1,1	1,0	1,0

Таблица 3.3

Размеры подколонников, мм

Сечение колонны	Размеры стакана в плане	Размеры стакана	
		глубина	в плане (верха)
400×400	900×900	800	550×550
500×500		800	650×650
400×600	1200×1200	900	550×750
500×600		800	650×750
400×800	1200×1500	900	550×950
500×800	1200×1500	900	650×950

Высоту отдельно стоящих монолитных фундаментов принимают в зависимости от глубины заложения фундаментов. Она может изменяться в пределах 1500, 1800, 2400, 3000, 3600 и 4200 мм. Верхний обрез фундамента должен быть на 150 мм ниже планировочной отметки поверхности земли. Соотношение сторон прямоугольных фундаментов назначается в зависимости от размеров базы железобетонных и металлических колонн.

При определении R необходимо учесть влияние уровня грунтовых вод на взвешивающее действие вод на расчетное значение удельных весов грунта.

По полученным значениям b и d конструируется фундамент (рис. 3.1).

Для окончательного назначения размеров фундамента проверяют следующие условия:

а) для ленточных фундаментов:

$$\begin{aligned} P &\leq R, \\ P_{\max} &\leq 1,2R, \\ P_{\min} &> 0; \end{aligned} \quad (3.5)$$

б) для отдельно стоящих фундаментов:

$$\begin{aligned} P &\leq R, \\ P_{\max} &\leq 1,2R, \\ P_{\min} / P_{\max} &> 0,25. \end{aligned} \quad (3.6)$$

Среднее давление по подошве фундамента

$$P = \frac{N_{\text{сум}}}{A}, \quad (3.7)$$

где $N_{\text{сум}}$ – суммарная вертикальная нагрузка на подошву фундамента; A – площадь подошвы фундамента.

$$N_{\text{сум}} = N_{II} + N_{\phi} + G_{\text{гр}}, \quad (3.8)$$

где N_{II} – вертикальная продольная сила на обресе фундамента, определенная при сборе нагрузок; N_{ϕ} – вес фундамента; $G_{\text{гр}}$ – вес грунта на обресах фундамента.

Максимальное и минимальное значения давления по подошве фундамента вычисляются по формуле

$$P_{\frac{\max}{\min}} = P \pm \frac{M_{\text{сум}}}{W}, \quad (3.9)$$

где $M_{\text{сум}}$ – суммарный изгибающий момент по подошве фундамента; W – момент сопротивления подошвы фундамента.

$$M_{\text{сум}} = M_{II} + Q_{II} \cdot h_{\phi}, \quad (3.10)$$

где M_{II} – изгибающий момент, действующий на верхнем обресе фундамента и определенный при расчете рамы; Q_{II} – поперечная сила, определенная при расчете рамы; h_{ϕ} – высота фундамента.

Момент сопротивления площади подошвы фундамента определяют по формулам:

а) для столбчатых фундаментов:

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6}; \quad (3.11)$$

б) для ленточных фундаментов:

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6}, \quad (3.12)$$

где l и b – длина и ширина подошвы фундамента.

Если условия (3.5) и (3.6) не выполняются, то необходимо увеличить ширину подошвы ленточного фундамента и длину подошвы отдельно стоящего фундамента, добиваясь выполнения указанных выше условий.

3.2. Проверка слабого подстилающего слоя

При наличии в пределах сжимаемой толщи основания на глубине z от подошвы фундамента слоя грунта меньшей прочности, чем прочность грунта, лежащего выше, необходимо проверить прочность слабого слоя. Расчетная схема к проверке прочности слабого слоя приведена на рис. 3.2.

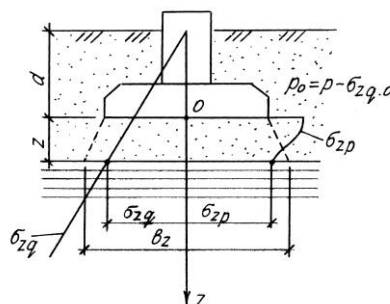


Рис. 3.2. Схема к проверке слабого подстилающего слоя

Условие проверки слоя

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zq} \leq R_z, \quad (3.13)$$

где σ_{zp} и σ_{zq} – вертикальные напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента соответственно от дополнительной нагрузки и от собственного веса грунта; R_z – расчетное сопротивление грунта пониженной прочности на глубине z .

R_z рассчитывается по формуле (3.2), где принимаются следующие величины: $b = b_z$, значения коэффициентов M_γ , M_q и M_c и c_{II} – для слабого грунта.

Значения b_z вычисляются по формулам:

а) для ленточного фундамента

$$b_z = |A_z| = \frac{N_{II}}{\sigma_{zp}}; \quad (3.14)$$

б) для столбчатого фундамента

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a, \quad (3.15)$$

где σ_{zp} – дополнительное напряжение на кровлю слабого слоя; A_z – площадка условного фундамента; N_{II} – суммарная вертикальная нагрузка на основание; a – полуразность между длиной l и шириной b фундамента

$$a = (l - b)/2. \quad (3.16)$$

$$\sigma_{zp} = \sum_i^n h_i \cdot \gamma_i, \quad (3.17)$$

где h_i – мощность i -го слоя грунта; γ_i – удельный вес i -го слоя грунта.

При уровне грунтовых вод выше подошвы фундамента удельные веса определяются при взвешивающем действии воды

$$\gamma_{вз} = (\gamma_s - \gamma_w) / (1 + e), \quad (3.18)$$

где $\gamma_{вз}$ – удельный вес грунта во взвешенном состоянии; γ_s – удельный вес частиц грунта; γ_w – удельный вес воды, принимаемый равным 10 кН/м^3 ; e – коэффициент пористости грунта.

Напряжения σ_{zp} на уровне слабого грунта равны

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p_o, \quad (3.19)$$

где α – коэффициент, принимаемый по прил. 4; p_o – дополнительное давление, равное

$$p_o = p - \sigma_{zq,o}, \quad (3.20)$$

где p – среднее давление по подошве фундамента; $\sigma_{zq,o}$ – вертикальное напряжение по подошве фундамента от действия собственного веса грунта, равное

$$\sigma_{zq,o} = \gamma'_{II} \cdot d, \quad (3.21)$$

где γ'_{II} – усредненный расчетный удельный вес грунта выше подошвы фундамента; d – глубина заложения фундамента.

Если условие (3.13) не выполняется, то необходимо увеличить размеры фундамента, добиваясь выполнения условия.

4. РАСЧЕТ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Свайные фундаменты являются одним из основных видов фундаментов, позволяющих обеспечить надежность работы сооружения в целом, в ряде случаев снизить объем земляных работ на 70–90%, исключить работы по водопонижению, уменьшить материалоемкость на 15–35% и трудоемкость в 1,2–1,8 раза, а также улучшить условия производства работ по возведению надземной части здания. В большинстве случаев свайные фундаменты применяются для прорезания толщи слабых грунтов (насыпных, рыхлых песчаных, илов, торфов, пылевато-глинистых текучей консистенции и т. п.) и передачи нагрузки от здания па нижние, более прочные грунты основания. Вместе с тем применение свайных фундаментов может оказаться экономически возможным при отсутствии слабых грунтов для однородных и неоднородных оснований, сложенных относительно прочными грунтами с $R_o > 100 \text{ кПа}$. Как правило, бывает целесообразным использование свайных фундаментов взамен ленточных на естественном основании для жилых и общественных зданий в относительно благоприятных грунтовых условиях при глубине заложения ленточных фундаментов более 1,7 м от поверхности планировки, а для производственных зданий

– при глубине заложения отдельно стоящих ступенчатых фундаментов более 2,5 м. Следует обратить внимание на целесообразность применения свайных фундаментов также при высоком уровне подземных вод и при глубоком сезонном промерзании грунтов. Во многих случаях, используя свайные фундаменты, можно добиться экономии строительных материалов и снижения стоимости строительства.

Исходные данные для проектирования свайных фундаментов и данные о грунтах строительной площадки принимаются по заданию. Основная задача проектирования свайного фундамента сводится к максимальному использованию допускаемой на сваю расчетной нагрузки, обеспечению равнопрочности сваи по грунту и материалу, определению оптимальных типоразмеров свай и ростверков и их унификации, обеспечению минимального заложения ростверков и наименьших объемов земляных работ.

Свайный фундамент может быть принят в курсовом проекте как элемент вариантного проектирования или как основной вариант – при дипломном проектировании. В обоих случаях обязательным является выполнение следующих этапов проектирования и расчета, которые последовательно должны быть отражены в расчетно-пояснительной записке:

1. Выбор типа и вида свай, определение глубины заложения подошвы свайного ростверка и предварительной длины свай.

2. Определение несущей способности одиночной висячей забивной сваи.

3. Предварительное определение числа свай в свайном фундаменте и размещение свай в плане.

4. Расчет свайных фундаментов. Проверка нагрузки, приходящейся на сваю в ростверке по предельному состоянию первой группы. Сравнение этой нагрузки с расчетной нагрузкой на сваю.

5. Расчет оснований по предельному состоянию второй группы (по осадкам оснований свайных фундаментов от вертикальных нагрузок):

а) построение условного свайного фундамента;

б) определение среднего давления – P , передаваемого на грунт в плоскости нижних концов свай (по подошве условного фундамента);

в) определение расчетного сопротивления грунта основания R для условного свайного фундамента;

г) сравнение P с R и соответствующая корректировка размеров свайного фундамента;

д) расчет осадки свайного фундамента одним из методов механики грунтов как для условного фундамента на естественном основании.

Если свайный фундамент принят как основной вариант фундаментов сооружения, то для всех остальных заданных сечений производится расчет в соответствии с вышеуказанной последовательностью.

4.1. Выбор типа и вида свай

Тип и вид свай выбирают исходя из характера напластования грунтов, а также в зависимости от оборудования и опыта устройства свайных фундаментов, имеющегося у строительной организации, которой намечается передать выполнение работ по устройству фундаментов на проектируемом объекте. По характеру взаимодействия с грунтами сваи классифицируются: на сваи-стойки, опирающиеся на практически несжимаемые грунты, и висячие, заглубленные в сжимаемые грунты. В курсовом проекте заданные грунтовые условия определяют использование висячих свай при проектировании свайных фундаментов.

В проекте свайных фундаментов должны предусматриваться гостированные и типовые конструкции забивных свай. Основным материалом для забивных свай является железобетон. Стандартные сваи имеют, в основном, квадратное сплошное сечение. Для улучшения качества их изготовления разработаны ГОСТы на следующие конструкции забивных железобетонных свай сплошного квадратного сечения: с ненапрягаемой стержневой арматурой, поперечным армированием ствола сечением от 200×200 до 400×400 мм и длиной 3–16 м (ГОСТ 19804.1–79); с напрягаемой арматурой из высокопрочной проволоки, поперечным армированием ствола сечением от 200×200 до 400×400 мм, длиной 3–16 м (ГОСТ 19804.2–79); с напрягаемой стержневой арматурой, поперечным армированием ствола сечением от 300×300 до 400×400 мм, длиной 9–20 м (ГОСТ 19804.2–79); с напрягаемой стержневой арматурой, поперечным армированием ствола сечением от 300×300 до 400×400 мм, длиной 11–20 м (ГОСТ 19804.2–79); с

напрягаемой арматурой без поперечного армирования ствола сечением 250×250 и 300×300 мм, длиной 3–12 м (ГОСТ 19804.4–78).

Железобетонные сваи изготавливаются с применением тяжелого бетона. Для забивных железобетонных свай с ненапрягаемой продольной арматурой применяют бетон класса не ниже В15, а для забивных железобетонных свай с напрягаемой арматурой – не ниже В22.5. Основные типоразмеры свай приведены в прил. 5. Размер стороны сваи называется диаметром и обозначается буквой *d*. При маркировке сваи буквенные обозначения дополняют указанием длины ее призматической части в метрах, размера стороны в см. Например, С6-30 – свая длиной 6 м, сечением 30×30 см.

Одновременно с выбором типа и конструкции свай намечают глубину заложения подошвы свайного ростверка и выбирают его конструкцию. Чаще всего глубина заложения ростверка назначается равной глубине заложения фундаментов в открытом котловане. В условиях промышленного и гражданского строительства чаще всего применяются свайные фундаменты с низким свайным ростверком, т.е. заглубленным в грунт, устраиваемым, как правило, из монолитного железобетона. Свайные фундаменты со сборными ростверками оказываются менее экономичными по сметной стоимости, чем свайные фундаменты с монолитными ростверками, поэтому эффективность применения сборных ростверков в каждом конкретном случае должна обосновываться с учетом снижения трудоемкости и сроков строительства.

В зависимости от условий работы железобетонные ростверки подразделяются на ленточные под кирпичные, крупноблочные, крупнопанельные стены и на плитные под колонны каркасных зданий. Глубина их заложения должна назначаться в зависимости от конструктивных решений подземной части здания (наличия подвала, технического подполья), проекта планировки территории (срезкой или подсыпкой), а также высоты ростверка, определяемой расчетом. Рекомендации по проектированию железобетонных ростверков свайных фундаментов под колонны зданий различного назначения, по расчету стальных железобетонных ростверков под сборные железобетонные колонны, плитных ростверков под монолитные железобетонные и стальные колонны, примеры расчета ростверков даны в пособии по проектированию.

В курсовом проекте высота свайного ростверка определяется по конструктивным соображениям. Обычно этот размер принимается равным 500–600 мм. При этом принимается во внимание условие сопряжения свай с ростверком, выбор типа которого зависит от конструктивной схемы здания, действующих на фундаменты нагрузок и условия их приложения. Анализ нагрузок заключается в первую очередь в выявлении их определяющих видов: осевых и горизонтальных. Сопряжение свайного ростверка со сваями допускается предусматривать как свободно опирающимся, так и жестким. Если сваи воспринимают лишь центрально приложенные вертикальные сжимающие нагрузки и погружены в грунты, оцененные как пригодные в качестве естественного основания, то сопряжение принимается шарнирным (свободное опирание). В этом случае голова сваи заделывается в ростверк на глубину 5-10 см. Такая величина заделки необходима для обеспечения равномерной передачи нагрузки по всему сечению сван.

Необходимость в выпусках арматуры при шарнирной заделке отпадает. Жесткое сопряжение свай с ростверком выполняется: 1) если сваи воспринимают внецентренно приложенные сжимающие нагрузки или выдергивающие, на них действуют горизонтальные нагрузки, величины, перемещений от которых при свободном опирании оказываются больше предельно допустимых для проектируемого здания; 2) когда в фундаменте имеются наклонные или составные вертикальные сваи, стволы которых располагаются в слабых грунтах (рыхлых песках, глинистых грунтах текучей консистенции, илах, торфах и т.п.). Жесткое сопряжение железобетонных свай с монолитным железобетонным ростверком следует предусматривать с заделкой головы сваи в ростверк на глубину, соответствующую длине анкеровки арматуры, либо с заделкой в ростверк выпусков арматуры на длину их анкеровки (для забивных свай это достигается путем разбивки их головы) в соответствии с требованиями главы СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций. В последнем случае в голове предварительно-напряженных свай должен быть предусмотрен ненапрягаемый арматурный каркас, используемый в дальнейшем в качестве анкерной арматуры.

В курсовом проекте выпуски арматуры можно принять равными 0,3–0,4 м, что входит в общую длину сваи. Допускается также жесткое сопряжение с помощью сварки закладных стальных элементов при условии обеспечения требуемой прочности. Анкеровка в ростверк свай, работающих на выдергивающие нагрузки, должна предусматриваться с заделкой арматуры свай в ростверк на величину, определяемую расчетом ее на выдергивание. Сверх выпусков арматуры в

плите ростверка дается еще слой бетона толщиной $1-2d$. В итоге предварительная общая толщина плиты составляет $2-3d$. Для ленточных ростверков при расположении свай в один ряд толщину плиты можно принять $h_p = 50$ см, при двухрядном и трехрядном расположении свай $h_p = 60$ см. В жилых и гражданских каркасных зданиях к высоте плитной части ростверка следует добавить высоту подколонной части (подколонники марки КН $h = 103$ см).

При назначении конструкции свайного ростверка под колонны промышленных зданий следует руководствоваться альбомами типовых конструкций (10; 11). Ростверки в этом случае, как правило, устраиваются из монолитного железобетона, плитная часть совмещена с подколонной. Высота ростверка определялась расчетом на продавливание его колонной и из условия заделки колонны в ростверк. Высота плитной части и подколонника принята кратной 150 мм.

Отметка верха ростверка принимается, как правило, на 0,15 м ниже отметки планировки DL или уровня пола подвала. Для удобства производства работ ростверк стремятся закладывать выше уровня подземных вод WL . При значительных уклонах местности допускаются уступы (перепады) в ростверке. Осадочные швы разрезают и ростверк.

Во всех случаях нижние концы свай следует заглублять в более прочные и менее сжимаемые грунты, прорезая более слабые их напластования. Оценку несущего слоя пылевато-глинистых грунтов производят по показателю текучести, песчаных – по содержанию частиц различной крупности и плотности сложения, устанавливаемых по данным лабораторных исследований. В некоторых случаях глубина погружения свай предопределяется почти однозначно геологическим разрезом, а именно: если на достижимой глубине имеется слой крупно- или среднезернистого песка плотного сложения или же слои пылевато-глинистого грунта твердой консистенции, то торец сваи можно ввести в такой грунт (без учета заострения) не менее, чем на 0,5 м, что и определяет максимально возможную длину сваи. Погружение сваи в несущий слой не менее 0,5 м может быть принято также для песков крупных и средней крупности средней плотности, а также для пылевато-глинистых грунтов с показателем текучести $I_L \leq 0,1$.

Требования к заглублению нижних концов свай на 0,5 м объясняется тем, что кровля этих грунтов, как правило, неоднородная, выветрелая и содержит включения вышележащих сжимаемых слоев грунта, подлежащих прорезке. В прочие нескальные грунты нижний конец сваи должен заглубляться не менее 1,0 м. В указанных выше условиях максимальная глубина погружения, как правило, является наиболее целесообразной, за исключением тех случаев, когда действующие нагрузки малы и могут быть эффективно переданы основанию сваями меньшей длины.

Опирапия нижних концов свай на пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L > 0,6$ и рыхлые пески следует избегать ввиду их низкой несущей способности. Нижний конец сваи нельзя располагать непосредственно на границе двух природных слоев грунта, его следует помещать или выше границы на 1,0–1,5 м (при условии, что несущая способность подстилающего грунта не ниже, чем вышерасположенного), или же войти в подстилающий слой на глубину, определяемую видом грунта.

Мощность несущего слоя грунта должна быть ниже острия свай не менее 2–3 м, если он подстилается слабым грунтом. В случае однородных на большую глубину оснований или если в основании залегают грунты с более или менее одинаковой несущей способностью, длина свай определяется подбором в зависимости от действующих нагрузок на ростверки. В одних случаях может оказаться целесообразным увеличение длины свай, а в других – нет. Этот вопрос решается путем сравнения вариантов фундаментов, различающихся длиной свай. Минимальная длина свай при центральной нагрузке принимается не менее 3 м, при дополнительном же действии горизонтальной нагрузки и момента – не менее 4 м. Для одного здания желательно назначать сваи одного размера или, во избежание ошибок, заметно отличающиеся друг от друга по размеру.

При этом следует иметь в виду, что экономически почти всегда наиболее выгодным оказывается фундамент с меньшим числом более длинных свай, чем фундамент с большим числом коротких.

Во всех случаях первоначальный выбор марки (типоразмера) сваи является ориентировочным и вопрос об уточнении ее размеров решается в ходе дальнейших расчетов свайных фундаментов и их оснований по предельным состояниям первой и второй групп.

4.2. Определение несущей способности висячей забивной сваи

В общем случае несущая способность сваи определяется исходя из двух условий: сопротивления грунта основания свай в соответствии с требованиями СНиП 2.02.03–85; сопротивления материала свай в соответствии с требованиями СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций. Так как в общей стоимости свайных фундаментов стоимость свай составляет до 70%, рациональность конструкции свайных фундаментов определяется максимальным использованием прочности материала свай и грунтов основания при минимальной площади сечения и длине свай. В курсовом проекте расчет несущей способности свай по материалу не производится, так как для большинства стандартных сваях сопротивление их материала обычно в десятки раз больше сопротивления грунта основания.

Наиболее распространенным методом определения несущей способности свай является практический метод расчета по таблицам расчетных сопротивлений грунтов. Несущая способность F_d свай, работающих на сжимающую нагрузку, следует определять как сумму сил расчетных сопротивлений грунтов основания под нижним концом сваи и на ее боковой поверхности

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + U \cdot \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i), \quad (4.1)$$

где γ_c – коэффициент условия работы сваи в грунте, принимаемый $\gamma_c = 1,0$; R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, определяемое по табл. 2; A – площадь опирания на грунт сваи, принимаемая по площади поперечного сечения сваи брутто; U – наружный периметр поперечного сечения сваи; f_i – расчетное сопротивление 1-го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, определяемое по прил. 7; h_i – толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи; γ_{cR}, γ_{cf} – коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности свай, учитывающие влияние способа погружения сваи на расчетные сопротивления грунта и принимаемые независимо друг от друга (для свай, погружаемых механическими, паровоздушными и дизельными молотами $\gamma_{cR} = \gamma_{cf} = 1,0$).

Для вычисления несущей способности сваи по вышеуказанной формуле необходимо вычертить на миллиметровой бумаге в масштабе 1:100 или 1:200 инженерно-геологическую колонку по расчетному сечению с указанием характеристик физико-механических свойств грунтов и толщины слоев, прорезаемых свайей. На колонке определяются положения свайного ростверка, нижнего конца сваи и расчетная длина l_p . За расчетную длину свайей сваи l_p принимается длина сваи от подошвы ростверка до начала ее заострения. При наличии под подошвой ростверка слабых (ненормируемых) грунтов l_p уменьшается еще и на толщину слабых грунтов между подошвой ростверка и кровлей первого прочного слоя грунта. Нанесение контура сваи на геологическую колонку позволяет определить количество слоев основания и их толщин в пределах расчетной длины сваи. Значения расчетных сопротивлений грунта R и f_i определяют в зависимости от глубины расположения того или иного рассматриваемого слоя и характеристик физических свойств грунтов в этом слое, а именно: показателя текучести I_L пылеватоглинистых грунтов, гранулометрического состава и плотности сложения песчаных грунтов. Вычисления удобно представить в виде схемы, пример составления которой приведен на рис. 4.1.

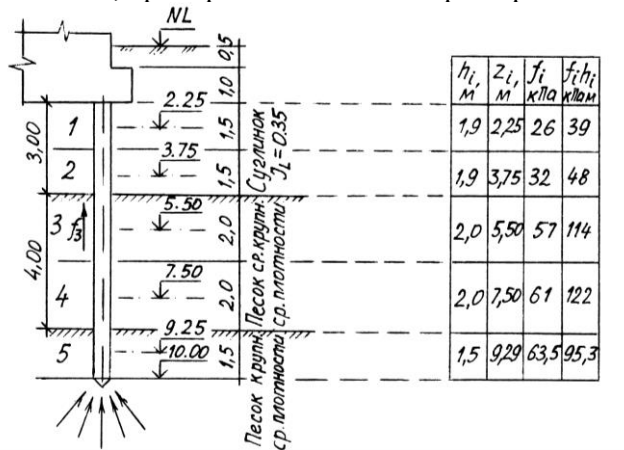


Рис. 4.1. Схема к расчету несущей способности сваи

Для плотных, песчаных грунтов значения R по прил. 6 следует увеличивать на 60%, но не более чем 20000 кПа. Для супесей при числе пластичности $I_p \leq 4$ и коэффициенте пористости $e < 0,8$ расчетные сопротивления R и f_i следует определять как для пылеватых песков средней плотности. Значения расчетного сопротивления плотных песчаных грунтов по боковой поверхности свай следует увеличивать на 30%, а супесей и суглинков с коэффициентом пористости $e < 0,5$ и глин с коэффициентом пористости $e < 0,6$ при любых значениях показателя текучести I_L следует увеличить на 15% по сравнению со значениями, приведенными в прил. 6.

Для промежуточных значений средней глубины расположения слоя грунта и промежуточных значений показателя текучести I_L пылевато-глинистых грунтов значения f так же, как и значения R при промежуточных значениях глубины погружения нижнего конца сваи и показателя консистенции I_L , определяются по таблицам линейной интерполяции. Если показатель текучести $I_L < 0,2$ при определении f_i , то значение f_i следует принимать для значений $I_L = 0,2$.

По формуле производят расчет несущей способности одиночной свайной забивной сваи F_d . Расчет несущей способности сваи приведен на рис. 4.1. Допускаемая на сваю расчетная вертикальная нагрузка по грунту определяется по формуле

$$N_c = \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (4.2)$$

где F_d – несущая способность сваи, определяемая в зависимости от типа сваи, ее размеров и характеристик грунтов основания; γ_k – коэффициент надежности, принимаемый в соответствии с указаниями п.3.10 СНиП 2.02.03–85 (2) (в курсовом проекте коэффициент надежности γ_k принимается равным 1,4, поскольку несущая способность сваи определена расчетом).

4.3. Предварительное проектирование ростверка

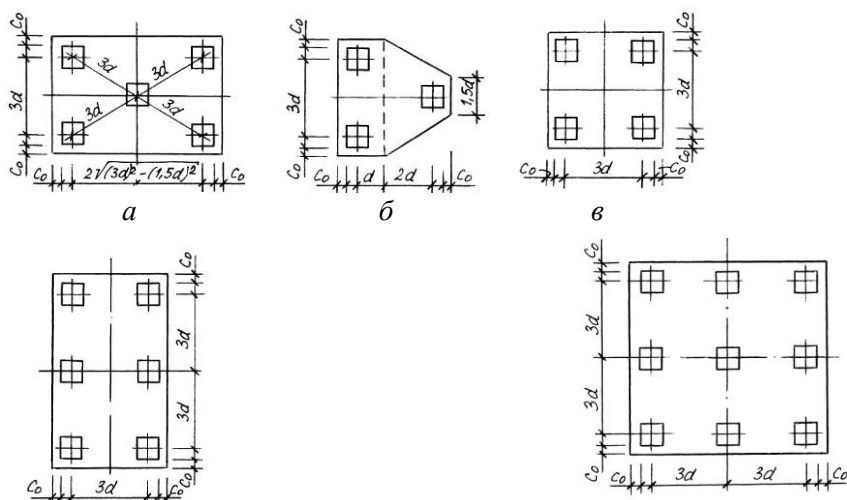
При определении числа свай в свайном фундаменте следует различать два варианта устройства свайных ростверков: вариант 1 (отдельно стоящие фундаменты) – свайный куст под колонны здания с расположением свай в плане на участке квадратной, прямоугольной и других форм (в этом случае обычно применяют свайный ростверк из трех и более свай; вариант 2 (ленточные фундаменты) – ленточный ростверк под стены здания при передаче на фундамент распределенных по длине нагрузок с расположением свай в один, два и более рядов в линейном или шахматном порядке.

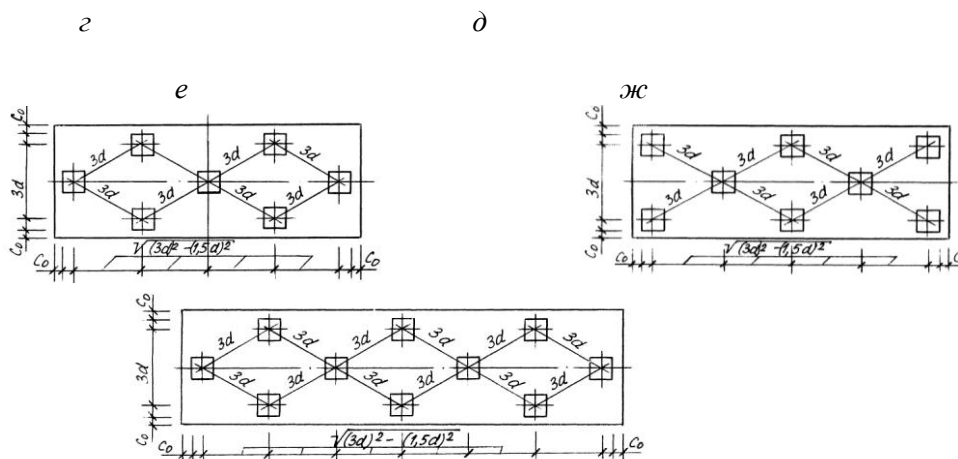
Вариант 1. Нагрузка сосредоточена в точке (колонна). Предварительно необходимое число свай в фундаменте под колонну (в кусте) рассчитывается по формуле, исходя из допущения, что ростверк передает равномерную нагрузку на свайный куст. Расчет ведется по первой группе предельных состояний.

$$n = \frac{1,2\gamma_q \cdot N_I}{(F_d - \gamma_q \cdot a^2 \cdot d \cdot \gamma_{cp})}, \quad (4.3)$$

где 1,2 – коэффициент, учитывающий наличие момента; γ_q – коэффициент надежности, равный 1,25 при определении несущей способности экспериментально и 1,4 – при определении другими методами; N_I – расчетная нагрузка на обрезах фундамента, собранная по первому предельному состоянию (кН); d – глубина заложения подошвы ростверка; a – шаг свай в ростверке.

Схема размещения свай в ростверке приведена на рис. 4.2.





3

Рис. 4.2. Размещение свай в кусте отдельно стоящих фундаментов

Полученное по формуле количество свай округляется до целого числа в большую сторону. Округление возможно и в сторону уменьшения, если уменьшенное количество не менее 95% расчетного числа свай. Если найденное количество свай по каким-либо соображениям неприемлемо, его можно изменить, принимая другие размеры свай. Несущая способность свай в этом случае соответственно уменьшается или увеличивается.

После определения числа свай необходимо разместить их по площади подошвы ростверка (рис. 4.2). При центральной нагрузке форму ростверка отдельных свайных фундаментов в плане рекомендуется принимать квадратной, если этому не препятствуют фундаменты соседних зданий, подземные сооружения, фундаменты под оборудование и т. п. Обычно сваи размещают либо по прямоугольной сетке продольными и поперечными рядами параллельно сторонам его подошвы (так называемый линейный или рядовой порядок), либо под углом к ним (шахматный порядок). Ряды свай располагают на равных расстояниях. Оси одиночных свайных рядов должны совпадать с линиями действия нагрузок. Оси свайных рядов и кустов привязываются к осям здания. Каждая свая в проекте должна иметь свой порядковый номер. При их размещении в плане по площади ростверка необходимо стремиться к сокращению его размеров до конструктивного минимума. Этого можно достичь правильным выбором порядка размещения свай и установлением минимальных расстояний между осями смежных свай. Минимальное расстояние между осями свай параллельно погруженным забивным сваям без уширений в их нижнем конце должно быть не менее $3d$. Это условие диктуется прежде всего тем, что при меньших расстояниях между сваями их несущая способность снижается, при меньшем расстоянии очередную сваю невозможно погрузить до проектной отметки, поскольку она попадает в грунт, уплотненный предыдущей рядом забитой свайей. Расстояние между сваями-стойками не регламентируется и зависит от нагрузок и возможности их забивки до прочного грунта. Максимальное расстояние между забитыми сваями в осях, как правило, не должно превышать $6d$. При большем расстоянии требуется излишне интенсивное армирование плиты ростверка и увеличение ее размеров.

Если требуемое число свай не размещается в пределах предварительно принятой площади подошвы ростверка A_p , размеры подошвы должны быть увеличены.

Размеры ростверка должны быть рассчитаны по формулам:

а) для ростверков, в которых расстояние между сваями равно $(3 \div 6)d$ (схемы *a*, *z*, *e* на рис. 4.2)

$$l_p = b_p = 3d(\gamma_p - 1) + d + 2c_o, \quad (4.4)$$

где l_p и b_p – ширина и длина ростверка; c_o – расстояние от края сваи для края ростверка, принимаемое равным 0,1 м;

б) для ростверков с шахматным расположением свай

$$l_p = b_p = (m_p - 1)\sqrt{(3d)^2 - (1,5d)^2} + d + 2c_o, \quad (4.5)$$

где m_p – количество рядов свай по ширине или длине ростверка.

Размеры ростверков рекомендуется принимать кратными 300 мм, а подколонника – кратными 150 мм.

Вариант 2 (ленточный фундамент). Нагрузка рассредоточена по линии. В этом случае нагрузка на фундамент собирается на 1 м стены здания по первому предельному состоянию. Количество свай также принимается на 1 пог. м стены по формуле

$$n = N_1 \cdot \gamma_k / F_d, \quad (4.6)$$

где N_1 – расчетная нагрузка от веса здания; γ_k – коэффициент надежности, равный 1,4.

В зависимости от числа свай на 1 пог. м фундамента определяют число рядов по ширине ростверка. Примеры размещения свай в ростверке приведены на рис. 4.3.

Расстояние между рядами

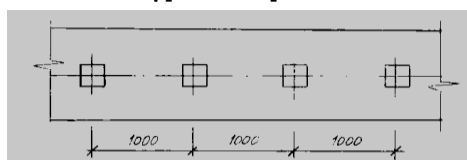
$$a = (m_p - 1) \sqrt{(3d)^2 - 0,25}. \quad (4.7)$$

Ширина ростверка

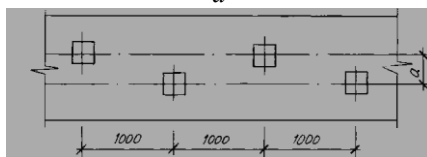
$$b_p = a + d + 2c_o. \quad (4.8)$$

При однорядном расположении свай в ростверке возможен случай, когда расстояние 1000 мм не удовлетворяет требуемому удалению свай друг от друга. Например, при диаметре свай 350 и 400 мм. В этом случае следует применять шахматное расположение свай, то есть использовать двухрядное расположение свай (рис. 4.3 б). Тогда расстояние между рядами должно быть не менее

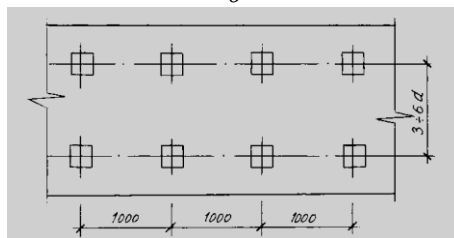
$$a = \sqrt{[(3 \div 6) \cdot d]^2 - 0,25}. \quad (4.9)$$



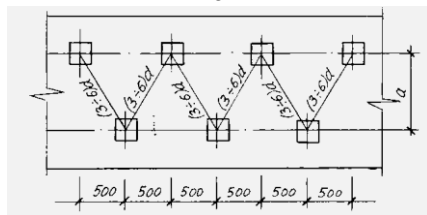
a



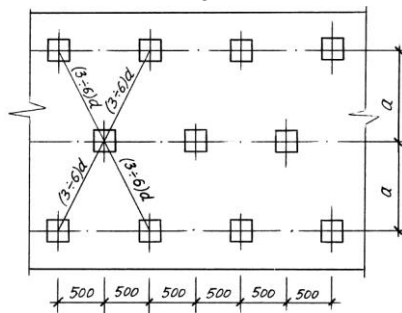
б



в



г



д

Рис. 4.3. Схемы расположения свай в ленточном ростверке: а – однорядное; б, в, г – двухрядное; д – трехрядное

Если количество свай на 1 пог. м два и более, то расположение свай в ростверке может быть осуществлено схемами, приведенными на рис. 4.3 в, з, д.

Обычно не рекомендуется иметь на 1 пог. м ростверка более 3 свай, так как в этом случае ширина ростверка достигает больших размеров. Например, при свае диаметром 300 мм ширина ростверка должна быть не менее 2 м. В этом случае увеличивая длину сваи, добиваются повышения несущей способности сваи, что уменьшит количество свай в ростверке.

4.4. Определение нагрузки, приходящейся на сваю в ростверке

Расчет свайных фундаментов по несущей способности грунта основания свай заключается в уточнении действующих нагрузок, определении расчетных нагрузок, возникающих в наиболее нагруженных сваях, и сравнении их с расчетной нагрузкой, допускаемой на сваю по грунту.

После размещения свай в плане и конструирования ростверка по принятым габаритным размерам ростверка определяется фактическая дополнительная вертикальная нагрузка, действующая на ростверк:

а) для ленточных фундаментов

$$N_1^{\text{сум}} = N_1 + 1,1(N_p + N_{\text{ФБС}} + G_{\text{гр}}), \quad (4.10)$$

где N_1 – расчетная нагрузка на верхний обрез фундамента от веса здания, собранная по первому предельному состоянию (кН/м³); N_p – вес ростверка (кН/м); $N_{\text{ФБС}}$ – вес фундаментных блоков (кН/м); $G_{\text{гр}}$ – вес грунта на обрезах ростверка (кН/м);

б) для отдельно стоящих фундаментов

$$N_1^{\text{сум}} = N_1 + 1,1(N_p + N_{\text{ст}} + G_{\text{гр}}), \quad (4.11)$$

где N_1 – вертикальная нагрузка от веса здания (кН/м³); N_p – вес ростверка (кН/м); $N_{\text{ст}}$ – вес стакана (кН/м); $G_{\text{гр}}$ – вес грунта на обрезах ростверка (кН/м).

Расчетная нагрузка на сваю

$$N_c = F_d / \gamma_k, \quad (4.12)$$

где γ_k – коэффициент надежности, равный 1,4 при определении несущей способности расчетным методом и 1,25 – по результатам испытаний свай.

При действии на ростверк только вертикальной нагрузки должно выполняться условие

$$N = N_1^{\text{сум}} / n \leq N_c, \quad (4.13)$$

где N – нагрузка, передаваемая ростверком на сваю.

При действии на ростверк момента M_1 и вертикальной N_1 и поперечной Q_1 сил нагрузка на сваю вычисляется по формуле

$$N = \frac{N_1^{\text{сум}}}{n} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x_i^2} \leq N_c, \quad (4.14)$$

где M_x – момент, действующий на ростверк относительно оси x ; M_y – момент, действующий на ростверк относительно оси y ; n – число свай в ростверке; x_i, y_i – расстояние, отсчитываемое от соответствующих осей ростверка до оси сваи, для которой вычисляется нагрузка; $\sum x_i^2$ и $\sum y_i^2$ – сумма квадратов расстояний от осей ростверка до каждой сваи.

Перегрузка свай, кроме оговоренного выше случая, не допускается, а недогрузка не должна превышать 5%. При недопустимых расхождениях N и N_c производится корректировка свайного фундамента одним из следующих способов:

а) увеличивают количество свай в ростверке;

б) увеличивают несущую способность сваи путем удлинения сваи или ее сечения;

в) увеличивают расстояние между сваями при действии на ростверк значительных моментов или поперечных сил.

4.5. Проверка прочности основания под условным свайным фундаментом

Для этой проверки строят условный свайный фундамент (рис. 4.4).

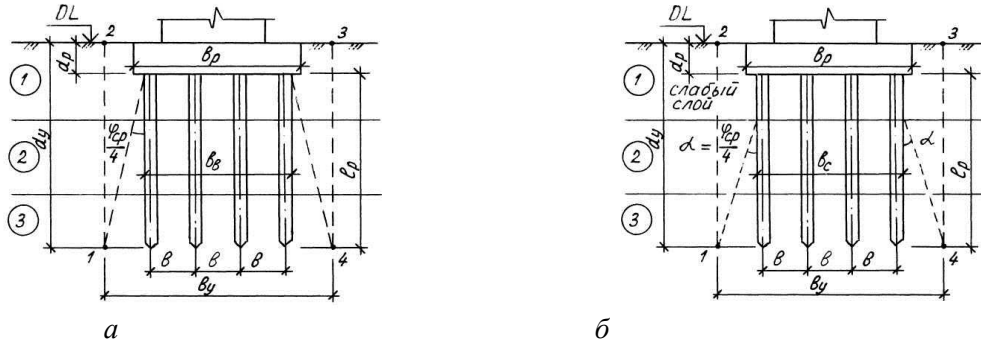


Рис. 4.4. Схемы построения условного свайного фундамента при отсутствии слабых грунтов – а, при наличии слабого слоя в пределах толщи прорезываемой сваями – б: 1 – слои грунтов, b_y – ширина условного фундамента

Границы условного фундамента (рис. 4.4) определяются следующим образом: снизу – горизонтальной плоскостью, проходящей через нижние концы свай; с боков – вертикальными плоскостями, отстоящими от наружных граней крайних рядов вертикальных свай на расстоянии $l_p \cdot \text{tg}(\varphi/4)$; сверху – поверхностью планировки грунта DL . На рис. 4.4 проекция такого условного фундамента представлена фигурой «1 – 2 – 3 – 4», здесь φ – осредненное расчетное значение (по деформациям) значение угла внутреннего трения грунта, определяемое по формуле

$$\varphi = \frac{\sum \varphi_{II,i} \cdot h_i}{\sum h_i}, \quad (4.15)$$

где h_i , $\varphi_{II,i}$ – соответственно толщина и расчетное значение угла внутреннего трения отдельного i -го слоя, пройденного сваями (в пределах расчетной длины свай l_p).

Наклонные плоскости проводятся от подошвы ростверка. Если в пределах расчетной длины свай l_p встречаются ненормируемые («слабые») грунты, не обеспечивающие трение по боковой поверхности свай (например, пылевато-глинистые в текучем состоянии, рыхлые песчаные грунты), наклонные плоскости под углом $\varphi/4$ проводятся от кровли того слоя, где силы трения принимают участие в обеспечении несущей способности свай. В этом случае φ определяется лишь для нижележащих слоев грунта.

Размеры подошвы условного фундамента (ширину b_y и длину l_y) можно определить по формулам

$$b_y = (m_b - l) b_b + d + 2l_p - \text{tg}(\varphi_{cp}/4), \quad (4.16)$$

$$l_y = (m_l - l) b_l + d + 2l_p - \text{tg}(\varphi_{cp}/4), \quad (4.17)$$

где m_b , m_l – количество рядов свай соответственно по ширине и длине фундамента; b_b , b_l – расстояния, между рядами свай соответственно по ширине и длине фундамента; l_p – длина свай без учета ее части, заделанной в ростверк. Обычно

$$l_p = l - d, \quad (4.18)$$

l – расчетная длина свай; d – размер поперечного сечения свай.

Проверка прочности основания под условным свайным фундаментом производится по формулам (3.5) и (3.6).

Среднее давление под подошвой условного свайного производят по формуле

$$p = \frac{N_{oII} + N_{pII} + G_{грII} + N_{свII}}{A_y}, \quad (4.19)$$

где N_{oII} – внешняя нормативная нагрузка на уровне обреза условного фундамента; N_{pII} – нормативная нагрузка от веса ростверка; $G_{грII}$ – нормативная нагрузка от веса грунта в объеме условного фундамента; $N_{свII}$ – нормативная нагрузка от веса свай; A_y – площадь условного фундамента.

При определении N_{oII} необходимо учитывать наличие подвала в зданиях. В этом случае к нагрузке N_{oII} прибавляется вес стакана и фундаментных стеновых блоков или монолитных стен подвала.

Вес ростверка равен

$$N_{pII} = (b_{рост} \times l_{рост} + h_{рост}) 25, \quad (4.20)$$

где $b_{рост}$, $l_{рост}$, $h_{рост}$ – соответственно ширина, длина и высота ростверка; 25 – удельный вес железобетона в ростверке (кН/м^3).

Вес свай в ростверке

$$N_{\text{свп}} = n(l_p \times d^2) \times 25, \quad (4.21)$$

где n – количество свай в ростверке (шт.); l_p – длина сваи за исключением ее заделки в ростверк (м); d^2 – площадь сечения сваи (м²); 25 – удельный вес железобетона в ростверке (кН/м³).

$$N_{\text{рп}} = (V_y - V_{\text{рост}}) \gamma_{\text{п,ср}}, \quad (4.22)$$

где V_y – объем условного свайного фундамента (м³); $V_{\text{рост}}$ – объем ростверка в пределах условного свайного фундамента; $\gamma_{\text{п,ср}}$ – средний расчетный удельный вес грунта в пределах условного фундамента (кН/м³).

$$V_{\text{усл}} = b_y \times l_y \times d_y, \quad (4.23)$$

где b_y , l_y , d_y – соответственно ширина, длина и глубина заложения условного фундамента.

$$\gamma_{\text{п,ср}} = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i}{h_i = d_y}, \quad (4.24)$$

где h_i – мощность слоев грунта в пределах глубины заложения условного фундамента; в пределах глубины заложения условного фундамента; γ_i – расчетный удельный вес в i -м слое грунта, вычисленный с учетом взвешивающего действия воды, если в пределах d_y нет водоупора.

Определение максимального и минимального давлений производится по формулам (3.9), (3.10), (3.11), (3.12). Если в этих формулах приведены размеры фундаментов мелкого заложения, то в настоящей главе размеры относятся только к условному свайному фундаменту, то есть $b = b_y$, $l = l_y$, $h_{\text{ф}} = d_y$.

Расчетное сопротивление грунта R вычисляется под условным фундаментом по формуле (3.3), где подставляются следующие величины: b_y вместо b и d_y вместо d_1 .

Все коэффициенты (γ_{c1} , γ_{c2} , M_p , M_q , M_c , c_{II}) принимаются для того слоя, на который опирается условный свайный фундамент. Если в пределах высоты условного фундамента нет водоупора, то удельные веса грунтов в каждом слое рассчитываются с учетом взвешивающего действия воды.

При невыполнении условий (3.5) и (3.6) необходимо увеличить расстояние между сваями до $6d$ или увеличить длину сваи для забивки в более прочный грунт.

5. ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОЕ СРАВНЕНИЕ ВАРИАНТОВ И ВЫБОР ЭКОНОМИЧНОГО ТИПА ФУНДАМЕНТА

Расчет объемов и стоимости ведется на 1 м погонной длины ленточного фундамента или один фундамент под колонну. Сравнение вариантов следует производить в табличной форме (табл. 5.1).

Таблица 5.1

Сравнение вариантов фундаментов						
№ п/п	Виды работ	Стоимость, у.е.	Варианты фундаментов			
			Мелкого заложения		Свайные	
			объем, м ³	стоимость	объем, м ³	стоимость
ИТОГО						

Укрупненные показатели затрат на возведение фундаментов приведены в прил. 8.

Выбираем наиболее экономичный тип фундамента и оставшиеся сечения выбираем по этому типу.

6. РАСЧЕТ ОСАДКИ ФУНДАМЕНТОВ

В соответствии с указаниями СНиП расчет оснований по предельным состояниям для гражданских и промышленных зданий, предлагаемых в курсовом проекте, ограничивается расчетом по деформациям. Расчет оснований по деформациям сводится к определению расчетных значений стабилизированных осадок фундаментов в различных сечениях и сравнению их с предельными, заданными для данного типа сооружения. При этом должны соблюдаться следующие условия:

1) абсолютные осадки $S_{расч} \leq S_u$; 2) относительные осадки $\lambda_{расч} \leq \lambda_u$; 3) крен $tg \theta_{расч} \leq tg \theta_u$; 4) прогиб или выгиб $f_{расч} \leq f_u$.

При несоблюдении одного из этих условий необходимо увеличить размеры фундаментов (ширину или глубину) или перейти на другой тип фундамента (например, отказаться от фундамента мелкого заложения на естественном основании и перейти на свайный фундамент) и добиться выполнения необходимых условий. В курсовом проекте осадка должна быть рассчитана двумя методами: методом послойного суммирования и методом эквивалентного слоя. Свайный фундамент рассчитывается как условный массивный фундамент площадью A_y . Дополнительное давление определяется в плоскости нижних концов свай, и сжимаемая толща располагается под свайным фундаментом.

6.1. Расчет осадки методом послойного суммирования

Осадка определяется методом послойного суммирования по формуле

$$s = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp_i} \cdot h_i}{E_i}, \quad (6.1)$$

где β - безразмерный коэффициент, равный 0,8; σ_{zp_i} - среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения в i -м слое грунта, равное полусумме указанных напряжений на верхней z_{i-1} и нижней z_i границах слоя по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента (рис. 6.1); h_i и E_i - соответственно толщина и модуль деформации i -го слоя; h - число слоев.

Дополнительные вертикальные напряжения под подошвой фундаментов (σ_{zp}) и вертикальные напряжения от действия собственного веса грунтов определяются по формулам (3.21, 3.22, 3.23).

Если в пределах сжимаемой толщи (H_c) имеется водоупорный слой, то при построении эпюры напряжений σ_{zq} действие взвешивающего действия воды на величину удельного веса грунтов не учитывается. В противном случае взвешивающее действие воды учитывается (табл. 6.1).

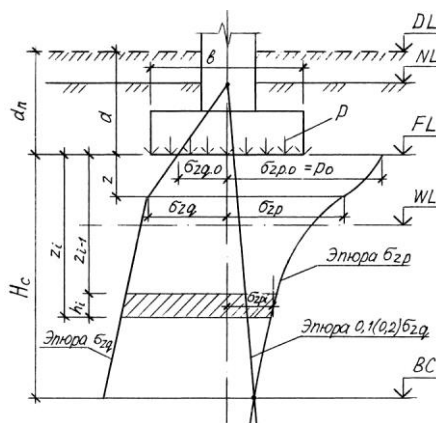


Рис. 6.1. Распределение вертикальных нормальных напряжений в грунтовой толще:

DL - отметка планировки; NL - отметка поверхности природного рельефа; FL - отметка подошвы фундамента; WL - уровень подземных вод; BC - нижняя граница сжимаемой толщи; d и d_n - глубина заложения фундаментов соответственно от уровня планировки и поверхности природного рельефа; b - ширина фундамента; p - среднее давление по подошве фундамента; σ_{zq} и $\sigma_{zq,0}$ - вертикальные напряжения от собственного веса грунта на глубине $(d_n + z)$ и на уровне подошвы; p_0 - дополнительное давление по подошве фундамента; σ_{zp} и $\sigma_{zp,0}$ - дополнительные вертикальные напряжения от внешней нагрузки на глубине z от подошвы фундамента; H_c - глубина сжимаемой толщи

Построение эпюр напряжений σ_{zp} и $\sigma_{zp,0}$ производится в следующей последовательности:

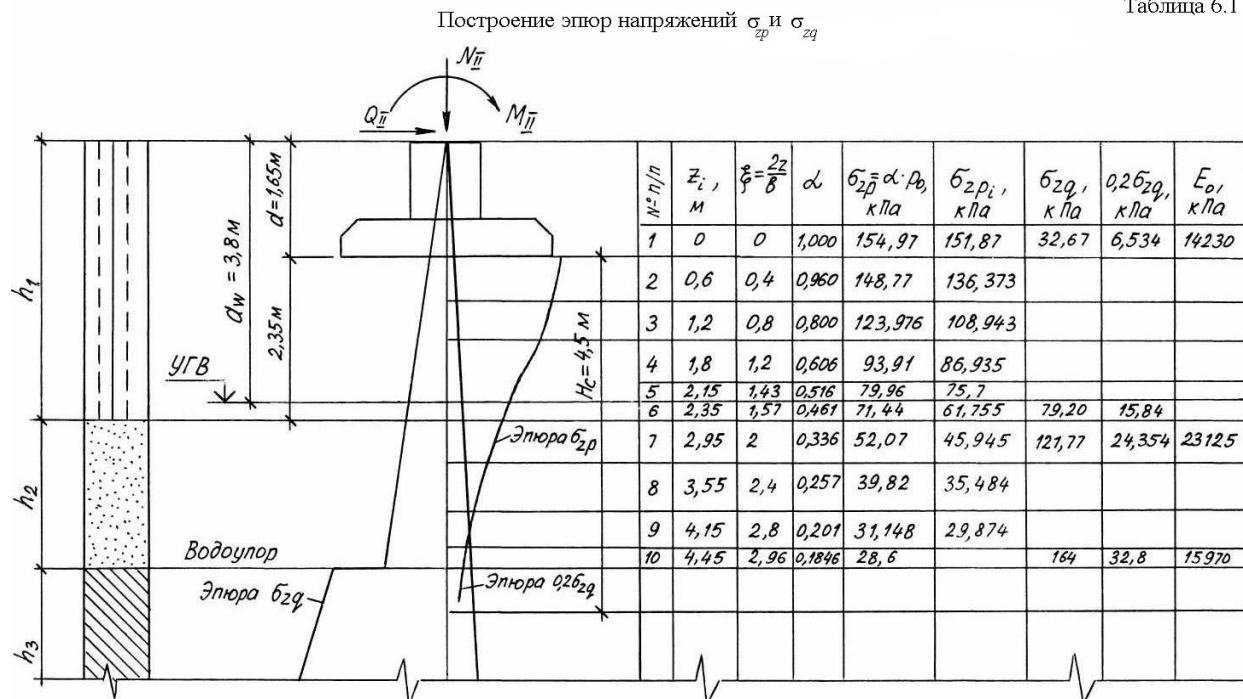
а) с левой стороны табл. 6.1 откладываются мощности геологических слоев с нанесением уровня грунтовых вод (УГВ);

б) рядом располагают вертикальный разрез фундамента, для которого рассчитывается осадка;

в) толщину элементарных слоев принимают равной $0,2b$, что позволяет принимать табличный коэффициент α без интерполяции (прил. 1). Однако при толщине элементарных слоев более 0,6 м значение $0,2b$ необходимо уменьшить до $0,1b$;

г) высота сжимаемой толщи H_c равна расстоянию, отсчитываемому от горизонтальной площади, где пересекаются эпюры напряжений σ_{zp} и $0,1\sigma_{zq}$ – при модуле деформации грунта в точке пересечения более 5 МПа;

Таблица 6.1



д) при расчете осадки фундаментов, расположенных на расстоянии не менее 6 м, необходимо учитывать взаимное их влияние. В связи с этим к эпюре дополнительных напряжений, построенной для проектируемого фундамента, достраивается и суммируется добавочная часть, являющаяся следствием влияния соседнего фундамента. Напряжения от влияния соседних фундаментов определяются по методу угловых точек. Для этого площади подошвы фундаментов в плане делят на прямоугольники так, чтобы центральная точка проектируемого фундамента была общей для всех прямоугольников и являлась угловой для каждого из них. Коэффициент α для расчета по методу угловых точек применяется по прил. 4. При этом значения определяются из выражения

$$\alpha_1 = \frac{1}{4} f\left(\frac{z}{b} \div \frac{l}{a}\right).$$

Расчетная осадка фундамента должна быть меньше предельно допустимой величины, приведенной в прил. 4 СНиП 2.02.01-83*:

$$s_{\text{расч}} \leq s_u \cdot \quad (6.2)$$

6.2. Расчет осадки методом эквивалентного слоя

Осадку фундаментов по методу эквивалентного слоя определяют из формулы

$$S = h_3 \cdot m_{vm} \cdot p_0, \quad (6.3)$$

где h_3 – толщина эквивалентного слоя; m_{vm} – средний коэффициент сжимаемости грунтов для сжимаемой толщи; p_0 – дополнительное давление на основание.

Толщина эквивалентного слоя равна

$$h_3 = A_0 \cdot b, \quad (6.4)$$

где A_ω - коэффициент эквивалентного слоя для средней осадки фундаментов; b - ширина фундамента.

Толщина сжимаемой толщи

$$H_c = 2 h_3 . \quad (6.5)$$

Средний коэффициент относительной сжимаемости грунтов в пределах сжимаемой толщи (рис.6.2)

$$m_{vm} = \frac{\sum h_i \cdot m_{vi} \cdot z_i}{2h_3^2} , \quad (6.6)$$

где h_i - толщина i -го слоя в пределах сжимаемой толщи; m_{vi} - относительный коэффициент сжимаемости i -го слоя; z_i - расстояние, отсчитываемое от нижней границы сжимаемой толщи до середины i -го слоя.

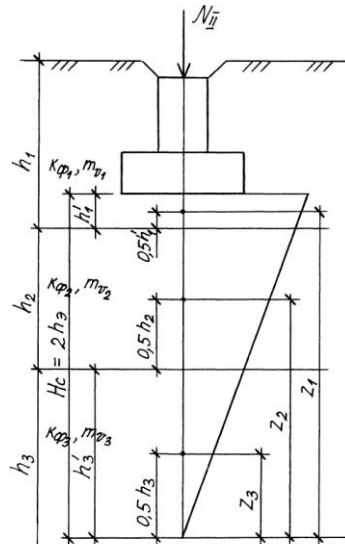


Рис. 6.2. Схема к определению m_{vm} и $K_{\phi m}$

6.3. Расчет затухания осадки во времени

Вычислим средний коэффициент консолидации

$$C_{vm} = \frac{K_{\phi m}}{m_{vm} \cdot \gamma_w} , \quad (6.7)$$

где $K_{\phi m}$ - средний коэффициент фильтрации, определяемый из выражения

$$K_{\phi m} = \frac{H_\phi}{\sum \frac{h_i}{K_{\phi i}}} ;$$

γ_w - удельный вес воды, равный 10 кН/м^3 ; $K_{\phi i}$ - коэффициент фильтрации i -го слоя, H_ϕ - путь фильтрации.

При вычислении $K_{\phi m}$ необходимо учитывать наличие песчаных грунтов в сжимаемой толще. Если в сжимаемой толще есть эти слои, то они являются водопроницаемыми грунтами. При действии давления поровая вода из этих грунтов моментально отжимается из пор, поэтому песчаные грунты не препятствуют развитию осадки во времени.

Наличие песчаных грунтов укорачивает величину пути фильтрации, следовательно, уменьшает время затухания осадки. Поэтому возможны случаи:

а) высота сжимаемой толщи H_c равна пути фильтрации, когда в сжимаемой толще расположены только глинистые грунты, т.е. $H_c = H_\phi$;

б) под подошвой расположен песчаный слой грунта. В этом случае путь фильтрации расположен только в глинистых грунтах, т.е. $H_\phi = H_c - h_1'$ (рис. 6.2);

в) песчаный слой расположен в середине глинистых грунтов. В этом случае $H_\phi = H_c - (h_3 \text{ или } h_1')$. Из толщины H_c вычитается наибольшее из значений h_3 и h_1' (рис. 6.2);

г) песчаный слой расположен в нижней границе сжимаемой толщи. В этом случае $H_\phi = H_c - (h_2 + h_1')$.

Рассчитаем период T

$$T = \frac{4H_{\phi}^2}{\pi^2 \cdot C_{vt}}, \quad (6.9)$$

где $\pi = 3,14$.

Определение затухания осадки во времени производим в виде таблицы (табл. 6.2).

Таблица 6.2

U, степень консолидации	Затухание осадки во времени			t = T·N, годы	s _t = U·s _k
	«0»	«1»	«2»		
0,1					
0,2					
0,3					
...					
0,95					

Значение N зависит от формы уплотняющих напряжений (рис. 6.3) и принимается из табл. 6.3.

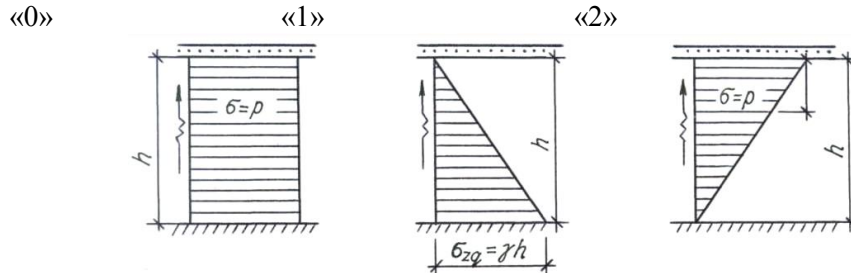


Рис. 6.3. Эпюры уплотняющих напряжений для случаев «0», «1», «2»

Таблица 6.3

U	Зависимость значения N от U для трех случаев			U	N		
	«0»	«1»	«2»		«0»	«1»	«2»
0,1	0,02	0,12	0,005	0,6	0,71	0,95	0,42
0,2	0,08	0,25	0,02	0,7	1,00	1,24	0,69
0,3	0,17	0,39	0,06	0,8	1,40	1,64	1,08
0,4	0,31	0,55	0,13	0,9	2,09	2,35	1,77
0,5	0,49	0,73	0,24	0,95	2,80	3,17	2,54

Форма «0» соответствует состоянию, когда грунты полностью водонасыщены. В курсовом проекте можно принимать форму «0», если толщина сжимаемой толщи H_c находится в $0,5 H_c$ в водонасыщенном состоянии. Форма «1» принимается для насыпей, а форма «2» – во всех остальных случаях.

По данным табл. 6.2 строится график затухания осадки во времени (рис. 6.4).

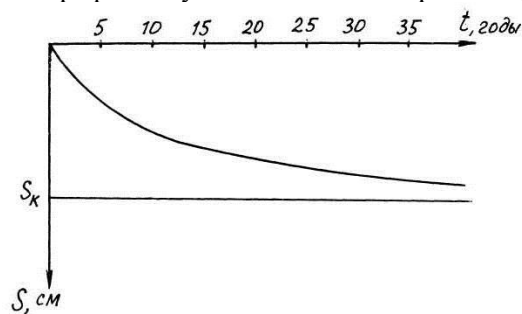


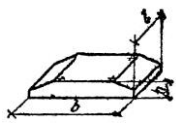
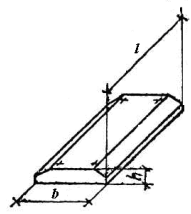
Рис. 6.4. График затухания осадки во времени

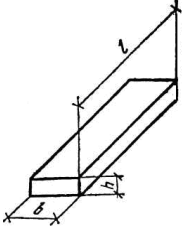
ПРИЛОЖЕНИЯ

1. Значения коэффициентов M_γ , M_q и M_c

φ	M_γ	M_q	M_c	φ	M_γ	M_q	M_c
0	0	1,0	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	4,01	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	5,98	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	3,21	5,84	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

2. Плиты железобетонные для ленточных фундаментов

Марка плиты	Размеры плиты, мм			Объем бетона, м ³	Масса плиты, т	Эскиз		
	b	l	h					
ФЛ32.12	3200	1180	500	1,6	4			
ФЛ 32.8		780		1,05	2,62			
ФЛ 8.12	2800	1180		1,37	3,42			
ФЛ 28.8		780		0,9	2,24			
ФЛ 4.12	2400	1180		1,14	2,845			
ФЛ 24.8		780		0,74	1,865			
ФЛ 0.12	2000	1180		0,98	2,44			
ФЛ 20.8		780		0,64	1,595			
ФЛ 6.24	1600	2380		300	0,99		2,47	
ФЛ16.12		1180			0,49		1,215	
ФЛ 16.8		780	0,32		0,8			
ФЛ 4.24	1400	2380	0,824		2,11			
ФЛ 4.12		1180	0,42		1,01			
ФЛ 14.8		780	0,27		0,685			
ФЛ12.24	1200	2380	0,7		1,76			
ФЛ12.12		1180	0,35		0,879			
ФЛ 12.8		780	0,23		0,57			
ФЛ10.24	1000	2380	0,61		1,52			
ФЛ 0.12		1180	0,3	0,75				
ФЛ 10.8		780	0,2	0,495				

Марка плиты	Размеры плиты, мм			Объем бетона, м ³	Масса плиты, т	Эскиз
	<i>b</i>	<i>l</i>	<i>h</i>			
ФЛ 8.24	800	2380	300	0,56	1,395	
ФЛ 8.12		1180		0,27	0,685	
ФЛ 6.24	600	2380		0,41	1,04	
ФЛ 6.12		1180		0,2	0,515	

3. Стеновые блоки для ленточных фундаментов

Марка плиты	Размеры плиты, мм			Объем бетона, м ³	Масса плиты, т
	<i>b</i>	<i>l</i>	<i>h</i>		
ФБС 24.3.6	2380	300	580	0,41	0,97
ФБС 24.4.6		400		0,54	1,3
ФБС 24.5.6		500		0,7	1,63
ФБС 24.6.6		600		0,81	1,96
ФБС 12.4.6	1180	400	280	0,26	0,64
ФБС 12.5.6		500		0,33	0,79
ФБС 12.6.6		600		0,4	0,96
ФБС 12.4.3	1180	400	280	0,13	0,31
ФБС 12.5.3		500		0,16	0,38
ФБС 12.6.3		600		0,19	0,46
ФБС 9.3.6	880	300	580	0,15	0,35
ФБС 9.4.6		400		0,2	0,47
ФБС 9.5.6		500		0,24	0,59
ФБС 9.6.6		600		0,29	0,7
ФБВ 9.4.6	880	400	580	0,18	0,39
ФБВ 9.5.6		500		0,2	0,49
ФБВ 9.6.6		600		0,24	0,58
ФБП 24.4.6	2380	400	580	0,44	1,05
ФБП 24.5.6		500		0,53	1,26
ФБП 24.6.6		600		0,58	1,4

Примечания: 1. Масса блока приведена для тяжелого бетона.

2. Марка блоков: ФБС – фундаментный блок сплошной; ФБВ – фундаментный блок сплошной с вырезом для укладки перемычек, плит перекрытий и пропуска коммуникаций под потолком в подполье; ФБП – фундаментный блок пустотелый (с открытыми внизу пустотами).

4. Значения коэффициента α

$\xi = \frac{2z}{b}$	Коэффициент α для фундаментов							лен-точ-ных
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$						
		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	0,178	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

$\xi = \frac{2z}{b}$	Коэффициент α для фундаментов							лен-точ-ных
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$						
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	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	0,133	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	0,29	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

5. Сваи сплошные квадратного сечения
с поперечным армированием ствола

Марка свай	Марка бетона	Продольная арматура	Расход на сваю		Справочная масса свай, т	Расстояние, мм		N_p , тс
			бетона, м ³	арматуры, кг		до петли, l_1	до штыря, l_2	
C3-20	200	4Ø10A-I	0,13	13,98	0,33	600	-	6,6
C3,5-20			0,15	15,41	0,38	700	-	
C4-20			0,17	16,90	0,43	800	-	
C4,5-20			0,19	18,35	0,48	900	-	
C5-20			0,21	19,86	0,53	1000	-	
C5,5-20			0,23	21,28	0,58	1100	-	
C6-20			0,25	22,89	0,63	1200	1800	
C4,5-25	200	4Ø10A-I	0,29	20,08	0,73	900	-	6,6
C5-25		4Ø10A-I	0,32	21,62	0,80	1000	-	6,6
C5,5-25		4Ø10A-I	0,35	23,16	0,88	1100	-	6,6
C6-25		4Ø12A-I	0,38	31,47	0,95	1200	-	9,5
C3-30	200	4Ø10A-I	0,28	16,84	0,70	600	-	6,6
C3,5-30			0,33	18,47	0,83	700	-	
C4-30			0,37	20,08	0,93	800	-	
C4,5-30			0,42	21,70	1,05	900	-	
C5-30			0,46	24,14	1,15	1000	-	
C5,5-30	200	4Ø12A-I	0,51	32,01	1,28	1100	-	9,5
C6-30			0,55	33,96	1,38	1200	-	
C7-30			0,64	37,76	1,60	1400	2100	
C8-30			0,73	42,08	1,83	1600	2400	
C9-30	250	0,82	46,20	2,05	1800	2600	12,2	
C10-30	250	4Ø12A-II	0,91	64,68	2,28	2900	2900	16,6
C11-30		4Ø16A-II	1,00	86,96	2,50	3200	3200	21,7
C12-30		4Ø16A-II	1,09	94,04	2,73	2500	2500	21,7
C8-35	250	4Ø12A-II	1,00	45,13	2,50	1600	2400	12,2
C9-35		4Ø12A-II	1,12	49,81	2,80	1800	2600	12,2
C10-35		4Ø14A-II	1,24	68,59	3,10	2100	2900	16,6
C11-35		4Ø16A-II	1,37	91,09	3,43	2300	3200	21,7
C12-35		4Ø16A-II	1,49	98,33	3,73	2500	3500	21,7
C-13-35	300	4Ø16A-III	1,61	106,81	4,03	2700	3800	27,3
C14-35		4Ø18A-III	1,73	138,05	4,33	2900	4100	34,6
C15-35		4Ø18A-III	1,82	140,23	4,65	3100	4400	34,6

6. Расчетные сопротивления свай

Г л у б и	Расчетные сопротивления под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, R , кПа
-----------	---

	песчаных грунтов средней плотности						
	гравелист ых	крупных	-	средней крупност и	мелких	пылеваты х	-
	пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести I_L равном						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	$\frac{6600}{4000}$	3000	$\frac{3100}{2000}$	$\frac{2000}{1200}$	1100	600
4	8300	$\frac{6800}{5100}$	3800	$\frac{3200}{2500}$	$\frac{2100}{1600}$	1250	700
5	8800	$\frac{7000}{6200}$	4000	$\frac{3400}{2800}$	$\frac{2200}{2000}$	1300	800
7	9700	$\frac{7300}{6900}$	4300	$\frac{3700}{3300}$	$\frac{2400}{2200}$	1400	850
10	10500	$\frac{7700}{7300}$	5000	$\frac{4000}{3500}$	$\frac{2600}{2400}$	1500	900
15	11700	$\frac{8200}{7500}$	5600	$\frac{4400}{4000}$	2900	1650	1000
20	12600	8500	6200	$\frac{4800}{4500}$	3200	1800	1100
25	13400	9000	6800	5200	3500	1950	1200
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10000	8000	6000	4100	2250	1400

П р и м е ч а н и я: 1. Над чертой даны значения R для песчаных грунтов, под чертой – для пылевато-глинистых.

2. В прил. 6 и 7 глубину погружения нижнего конца свай и среднюю глубину расположения слоя грунта при планировке территории срезкой, подсыпкой, намывом до 3 м следует принимать от уровня природного рельефа, а при срезке, подсыпке, намыве от 3 до 10 м – от условной отметки, расположенной соответственно на 3 м выше уровня срезки или на 3 м ниже уровня подсыпки.

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

При проектировании путепроводов через выемки глубиной до 6 м для свай, забиваемых молотами без подмыва или устройства лидерных скважин, глубину погружения в грунт нижнего конца свай прил. 6 следует принимать от уровня природного рельефа в месте сооружения фундамента. Для выемок глубиной более 6 м глубину погружения свай следует принимать как для выемок глубиной 6 м.

3. Для промежуточных глубин погружения свай и промежуточных значений показателя текучести I_L пылевато-глинистых грунтов значения R и f_i в прил. 6 и 7 определяются интерполяцией.

4. Для плотных песчаных грунтов, степень плотности которых определена по данным статического зондирования, значения R по прил. 6 для свай, погруженных без использования подмыва или лидерных скважин, следует увеличить на 100%. При определении степени плотности грунта по данным других видов инженерных изысканий или отсутствии данных статического зондирования для плотных песков значения R по прил. 6 следует увеличить на 60%, но не более чем до 20 000 кПа.

5. Значения расчетных сопротивлений R по прил. 6 допускается использовать при условии, если заглубление свай в неразрываемый и срезаемый грунт составляет не менее:

4,0 м – для мостов и гидротехнических сооружений;

3,0 м – для зданий и прочих сооружений.

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

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

7. Расчетные сопротивления на боковой поверхности свай

	Расчетные сопротивления на боковой поверхности забивных свай и свай-оболочек f_b , кПа
--	--

	песчаных грунтов средней плотности								
	крупных и средней крупности	мелких	пылеватых	-	-	-	-	-	-
	пылеватоглинистых при показателе текучести I_L равном								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7

Примечания: 1. При определении расчетного сопротивления грунта на боковой поверхности свай f_i по прил. 7 следует учитывать требования, изложенные в прим. 2 и 3 к прил. 6.

2. При определении по прил. 7 расчетных сопротивлений грунтов на боковой поверхности свай f_i пласты грунтов следует расчленять на однородные слои толщиной не более 2 м.

3. Значения расчетного сопротивления плотных песчаных грунтов на боковой поверхности свай f_i следует увеличивать на 30% по сравнению со значениями, приведенными в прил. 7.

4. Расчетные сопротивления супесей и суглинков с коэффициентом пористости $e < 0,5$ и глин с коэффициентом пористости $e < 0,6$ следует увеличивать на 15% по сравнению со значениями, приведенными в прил. 7, при любых значениях показателя текучести.

8. Укрупненные показатели затрат на работы, связанные с подготовкой оснований и устройством фундаментов

Наименование работ и конструкций	Ед. изм.	Стоимость, у.е.
А. Земляные работы		
Разработка грунта под фундаменты (объем грунта принимается равным объему фундамента):		
без водоотлива		
с водоотливом при количестве мокрого грунта менее 50%	м ³	4,10
с водоотливом при количестве мокрого грунта более 50%		
Крепление стенок котлована досками	м ³	5,95
Устройство деревянного шпунтового ограждения		
Металлический шпунт при длине до 15 м	м ³	8,38
Устройство закрытого дренажа	м ²	0,65
	м ²	5,20
	т	126,00
	10 м	15,50
Б. Искусственные основания		
Распределительные подушки		
грунтовые	м ³	0,60
песчаные	м ³	4,50
щебеночные и гравийные	м ³	9,30
Уплотнение грунта		
тяжелыми трамбовками	м ³	0,24
грунтовыми сваями	м ³	1,86
Закрепление грунтов:		
силикатизация	м ³	8,60
закрепление синтетическими смолами	м ³	50,00
искусственное замораживание	м ³	10,00
цементация песков	пог.м скважины	15,00
термическое закрепление лессов	м ³	2,50
В. Фундаменты мелкого заложения		

Наименование работ и конструкций	Ед. изм.	Стоимость, у.е.
Монолитные фундаменты		
бутовые	м ³	17,70
бутобетонные	м ³	18,70
бетонные	м ³	16,50
железобетонные отдельные	м ³	21,00
железобетонные ленточные	м ³	24,00
железобетонные безбалочные плиты	м ³	23,50
железобетонные ребристые плиты	м ³	29,20
Сборные фундаменты		
бетонные	м ³	29,10
железобетонные под колонны	м ³	32,90
железобетонные ленточные	м ³	33,50
Подпорные стенки		
бетонные	м ³	24,80
бутобетонные	м ³	22,70
железобетонные	м ³	32,60
Г. Свайные фундаменты		
Деревянные сваи с забивкой при длине		
до 7 м	м ³	38,00
более 7 м	м ³	43,00
Железобетонные сваи (с забивкой)		
полнотелье длиной до 10 м	м ³	80,00
то же, длиной до 15 м	м ³	90,00
то же, длиной до 25 м	м ³	116,00
полые длиной до 8 м с открытым концом	м ³	72,00
Металлические трубчатые оболочки (с забивкой)		
Набивные бетонные сваи	т	142,00
длинной до 10 м		
длинной до 20 м	м ³	53,00
Ростверк железобетонный монолитный	м ³	63,00
	м ³	23,20
Д. Фундаменты глубокого заложения		
Опускные колодцы:		
железобетонный колодец	м ³	46,20
железобетонное днище колодца	м ³	38,00
заполнение колодцы песком	м ³	6,24
бетонирование верхней плиты	м ³	22,00